



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

**DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA
Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGÜITE,
MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS**

Edgar Rogelio López Barrios
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA
Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGÜITE,
MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

EDGAR ROGELIO LÓPEZ BARRIOS
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2007

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. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 24 de febrero de 2006
Ref. LPS. C. C.91.02.06

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Alvarez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S.) titulado "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGUITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS" que fue desarrollado por el estudiante universitario EDGAR ROGELIO LÓPEZ BARRIOS, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

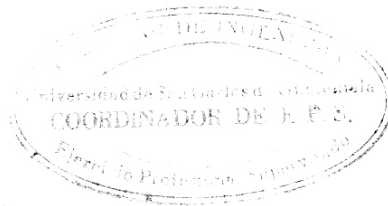
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo, en mi calidad de asesor y coordinador apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Ver y Enseñar a Otros"

Ing. Ángel Roberto Sic García
Coordinador Unidad de EPS



cc. Archivo
ARSG/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala, 31 de julio de 2006

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

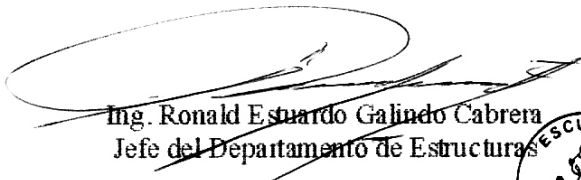
Estimado Ing. Escobar Álvarez.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGUITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edgar Rogelio López Barrios, 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. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

"TODO POR TI CAROLINGIA MÍA"
Dr. Carlos Martínez Durán, 2006 centenario de su nacimiento

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala, 17 de Noviembre de 2006

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Presente

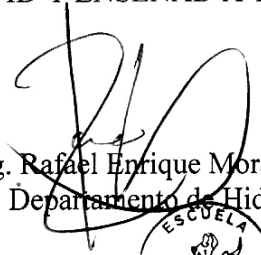
Estimado Ing. Escobar Álvarez.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGÜITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edgar Rogelio López Barrios, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merk 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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S., Ing. Ángel Roberto Sic García, al trabajo de graduación del estudiante Edgar Rogelio López Barrios, titulado DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA CHAGUITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



Guatemala, julio 2007.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.249.07

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGÜITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS**, presentado por el estudiante universitario **Edgar Rogelio López Barrios**, procede a la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, julio de 2007



/cc

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 24 de febrero de 2006
Ref. EPS. C.91.02.06

Ing. Angel Roberto Sic García
Coordinador Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Sic García.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **EDGAR ROGELIO LÓPEZ BARRIOS**, procedí a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo título es **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGUITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS"**.

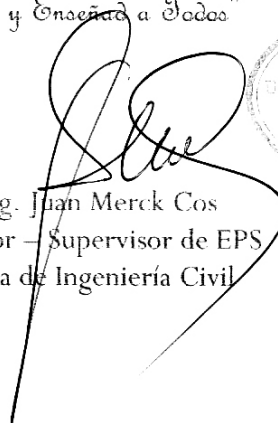
Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del **Municipio de Malacatán**.

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



cc. Archivo
JMC/jm

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 DE: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANDRÉS LA LIMA Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA EL CHAGÜITE, MUNICIPIO DE MALACATÁN, SAN MARCOS

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 7 de octubre de 2004.

Edgar Rogelio López Barrios

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por guiar mis pasos durante todo el transcurso de mi vida y darme la sabiduría para poder culminar mi carrera.

Al Maestro Jesús

Por su protección y su compañía durante los tiempos buenos y malos.

La Santa Madre

Por su incondicional ayuda para poder salvar las pruebas que se me han presentado.

Mi asesor

Ing. Juan Merck Cos

Por su valiosa colaboración en la elaboración del presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres	Rogelio López y Rubí Barrios Como una recompensa a su sacrificio y entrega durante toda mi vida.
Mis hermanos	Vinicio, Julieta, Robin y Susan Por su apoyo, aprecio y amor.
Mi esposa	Susan Virginia Por dar a mi vida el sentido que necesitaba.
Mis hijos	María Fernanda y Edgar Andrés Como un ejemplo de que aún en las situaciones más adversas, se pueden lograr cosas grandes.
Mis sobrinos	Carlos Antonio, Andrea María, Estuardo Vinicio, María Isabel, María José, Ana Daniela, Sara María. Con especial afecto y aprecio.
Mis abuelitos	Por sus sabios consejos, el apoyo y cariño brindado.
Mis amigos	Con aprecio y gratitud.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía	1
1.1.1. Investigación Preliminar	1
1.1.2. Colindancias	1
1.1.3. Etimología	2
1.1.4. Características de la Población	2
1.1.5. Producción	2
1.1.5.1. Agrícola	2
1.1.5.2. Ganadería	3
1.1.5.3. Selvicultura y extracción de madera	3
1.1.5.4. Productos alimenticios	3
1.1.5.5. Explotación de Minas	3
1.1.5.6. Comercio	3
1.1.6. Clima	4
1.1.7. Fiesta titular	4
1.1.8. Topografía y suelo	4

1.2.	Historia	5
1.3.	División político administrativa	6
1.4.	Tasa de crecimiento poblacional	6
1.5.	Tasa de mortalidad	6
1.6.	Orografía	6
	1.6.1. Identificación y descripción de cuencas	6
	1.6.1.1. Ríos	6
	1.6.1.2. Zanjones	7
	1.6.1.3. Arroyos	7
	1.6.1.4. Quebradas	7
1.7.	Técnicas de producción	7
1.8.	Aspectos de infraestructura	7
	1.8.1. Infraestructura básica	7
	1.8.2. Acceso y vías de comunicación	8
	1.8.3. Vivienda	8
	1.8.4. Condiciones sanitarias	8
1.9.	Infraestructura social	9
	1.9.1. Crecimiento urbano	9
	1.9.2. Salud	9
	1.9.3. Educación	9
	1.9.4. Autoridades	9
	1.9.5. Organizaciones diversas	
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño de puente vehicular, en la aldea San Andrés La Lima	11
	2.1.1. Consideraciones generales	11
	2.1.1.1. Descripción del proyecto	11
	2.1.1.2. Especificaciones de diseño	11
	2.1.1.3. Especificaciones de construcción	12

2.1.1.3.1. Para la superestructura	12
2.1.1.3.2. Para la subestructura	13
2.1.2. Estudios topográficos	13
2.1.3. Estudios hidrológicos	14
2.1.3.1. Método sección – pendiente	15
2.1.3.1.1. Cálculo de la pendiente	16
2.1.3.1.2. Cálculo del área de la sección de la corriente	16
2.1.3.1.3. Cálculo de caudales máximos	16
2.1.4. Suelos	17
2.1.5. Diseño de la estructura	18
2.1.5.1. Consideraciones de diseño	18
2.1.6. Diseño de la superestructura	18
2.1.6.1. Diseño de la losa	18
2.1.6.2. Espesor de losa	19
2.1.6.3. Cálculo de momentos	19
2.1.6.3.1. Momento debido a carga muerta	19
2.1.6.3.2. Momento producido por carga viva	21
2.1.6.3.3. Momento producido por impacto	21
2.1.6.4. Cálculo del acero de refuerzo	22
2.1.6.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior	23
2.1.6.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior	24
2.1.6.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior	24
2.1.7. Diseño de vigas	25
2.1.7.1. Cálculo del momento por sobrecarga	25
2.1.7.2. Fracción de carga	26

2.2.3.3.	Principios hidráulicos	64
2.2.3.4.	Relaciones hidráulicas	65
2.2.3.5.	Diseño de la red de alcantarillado sanitario	68
2.2.3.5.1.	Parámetros de diseño	68
2.2.3.5.2.	Pendiente del terreno	68
2.2.3.5.3.	Población futura tramo	69
2.2.3.5.4.	Factor de flujo instantáneo	69
2.2.3.5.5.	Caudal máximo	69
2.2.3.6.	Desfogue	73
2.2.3.6.1.	Características de los puntos elegidos	73
2.2.3.6.2.	Fosas sépticas	73
2.2.3.6.3.	Diseño de la fosa séptica	74
2.2.3.6.3.1.	Cálculo de volumen	75
2.2.3.6.3.2.	Cálculo de fosas	76
2.2.3.6.4.	Pozos de absorción	78
2.2.4.	Presupuesto	78
2.2.5.	Plan de mantenimiento propuesto	79
2.2.5.1.	Objetivos de la unidad operativa	80
2.2.5.2.	¿Cuándo realizar una inspección al sistema de Alcantarillado Sanitario?	80
2.2.6.	Impacto Ambiental	82
2.2.6.1.	Método de listas de chequeo	83
2.2.6.2.	Medidas de mitigación	86

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Diagrama de momentos	20
2	Posición de cargas para obtener momentos máximos	25
3	Diagrama de cargas de camión en lugar crítico	26
4	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	27
5	Diagrama de cargas para obtener momentos máximos	28
6	Detalle de elevación de viga principal	31
7	Detalle de secciones de la viga principal	31
8	Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo	32
9	Detalle diafragma exterior	35
10	Detalle diafragma interior	36
11	Triángulo de presiones	38
12	Esquema de la viga de apoyo	40
13	Detalle de cortina y viga de apoyo	42
14	Geometría del estribo y diagrama de presiones	42
15	Esquema de cotas invert	61
16	Planta, perfil y secciones puente La lima	101
17	Perfil y especificaciones técnicas puente La lima	103
18	Detalles de superestructura puente La Lima	105
19	Detalles de subestructura puente La Lima	107
20	Planta general alcantarillado sanitario aldea El chagüite	111
21	Planta perfil alcantarillado sanitario aldea El chagüite	113
22	Planta perfil alcantarillado sanitario aldea El chagüite	115
23	Planta perfil alcantarillado sanitario aldea El chagüite	117

24	Planta perfil alcantarillado sanitario aldea El chagüite	119
25	Detalle pozos de visita	121
26	Detalle de fosas sépticas	123

TABLAS

I	Valor soporte para cada tipo de suelo	16
II	Momento de volteo	43
III	Momento estabilizante	44
IV	Presupuesto puente vehicular	47
V	Modelo de libreta topográfica	49
VI	Profundidades mínimas, según el diámetro de tubería	64
VII	Ancho de zanja	64
VIII	Relaciones hidráulicas para una alcantarilla de sección circular	66
IX	Presupuesto alcantarillado sanitario	78
X	Posibles problemas encontrados durante la supervisión	81

GLOSARIO

Acera	Parte lateral de un puente destinada al paso de peatones.
Aditivo	Material distinto del agua, del agregado o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, que se añade a éste antes o durante el mezclado, a fin de modificar sus propiedades.
Altimetría	Parte de la topografía que se encarga de medir las alturas.
Azimut	Ángulo horizontal medido con respecto al norte y puede variar 360 grados.
Brazo	Distancia entre el punto de análisis y el punto de aplicación de la fuerza.
Caudal domiciliar	Caudal que produce el agua evacuada de las viviendas una vez utilizada por sus habitantes.
Concreto	Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua con o sin aditivos.

Dotación	Cantidad de agua asignada en un día a cada usuario de un sistema de agua potable.
Esfuerzo	Fuerza por unidad de área.
Estribo	Estructuras diseñadas para transmitir las cargas de la superestructura al suelo, haciendo también las veces de muro de contención. Refuerzo empleado para resistir esfuerzos cortantes y de torsión en una estructura.
Geodésico	Línea que une dos puntos en una superficie esférica.
Monografía	Tratado o estudio sobre un tema particular.
Orografía	Parte de la geografía que trata de la descripción de las cuencas y montañas.
Planimetría	Parte de la topografía que se encarga de representar una porción de la superficie terrestre en un plano.
Subestructura	Parte inferior de un puente que se encarga de recibir las cargas de la superestructura y a la vez transmitir las al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos que componen un puente en su parte superior.

RESUMEN

El primer proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO H15-44, con una luz entre apoyos de 22m y un ancho total de 4.70m, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, diafragmas y cortinas de concreto reforzado.

Después de evaluar las diferentes clases de estructuras que se pueden utilizar, se seleccionó una de concreto reforzado fundida *In-Situ* (en el lugar), debido a que con estos se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo central, no necesita equipo especial para su construcción, se pueden aprovechar los materiales del lugar y no requieren de mayor mantenimiento. Para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente se realizaron estudios hidrológicos complementados con el estudio topográfico.

En cuanto al drenaje tenemos que el sistema a diseñar para el presente caso es un alcantarillado sanitario combinado, que consta de tuberías de concreto que conducirán por acción de la gravedad las aguas servidas y excretas hasta los desfuegos. El período de diseño es de 22 años y la población a servir será de 2,398 habitantes. El caudal de diseño está integrado por el caudal domiciliar, las infiltraciones y conexiones ilícitas. Por la ubicación de la comunidad y el tipo de actividades que en esta se realizan, la dotación asignada a cada vivienda no es totalmente utilizada para el consumo y labores domésticas por lo que se tomó un factor de retorno al sistema del 75%.

OBJETIVOS

Generales

1. Diseñar el puente vehicular San Andrés la Lima y el sistema de alcantarillado sanitario aldea el Chagüite, municipio de Malacatán, San Marcos.
2. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, de los lugares en estudio.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, está enfocado básicamente a describir el proceso de diseño de los proyectos siguientes: Puente vehicular, para la aldea San Andrés la Lima y Alcantarillado sanitario en la aldea El chagüite, ubicadas en el municipio de Malacatán, San Marcos. Así como también, se presenta una breve monografía del municipio.

Es importante mencionar que en los cálculos realizados, se aplicaron criterios establecidos en los manuales de AASHTO y código ACI, también se tomaron en cuenta las recomendaciones hechas por la Dirección General de Caminos, Instituto de Fomento Municipal (Infom), Municipalidad de Guatemala y algunos organismos internacionales que se dedican a la ejecución de este tipo de proyectos.

Al final de este trabajo se presentan las conclusiones y recomendaciones, así como planos y especificaciones de cada proyecto.

departamental 54 kilómetros, y de la capital de la republica 297 kilómetros por la ruta nacional 1.

1.1.3. Etimología

El nombre deriva de la lengua Náhuatl: MALACATL; Huso para hilar (instrumento primitivo del indígena para elaborar hilos); TLAN: Lugar o proximidad. “Lugar Junto a los Malacates” o “Tierra de Malacates”.

1.1.4. Características de la población

La población de todo el municipio en su mayoría es de origen indígena, con excepción de la cabecera municipal en la que predomina la población no indígena.

1.1.5. Producción

Los principales productos que se elaboran en el municipio se pueden describir de la siguiente manera:

1.1.5.1. Agrícola

Dentro de la producción agrícola del lugar se puede mencionar dentro de las más sobresalientes: café, maíz, arroz, tabaco, frijol, caña de azúcar, yuca, camote, malanga, banano, naranja limón, Lima, piña, tamarindo, marañón, zapote, papaya, aguacate, además, se siembran otros tipos de cultivos, pero son en un porcentaje muy pequeño del total, por lo que se toman como complementarios.

Un gran porcentaje del suelo cultivable es utilizado para la siembra del árbol de hule, del que se extrae el látex, para la fabricación de gran cantidad de derivados del mismo.

1.1.5.2. Ganadería

Entre la crianza de animales los más comunes son: ganado vacuno, aves de corral, cerdos y algunas especies de bovinos.

1.1.5.3. Selvicultura y extracción de madera

Se produce madera para construcción, muebles y leña.

1.1.5.4. Productos alimenticios

Dentro de esta se destacan: beneficio de ganado, elaboración de productos Lácteos. Existen molinos de trigo, café y de nixtamal (maíz molido).

1.1.5.5. Explotación de Minas

En esta actividad se realiza la extracción de piedras y arena, especialmente en las orillas de los ríos del municipio.

1.1.5.6. Comercio

Por su ubicación, El municipio de Malacatán se ha convertido en uno de los centros de comercio más importantes del departamento de San Marcos y por lo tanto, en uno de los centros de convergencia de una gran cantidad de comerciantes y compradores, de la gran variedad de productos que este les ofrece. La mayoría de los participantes en estas relaciones comerciales

proceden de las ciudades de San Marcos, del Altiplano Occidental, Sur de México, Quetzaltenango, Totonicapán, Guatemala, Retalhuleu y Mazatenango.

Los de productos agrícolas de las tierras de Malacatán, especialmente las frutas, son transportadas a todos los municipios del departamento, así como a los demás departamentos de la república, debido a esta actividad se ve un marcado crecimiento en la actividad comercial de la zona.

1.1.6. Clima

El clima del municipio es calido, la temperatura oscila entre los 25 grados y 35 grados centígrados a la sombra como máximo en la época de verano, especialmente en marzo y abril. Las lluvias se presentan con mayor intensidad durante los meses de Agosto, Septiembre y Octubre, aunque por lo general llueve la mayor parte del año. Los datos fueron tomados de los registros de la estación metereologica de INSIVUMEH localizada en el municipio de Catarina, a 10 Km del Municipio de Malacatán.

1.1.7. Fiesta titular

La fiesta titular en honor a Santa Lucía, patrona de la cabecera, se lleva a cabo el 13 de diciembre.

1.1.8. Topografía y suelo

La topografía del municipio es muy variada, ya que el municipio cuenta con terreno montañoso, el cual colinda con el municipio de Tajumulco y también cuenta con terreno sumamente llano donde colinda con los municipios de Catarina y Ayutla. Gran parte del suelo es cultivable y la mayoría del mismo es

utilizado para el cultivo de arroz, maíz y tabaco. En el municipio pasan numerosos ríos también hay suelo muy rocoso y arenoso, por lo que el precio de estos materiales para la construcción es relativamente bajo.

1.2. Historia

Por acuerdo Gubernamental del 16 diciembre 1886, se suprimió la municipalidad indígena y se erigió una mixta, en la que el alcalde, un regidor, un síndico y el secretario deberían ser ladinos. Al tenor del Acuerdo Gubernativo del 1° de diciembre de 1909: "El Presidente Constitucional de la República, Acuerda: Que para el mejor servicio se suprima la Municipalidad de Malacatán, en el departamento de San Marcos, debiéndose establecer en su lugar un Juzgado Municipal, de conformidad con la ley respectiva. El Jefe Político de aquel departamento dictaría sus órdenes a fin de cumplir esta disposición. No se tiene localizado a la fecha el acuerdo que volvió a erigirla, pero se menciona que en el del 18 de octubre de 1912 se inserta el título del terreno municipal.

La cabecera fue elevada a categoría de ciudad por Acuerdo Gubernativo del 26 junio 1952, tomando en consideración su creciente importancia. La principal producción agrícola eran las fincas de café. En pequeña escala había fábricas de capas de hule y de pelotas.

Los trabajos de construcción del edificio municipal se iniciaron en mayo de 1,962 y se concluyeron en Junio de 1,966. El primer Alcalde Municipal de Malacatán fue el Señor Yanuario Díaz y Díaz, originario de Guillén, Estado de Chiapas México.

1.3. División político administrativa

La cabecera municipal cuenta con categoría de Ciudad, el municipio está conformado por 8 cantones urbanos, 2 colonias, 11 aldeas, 48 caseríos, 56 Fincas, 2 Cantones rurales, 20 Haciendas, 3 parajes, 2 comunidades Agrarias y 16 Parcelamientos.

1.4. Tasa de crecimiento poblacional

Este es del 3.8% anual, según datos de la Oficina de Registro Civil de la municipalidad de Malacatán se tiene un promedio de 2600 natalicios anuales, en los últimos 5 años.

1.5. Tasa de mortalidad

El promedio de defunciones anuales, es de 508, con un índice del 1% anual en los últimos 5 años. (Fuente, Oficina de Registro Civil)

1.6. Orografía

1.6.1. Identificación y descripción de cuencas

Las cuencas se dividen en ríos, arroyos, quebradas y zanjones, siendo los más importantes y/o los que se pueden identificar, los siguientes:

1.6.1.1. Ríos

Amá	Gramal	Ixlamá	La Puerta	Mollejón
Petacalapa	Cabuz	Ixbén	Ixpil	Las Marías
Negro	Suchiate	Colorado	Ixbén	Chiquito

La Lima Malacatillo Nicá

1.6.1.2. Zanjones

Hojaral Tocá

1.6.1.3. Arroyo

Del Tigre

1.6.1.4. Quebrada

De Ofelia, El Chorro, Huitzitzil, Malacate, Malacatillo y Zapote.

1.7. Técnicas de producción

Las técnicas de producción más utilizadas en el municipio son las artesanales, es decir no se cuenta con tecnología para desarrollar las diferentes actividades, con excepción de la cosecha del arroz y el proceso de producción de agua pura, las que se realizan con maquinaria especial, fabricada en el extranjero.

1.8. Aspectos de infraestructura

1.8.1. Infraestructura básica

La cabecera municipal cuenta con Salón de Usos múltiples, Edificio Municipal, Mercados, Terminal de Buses, Calles pavimentadas con

aproximadamente el 10% con adoquín, 35% con pavimento rígido de concreto y 55% empedrados.

1.8.2. Acceso y vías de comunicación

El municipio en general está comunicado con el resto del departamento y el sur de México, con varias carreteras tanto asfaltadas como de terracería que se encuentran relativamente en buen estado. Se cuenta también con comunicación telefónica en la mayoría de lugares, escrita y en algunos casos comunicación electrónica vía Internet.

1.8.3. Vivienda

No se cuentan con los suficientes datos como para determinar la calidad y la cantidad de viviendas de la cabecera municipal, pero se puede observar que una gran parte de las mismas son de paredes de madera y lámina de zinc, el resto son de paredes de mampostería reforzada de bloques de pómez y losa de concreto reforzado.

1.8.4. Condiciones sanitarias

La cabecera municipal de Malacatán cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario que cubre aproximadamente el 85% de viviendas, en tanto el sistema de abastecimiento de agua potable, es deficiente debido a que ya rebasó el período para el cual fue diseñado.

1.9. Infraestructura social

1.9.1. Crecimiento urbano

El crecimiento urbano en la cabecera municipal es bastante notable, debido a la migración de la población rural hacia la cabecera municipal, lo que es motivado por el carácter comercial del lugar.

1.9.2. Salud

Se cuenta con Puesto de Salud, hospital nacional y varias clínicas y sanatorios privados.

1.9.3. Educación

Existen 18 centros educativos de los diferentes niveles en la cabecera municipal, así como otro gran número en los diferentes caseríos y aldeas.

1.9.4. Autoridades

La máxima autoridad del municipio es el Alcalde y el Concejo Municipal, las aldeas, caseríos y fincas están regidos por una alcaldía auxiliar y por los Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODES).

1.9.5. Organizaciones diversas

Debido a la creciente actividad comercial, el municipio de Malacatán cuenta con gran cantidad de instituciones de desarrollo, bancarias, gubernamentales y no gubernamentales.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular en la aldea San Andrés La Lima, municipio de Malacatán, San Marcos.

2.1.1. Consideraciones generales

2.1.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO H15-44, con una luz entre apoyos de 22m y un ancho total de 4.70m, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, cortinas, vigas principales, losa y diafragmas de concreto reforzado.

Después de evaluar las diferentes clases de estructuras que se pueden utilizar, se seleccionó una de concreto reforzado fundida *In-Situ* (en el lugar), debido a que con estos se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo central, no necesita equipo especial para su construcción, se pueden aprovechar los materiales del lugar, no requieren de mayor mantenimiento y el acceso al lugar es muy difícil, para utilizar otro tipo de estructura.

2.1.1.2. Especificaciones de diseño

Se deben de tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar el diseño de puentes, los cuales se definen a continuación:

Recubrimientos: (AASHTO 8.22.) Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para columnas y vigas.

Longitud de desarrollo: (AASHTO 8.24.1.2) Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo está la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

Traslapes: (AASHTO 8.25/ DGC 509.080.) Se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125% del fy nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

Ganchos: (AASHTO 8.23.2.2.) Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Se deben seguir las normas establecidas para manojos o grupos de barras respecto a la cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

2.1.1.3. Especificaciones de construcción

2.1.1.3.1. Para la superestructura

- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

- Se debe colocar una capa de 5 cm, de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

2.1.1.3.2. Para la subestructura

- Los estribos se diseñan para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el Ingeniero de suelos para cada caso.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río, para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- 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.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.1.2. Estudios topográficos

Del estudio topográfico depende la geometría de los elementos básicos en el diseño de puentes, debido a que este proporciona datos para representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra, además proporciona

información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para determinar la altura mínima de la misma.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de segundo orden utilizando el método taquimétrico.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 Teodolito marca SOKKIA D-T6
- 1 Cinta métrica de 50 mt.
- 1 Estadal de 4 mt.
- 1 Juego de estacas
- 1 Plomada

Ver perfil del terreno en planos, anexo 1.

2.1.3. Estudios hidrológicos

Los estudios hidrológicos son de gran importancia que se complementa con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente.

El método utilizado es el de sección-pendiente, el cual es recomendable en lugares donde no es posible obtener información suficiente para un cálculo confiable.

2.1.3.1. Método sección – pendiente

Para la determinación de crecidas por este método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos.

- Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Buscar en archivos o en crónicas locales

Una vez 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 $Q = V * A$, el valor de la velocidad “V” de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \left(R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \right)$$

V = Velocidad en *m/seg.*

R = Radio Hidráulico = área/perímetro mojado

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

Los datos básicos para determinar la crecida máxima por este método son: el área de la sección de la corriente y la pendiente.

2.1.3.1.1. Cálculo de la pendiente

Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó una cinta métrica, 2 estacas y con el teodolito se obtuvo el cambio de la pendiente en un

tramo de 25 m, ubicado en el sector más cercano al punto donde se ubicará el puente, siendo esta del 4.5%.

2.1.3.1.2. Cálculo del área de la sección de la corriente

El valor del área "A", de la sección de la corriente, se obtiene a partir de la altura máxima la cual es de 1.14m.

El área de la sección transversal es de 15.71 m².

2.1.3.1.3. Cálculo de caudales máximos

Para el cálculo de los caudales, se hace uso de un coeficiente de rugosidad de 0.20, tomando en cuenta el tipo de terreno.

Datos:

$$\text{Área} = 15.71 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 18.86 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente} = 4.5\%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.20$$

Cálculos:

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

$$Rh = \frac{15.71}{18.86} =$$

$$Rh = 0.83$$

$$V = 0.94 \text{ m/s}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 15.71 \text{m}^2 * 0.94 \text{m/s} =$$

$$Q = 14.77 \text{m}^3/\text{s}$$

De acuerdo con estos resultados y la altura de lo que serán los apoyos del puente, se determinó que la altura máxima del puente es de 5.60m a partir de la parte más baja del lecho del río.

2.1.4. Suelos

Se realizó una exploración en el sitio donde se ubicarán los estribos, para determinar la cota de cimentación y la capacidad soporte del suelo, la cual se asumió que es equivalente a $25,000 \text{Kg/m}^2$, por tratarse de un suelo de arenoso y en los estratos más bajos rocoso, la cota de cimentación se estableció en 1.78m, medidos a partir del lecho del río.

En la tabla siguiente se especifica el peso específico, el ángulo de fricción interna (ϕ°) y el valor soporte (V_s) para cada tipo de suelo.

Tabla I. Valor soporte para cada tipo de suelo

Tipo de Suelo	Peso específico Kg/m^3	ϕ°	$V_s \text{ ton/m}^2$
Arcilla dura	1600 - 1900	25 - 35	40
Arcilla suave	1500 - 1600	20 - 25	10
Arena y arcilla mezcladas	1500 - 1900	23 - 30	20
Arena fina	1900 - 2100	25 - 35	30
Arena gruesa	1500 - 1900	33 - 40	40
Grava	1900 - 2100	33 - 40	60

2.1.5. Diseño de la estructura

2.1.5.1. Consideraciones de diseño

Luz libre: 21.1m

Ancho útil: 3.80m

Luz eficaz: 22.00m

Ancho total: 4.70m

Resistencia del concreto: 281 Kg/cm²

Resistencia del acero: 2810 Kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2.1 \cdot 10^6$ Kg/cm²

Peso del concreto armado: 2400 Kg/m³

Peso del concreto ciclópeo: 2500 Kg/m³

Capacidad soporte del suelo: 25,000 Kg/m²

Sobrecarga: H15-44

2.1.6. Diseño de la superestructura

Para diseñar los diferentes elementos estructurales del puente, se aplicaron criterios y recomendaciones de AASHTO (American Association of Highways and Transportation Officials) y ACI (American Concrete Institute).

2.1.6.1. Diseño de losa

Para el diseño de losa es necesario saber como trabaja, en el caso de puentes la losa trabaja en un solo sentido, debido a que cuenta únicamente con dos apoyos, por lo tanto el refuerzo principal es perpendicular al tránsito, la separación entre vigas es igual a la luz de losa, que para este caso es de 1.80m.

2.1.6.2. Espesor de losa

Con base a la tabla AASHTO 89.2

$$t = \frac{1.2(L + 3.05)}{30} \geq 6''$$

$$t = \frac{1.2(1.8 + 3.05)}{30} = 0.194 \cong 0.20m$$

Dónde:

t = espesor de losa.

L = luz libre entre vigas.

De acuerdo con el criterio anterior, El peralte de losa es de 20cm.

2.1.6.3. Cálculo de momentos

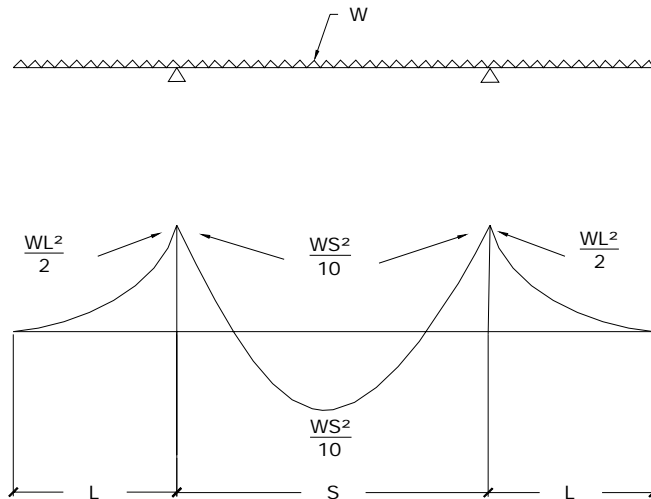
Los momentos a calcular son: carga muerta, sobrecarga e impacto; posteriormente se calcula el momento último aplicando la fórmula siguiente:

$$M_u = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right)$$

2.1.6.3.1. Momento debido a carga muerta

Los momentos para losa se determinan de la siguiente manera:

Figura 1. Diagrama de momentos



$$W_{cm} = W_c \cdot t \cdot 1m = 2400 \cdot 0.2 \cdot 1 = 480 \text{ Kg/m de ancho}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 105 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{bordillo}} = 40 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 625 \text{ Kg/m}$$

Momento producido por la carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{W \cdot L^2}{10} \quad \text{Para luz intermedia entre viga y viga.}$$

$$M_{cm} = \frac{W \cdot L^2}{2} \quad \text{Para luz de los extremos (voladizo).}$$

$$M_{cm} = \frac{625 \cdot 1.8^2}{10} = 200.5 \text{ kg} - m$$

$$M_{cm} = \frac{625 \cdot 0.95^2}{2} = 282 \text{ kg} - m$$

Utilizando el mayor de los resultados anteriores, se obtiene el momento máximo por carga muerta, que es igual a 282Kg-m.

2.1.6.3.2. Momento producido por carga viva

La carga viva que transitará sobre la estructura del puente, será equivalente a la carga AASHTO H-15. 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:

$$M_{cv} = \frac{0.8 * (s + 2) * P}{32} \quad \text{En el Sistema ingles o}$$

$$M_{cv} = \frac{0.80(S + 0.61) * P}{9.74} \quad \text{En el sistema internacional}$$

En donde:

S = separación entre vigas.

P = Carga de camión, peso del eje más pesado.

P = 5443.11Kg

$$M_{cv} = \frac{0.80(1.8 + 0.61) * 5443.11}{9.74} = 328.85 \text{Kg} - m$$

2.1.6.3.3. Momento producido por impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por los vehículos que transitan sobre el puente, no se produce de forma gradual, sino violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura, por esta

razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0.3$$

En donde:

L = La separación entre vigas en metros.

$$I = \frac{15}{1.8+38} = 0.38 > 0.3$$

Por lo tanto se utiliza $I = 0.3$

El momento último se calcula aplicando la fórmula siguiente:

$$Mu = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right) =$$

$$Mu = 1.3 \left(282 + \frac{5}{3} (328.85 * 1.30) \right) = 1,292.86 \text{ Kg} - m$$

2.1.6.4. Cálculo del acero de refuerzo

Utilizando la fórmula cuadrática con los siguientes datos se obtiene el área de acero (A_s).

$\Phi = 0.9$ (flexión)

$M_u = 1,292.86 \text{ Kg-m}$

$d = 16.85 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se obtiene $A_s = 3.06 \text{ cm}^2$.

Hallando los valores de $A_{s\min}$ y $A_{s\max}$, se verifica si el A_s calculada, está dentro del rango establecido por ACI.

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b * t$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y} = \frac{14.1}{2810} = 0.005$$

$$A_{s\min} = 0.005 * 100 * 16.85 = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.5 \rho_{bal} * b * t$$

$$A_{s\max} = 0.5 * .037 * 100 * 16.85 = 31.17 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_{s\min}$ entonces se utiliza $A_{s\min} = 8.43 \text{ cm}^2$.

Si se comparan el área de acero mínimo con el área de acero calculada, se puede comprobar que es casi tres veces esta. La forma en que se pueden interpretar estos resultados, es de que el peralte de losa es mayor al requerido y que la losa puede trabajar bien con un peralte menor.

2.1.6.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Utilizando varilla No.4, el armado queda distribuido de la siguiente manera:

No. 4 @ 0.15m perpendicular a la dirección del tránsito.

2.1.6.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior

AASHTO (3.24.10.2) recomienda que el refuerzo longitudinal en ambas camas de la losa sea como máximo el 67% del refuerzo transversal de la cama inferior. El porcentaje del refuerzo a utilizar se calcula con $\% = \frac{2.2}{\sqrt{S}} \leq 67\%$, donde el valor de S está en pies.

$$\% = \frac{2.2}{\sqrt{S}} * 100 = 90.50\%$$

Tomando en cuenta esto se tiene que:

$$A_s = 0.67 * A_{stransv} = 0.67 * 8.43 = 5.65 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo longitudinal será No. 4 @ 0.22m.

2.1.6.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior

El acero de refuerzo transversal en la cama superior se calcula solo por temperatura.

$$A_{stemp} = 0.002 * b * t \quad A_{stemp} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4 el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No. 4 @ 0.30m en sentido perpendicular al tránsito.

2.1.7. Diseño de vigas

Para determinar la sección de las vigas principales se tiene que tomar en cuenta la luz de las mismas, el peralte mínimo para vigas simplemente apoyadas esta dado por $P = \frac{L}{16}$, para no chequear deflexiones y la base no

deberá ser menor que $\frac{P}{3.5}$ para no chequear alabeo.

Utilizando este criterio se establecieron las siguientes dimensiones siguientes:

Base = 0.50m

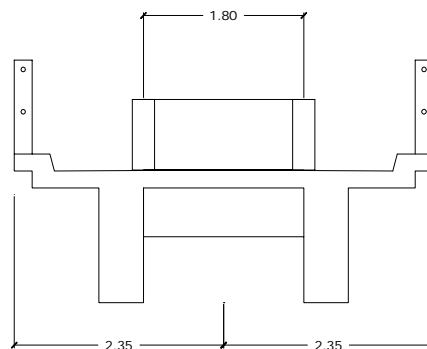
Peralte = 1.40m.

2.1.7.1. Cálculo del momento por sobrecarga

Una de las especificaciones de AASHTO, expresa que si la separación entre vigas es menor de 2m, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

S = 1.80m < 2m. Ok.

Figura 2. Posición de cargas para obtener momentos máximos



2.1.7.2. Fracción de carga(Fq)

La carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda. La fracción de carga por rueda esta dada por $\frac{S}{1.75} = \frac{1.8}{1.75} = 1.03$

2.1.7.3. Carga por Eje

La carga por eje se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

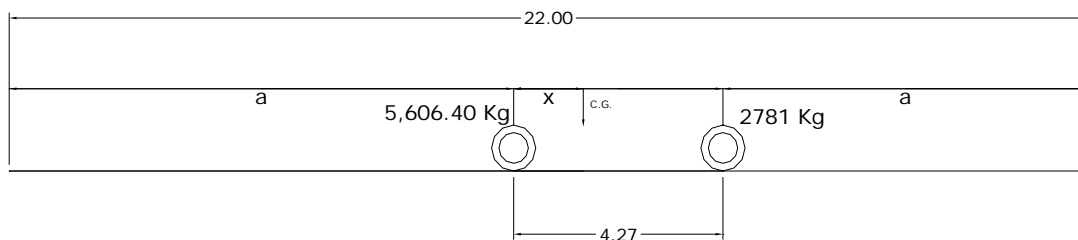
$$Carga * eje = P * Fq$$

Carga de eje trasero = $5443.11 * 1.03 = 5606.40$ Kg

Carga de eje delantero = $2700 * 1.03 = 2781$ Kg

Los momentos máximos debidos a sobrecarga ocurren en el punto más cercano al centro de gravedad, cuando se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Figura 3. Diagrama de cargas de camión en lugar crítico



Determinando los valores de "a" y de "x", se obtienen las distancias para poder efectuar las sumatorias de momentos respecto a los puntos de apoyo en los extremos.

Hallando el valor de X

$$\sum M_{CG} = 0$$

$$5,606.40X = 2781(4.27 - X)$$

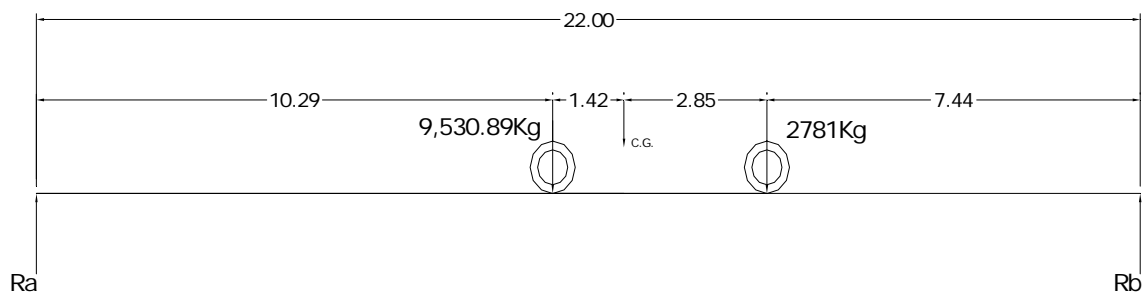
$$X = 1.42m$$

Hallando el valor de a

$$2a + x = 22$$

$$a = \frac{22 - 1.42}{2} = 10.29m$$

Figura 4. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Como siguiente paso, se encuentran las reacciones en los apoyos, para determinar los momentos máximos.

$$\sum M_b = 0$$

$$22Ra = 2781(7.44) + 5,606.40(11.71)$$

$$Ra = 3924.62Kg$$

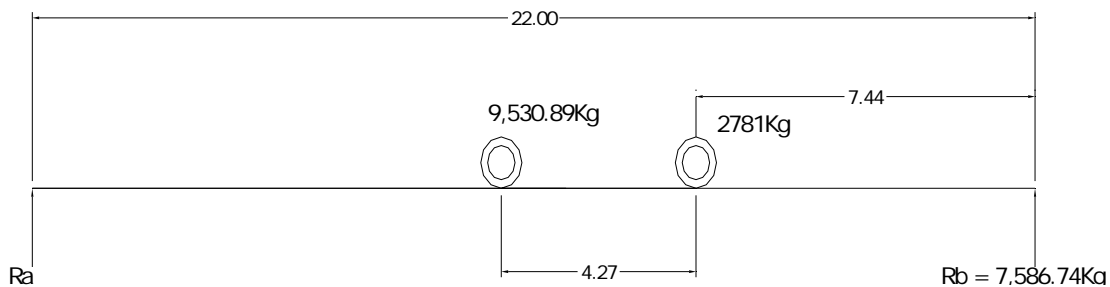
$$\sum Fy = 0. \uparrow +$$

$$Rb + 3924.62 = 2781 + 5606.40$$

$$R_b = 4,462.78 \text{ Kg}$$

Para hallar el momento máximo, se hace un corte en la sección del puente donde se aplica la mayor concentración de cargas y se hace el análisis de momentos.

Figura 5. Diagrama de cargas para obtener momentos máximos



$$M_{\max} = 5606.40(11.71) - 2781(4.27)$$

$$M_{\max} = 53,776.07 \text{ Kg} - m$$

2.1.7.4. Cálculo del momento por carga muerta

El momento producido por carga muerta es la sumatoria de todos los elementos que actúan sobre la viga. Siendo estos elementos los siguientes:

$$W_{\text{losa}} = 625 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 1680 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 2305 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{diafragma}} = 1360.8 \text{ Kg (actúa como carga puntual)}$$

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{8} + P_{diaf} * a$$

En donde:

P_{diaf} = Peso del diafragma interno

a = Distancia entre diafragmas

$$M_{cm} = \frac{2305 * 22^2}{8} + 1368.8 * 7 =$$

$$M_{cm} = 149,034.10Kg - m$$

2.1.7.5. Cálculo del porcentaje de impacto

La fórmula para hallar el porcentaje de impacto, es la misma utilizada para hallar el impacto para la losa.

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0.3$$

$$I = \frac{15}{22+38} = 0.25 > 0.30$$

Por lo tanto se utiliza $I = 0.25$

2.1.7.6. Cálculo del momento total

El momento total máximo se obtiene utilizando la fórmula siguiente:

$$M_{max} = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * FD) \right]$$

Donde:

I = impacto

FD = factor de distribución

$$M_{\max} = 1.3 \left[149034.10 + \frac{5}{3} (53776.07 * 1.25 * 1.03) \right]$$

$$M_{\max} = 343,757.16 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.1.7.7. Cálculo del acero de refuerzo

Para el refuerzo al centro de la viga se tiene:

$$M_{\max} = 343,757.16 \text{ Kg-m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 133 \text{ cm}$$

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

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Con estos datos se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} A_{s\min} = 22.33 \text{ cm}^2 \\ A_s = 76.02 \text{ cm}^2 \\ A_{s\max} = 95.12 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{s\min} < A_s < A_{s\max} \quad \text{Ok.}$$

El refuerzo principal de la viga es el equivalente a colocar 10 varillas No. 10.

El armado quedará distribuido de la siguiente forma:

- Cama Superior: se coloca 33% del A_s o $A_{s\min}$, el mayor de los dos. 33% de A_s que es equivalente a colocar 4 varillas No. 10 ($A_s = 31.67 \text{ cm}^2$).

$$A_{s\min} = A_{s\min} = \frac{14.1}{2810} * 50 * 133 = 22.33 \text{ cm}^2.$$

Colocar el 33% de A_{s+} , equivalente a 4 varillas No. 10 corridas

- Cama inferior en apoyos: se debe colocar el 50% de A_{s+} o A_{smin} .

$$A_{smin} = 22.33 \text{ cm}^2$$

50% de $A_{s+} = 0.50 * 76.02 \text{ cm}^2 = 38.01 \text{ cm}^2$ que es el equivalente a colocar 5 varillas No. 10 ($A_s = 39.59 \text{ cm}^2$), entonces por ser el mayor, se colocan 5 varillas No. 10 corridas.

2.1.7.8. Refuerzo adicional

AASHTO recomienda que por cada pie de alto sea colocado un refuerzo adicional equivalente a 0.25 plg^2 o 1.61 cm^2 , en este caso se colocarán varillas No. 5 en cada cara (ver detalle en figura 9).

Figura 6. Detalle de elevación de viga principal

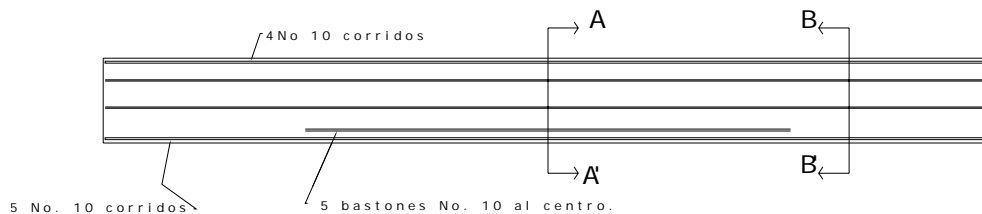
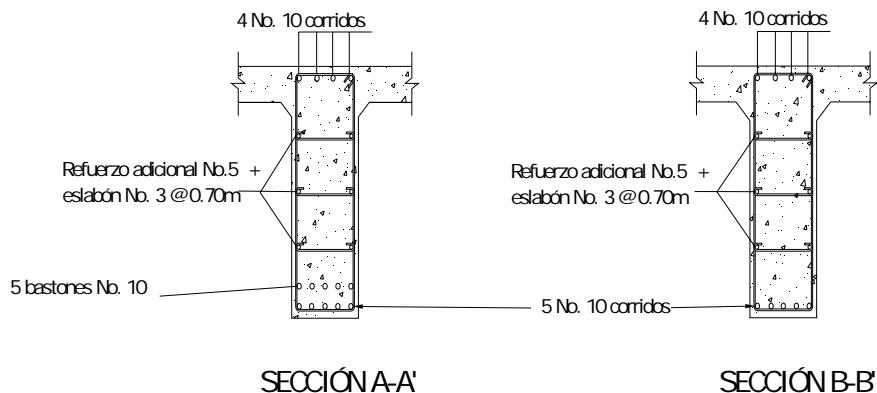


Figura 7. Detalle de secciones de la viga principal



2.1.7.9. Diseño a corte

2.1.7.9.1. Esfuerzo cortante por carga muerta

La mayor concentración de esfuerzo cortante por carga muerta ocurre en los apoyos y se calcula por medio de la fórmula siguiente:

$$V_{cm} = \frac{W_{cm} * l}{2} + \frac{\sum P'}{n}$$

En donde:

V_{cm} = Corte por carga muerta

W_{cm} = Carga muerta

L = Luz entre apoyos

P' = Carga muerta de los diafragmas

n = número de apoyos.

$$V_{cm} = \frac{2376 * 22}{2} + \frac{2(756 + 504)}{2} = V_{cm} = 27,396kg$$

2.1.7.10. Esfuerzo cortante por sobrecarga

El esfuerzo cortante por sobrecarga, se calcula por medio de la reacción que la estructura presenta, cuando la carga del eje más pesado está justo sobre el apoyo y la carga del eje menos pesado se encuentra dentro de la estructura.

Figura 8. Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo



$$\sum M_b = 0$$

$$22Ra = 5,606.40(22) + 2,781(17.75)$$

$$Ra = 7,850.16Kg$$

$$\sum Fy = 0. + \uparrow$$

$$Rb + 7,850.16 = 5,606.40 + 2871$$

$$Rb = 537.34Kg$$

$$Ra = V_{\max} = 7,850.16Kg$$

2.1.7.11. Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último se calcula aplicando la fórmula siguiente:

$$Vu = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

$$Vu = 1.3 \left[27,396 + \frac{5}{3} (7,850.16 * 1.25) \right]$$

$$Vu = 43,750Kg$$

2.1.7.12. Cálculo de refuerzo a corte

Con base a las reacciones y utilizando la siguiente fórmula se calcula la resistencia última del concreto a corte:

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

V_{rc} = corte que resiste el concreto

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 \sqrt{281} * 50 * 133 = 50219.18Kg$$

Tomando en cuenta el corte máximo V_{\max} es menor que el corte que resiste el concreto V_{rc} , se colocará refuerzo solo por armado, con una separación equivalente a $S_{\max} = d/2$ ó $S = 30cm$, el menor de los dos.

$$S_{\max} = d/2 = 1.40m/2 = 0.70m$$

Se colocarán estribos No. 3 a 30cm.

2.1.8. Diseño de diafragmas

La función principal de los diafragmas, es la de contrarrestar las cargas laterales que puedan afectar la estructura, tales como sismo y viento, además cumplen la función de mantener la geometría de la misma, es decir no permite que las vigas principales se ladeen o se deformen en sentido vertical. Como los diafragmas no soportan ninguna carga, no tienen valor estructural propiamente dicho. Los diafragmas se dividen en internos o intermedios y externos, colocados en el centro de la luz y en los extremos respectivamente.

La especificación AASHTO 8.12.2, expresa que un diafragma intermedio es recomendado en el punto máximo al momento positivo, para luces mayores de 40 pies (12.19m). En el presente caso se colocaron 2 diafragmas externos y 2 diafragmas internos, debido a la gran luz de la estructura.

Las dimensiones de los diafragmas están dadas por las siguientes fórmulas:

$$H_{\text{diaf. ext}} = \frac{1}{2} H_{\text{viga}}$$

$$H_{\text{diaf. in}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}}$$

La base mínima de los diafragmas y la que generalmente se usa es de 30 cm. Tomando en cuenta esto, se tiene:

$$\text{Diafragma exterior: } h_{\text{diaf. ext}} = \frac{1}{2} * 1.4m = 0.70m$$

$$\text{Diafragma interior: } h_{\text{diaf. int}} = \frac{3}{4} * 1.4m = 1.05m$$

Los diafragmas no soportan cargas, por lo que se diseñan con acero mínimo en ambas camadas.

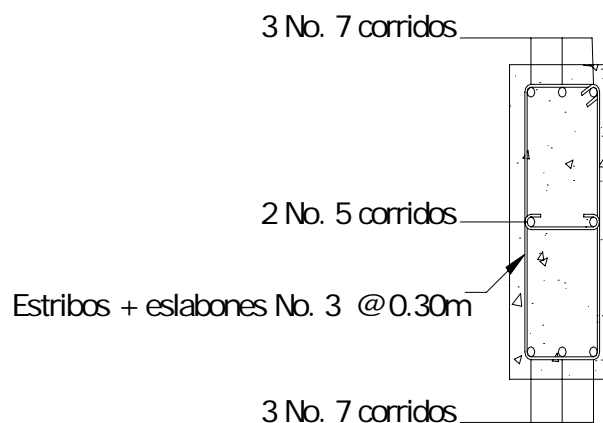
$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Diafragma exterior

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 70 = 10.54cm^2$$

El armado quedará de la manera siguiente: 3 No. 7 corridos, en ambas camadas.

Figura 9. Detalle diafragma exterior

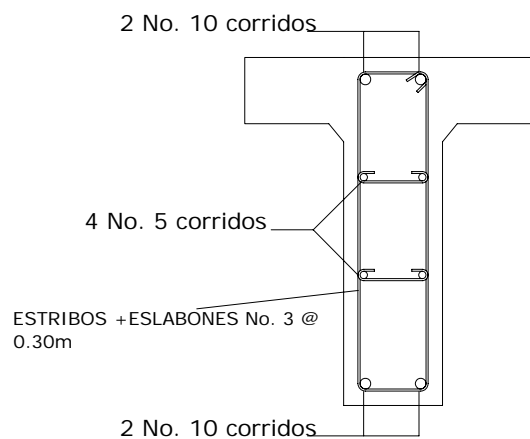


Diafragma interior:

$$A_{s\min} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 105 = 15.81 \text{cm}^2$$

El armado quedará de la manera siguiente: 2 No. 10 corridos, en ambas camas.

Figura 10. Detalle diafragma interior



2.1.9. Diseño de la sub-estructura

2.1.9.1. Diseño de la cortina

La cortina funciona como muro contención para el relleno del aproche del puente en sentido longitudinal, según AASHTO 1.2.22 la cortina se encuentra empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente, para su diseño es necesario tomar en cuenta las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales siguientes:

- S = sismo
- Lf = fuerza longitudinal
- Es + E_{sob} = Presión del suelo

Según AASHTO 3.20 se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de $480\text{kg}/\text{m}^3$.

2.1.9.1.1. Cálculo de fuerza longitudinal (LF)

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el enfoque del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. La fuerza LF se calcula con la siguiente fórmula:

$$LF = \frac{0.05P}{2H} =$$

$$LF = \frac{0.05(5,553.11\text{Kg})}{2(1.40\text{m})} = 97.20\text{Kg} / \text{m}$$

Donde:

$P =$ peso del camión, que actúa a 6 pies (1.83m) sobre la capa de rodadura, de manera que el brazo es $6'+H$

$H =$ Altura de la cortina

Por tratarse de 2 ruedas, la fuerza total sería $= 97.20 * 2 = 194.40\text{Kg} / \text{m}$ y el brazo es $= 1.4 + 1.83 = 3.23\text{m}$.

2.1.9.1.2. Cálculo de sismo

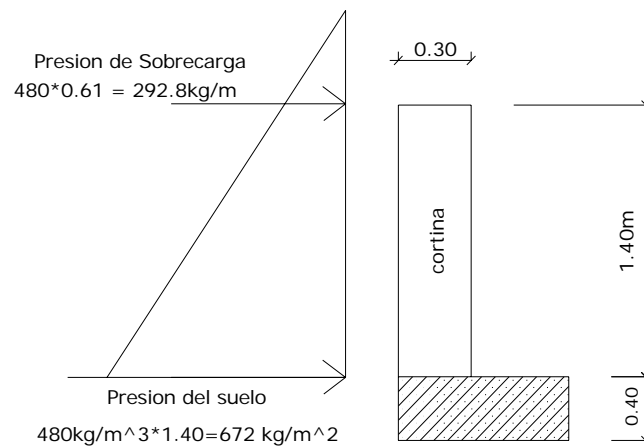
Según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre un 8 y 12% del peso propio de la cortina. El brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

$$S = 0.12W =$$

$$S = 0.12(1000Kg / m = 120Kg / m \text{ de ancho})$$

$$Brazo = 0.70m$$

Figura 11. Triángulo de presiones



2.1.9.1.3. Cálculo de presión del suelo

$$E_s + S_{ob} = 292.8 \text{ Kg} / \text{m}^2 * (1.40 \text{ m}) + 672 \text{ Kg} / \text{m}^2 * \left(\frac{1.4 \text{ m}}{2} \right) = 880.32 \text{ Kg} / \text{m}$$

2.1.9.1.4. Cálculo del momento de diseño

Para el cálculo del momento de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (LF, S y $E_s + E_{sob}$), en los siguientes grupos de cargas (AASHTO 3.22.1a), debiéndose aplicar la más crítica de ellas:

Grupo III:

$$M = 1.3 \left(E_{sob} * \frac{h}{2} + E_s * \frac{H}{3} + LF * (6' + H) \right) =$$

$$M = 1.3 \left(409.92 * \frac{1.4}{2} + 470.4 * \frac{1.4}{3} + 194.4 * \left(\frac{6}{3.28} + 1.4 \right) \right) = 1,474.50 \text{Kg} - m$$

Grupo VII: $M = 1.3 \left(E_{sob} * \frac{H}{2} + E_s * \frac{H}{3} + S * \frac{H}{2} \right) =$

$$M = 1.3 \left(409.92 * \frac{1.4}{2} + 470.4 * \frac{1.4}{3} + 120 * \frac{1.4}{2} \right) = 769.64 \text{kg} - m$$

Se utiliza el grupo III por ser el más crítico.

2.1.9.1.5. Acero de refuerzo

Con los datos anteriores se obtiene el acero de refuerzo contra las fuerzas determinadas.

Hallando el área de acero:

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

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Mu = 1,474.50 \text{ Kg-m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{smin} = 12.54 \text{ cm}^2 \\ A_s = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{smax} = 61.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ se refuerza con } A_{smin}$$

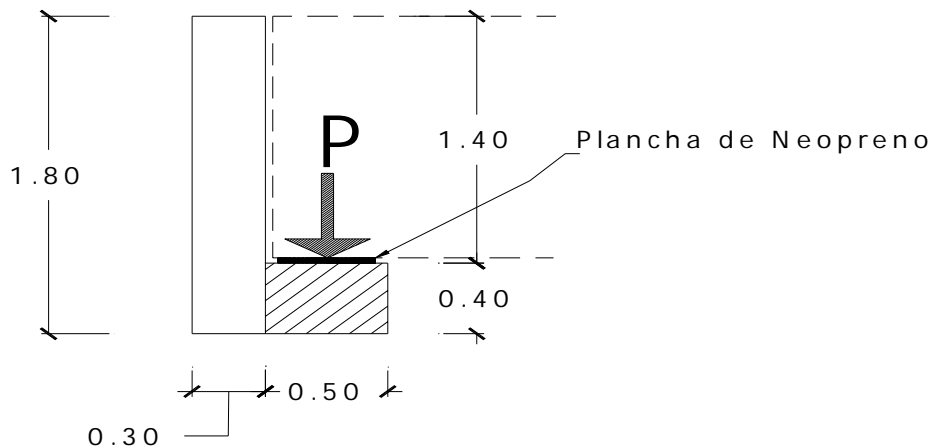
El refuerzo será No. 5 @ 0.15m en ambas camas en sentido vertical.

El refuerzo secundario será solo por temperatura, a $S_{max} = 30$ cm.

2.1.9.2. Diseño de la viga de apoyo

Chequeo por aplastamiento: este chequeo se realiza para hallar el área de aplastamiento de la base de la viga de apoyo y las dimensiones de la plancha de neopreno.

Figura 12. Esquema de la viga de apoyo



Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, así como la de darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas.

El acero de refuerzo longitudinal es el mínimo y el refuerzo transversal es solo por armado, que es el equivalente a colocar varillas No. 3 @ 0.35m.

2.1.9.2.1. Chequeo por aplastamiento

El área de aplastamiento se encuentra por medio de la siguiente fórmula:

$$A_p = \frac{P}{\phi_c * f'_c} =$$

Donde:

A_p = área de aplastamiento

P = Carga última

ϕ_c = constante de corte

$$A_p = \frac{71,746Kg}{0.7 * 281 \frac{Kg}{cm^2}} = 364.75cm^2$$

Las dimensiones aproximadas son $\sqrt{364.75} = 19.1cm * 19.1cm \cong 20cm * 20cm$

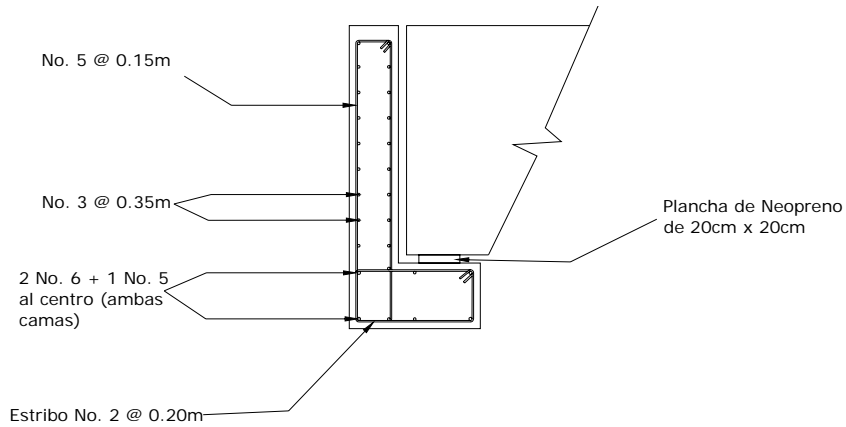
Con estos datos se debe utilizar una base de neopreno de 20*20cm, con una dureza shore real de 59 según ASTM D2240, con un espesor de 1 ¼".

2.1.9.2.2. Cálculo de acero de refuerzo longitudinal

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \quad A_{s \min} = \frac{14.1}{2810} * 75 * 35 = 13.17cm^2$$

El acero equivalente es igual a 4 No. 6 en los extremos + 1 No. 5 al centro en ambas camas. Los estribos serán No. 3 @ 0.30m.

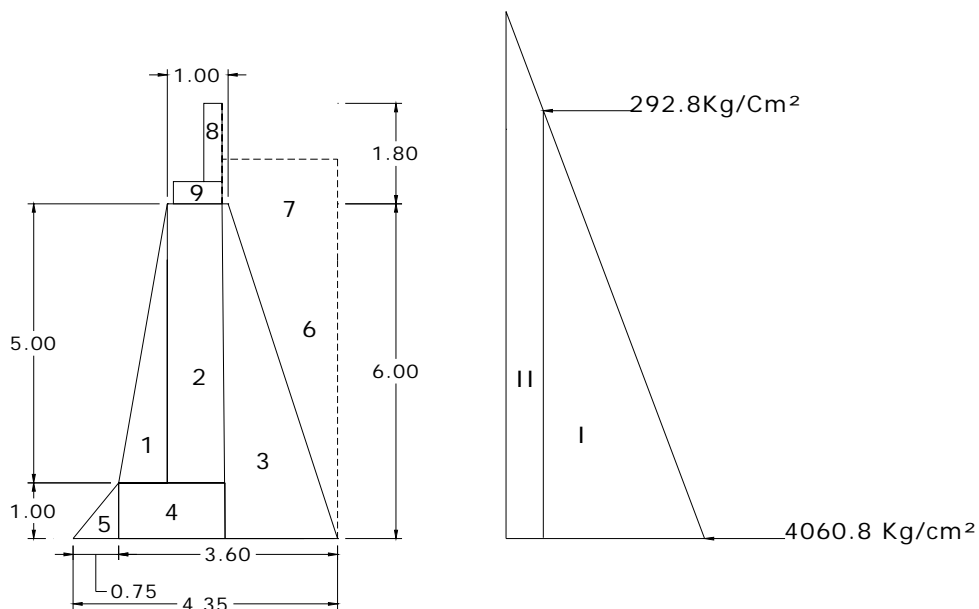
Figura 13. Detalle de cortina y viga de apoyo



2.1.10. Diseño del estribo

Para el presente caso se realizó el diseño de los estribos como muros de gravedad de concreto ciclópeo, teniendo la ventaja de que el diseño es mucho más simple, pero se tiene también la desventaja de que los elementos se hacen mucho mas masivos que los usados con otro tipo de muros.

Figura 14. Geometría del estribo y diagrama de presiones



2.1.10.1. Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo se determina a través de las fuerzas laterales ejercidas por el suelo sobre el estribo. El momento de volteo se determina de la siguiente manera:

Sección I:

$$\text{Empuje} = \text{Presión} * \text{altura}$$

$$E = 292.8 * 7.85 = 2300Kg$$

Brazo = 3.93m

Sección II:

$$E = \frac{4060.80 - 292.8}{2} * 7.85 = 13,693.38Kg$$

Brazo = 2.62m

Tabla II. Momento de volteo

SECCIÓN	EMPUJE(kg)	BRAZO(m)	MOMENTO(Kg-m)
I	14789.40	2.62	38748.23
II	2300	3.93	9039
	17089.40		47787.23

2.1.10.2. Cálculo de momento estabilizante

Tabla III. Momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	Peso (kg/m ²)	Brazo	Momento (Kg-m)
1	0.38	900.00	0.50	450.00
2	2.00	4800.00	1.28	6144.00
3	1.80	4320.00	1.65	7128.00
4	5.00	12000.00	2.05	24600.00
5	5.40	12960.00	3.15	40824.00
6	5.40	9720.00	3.75	36450.00
7	3.51	6318.00	3.45	21797.10
8	0.32	768.00	2.05	1574.40
9	0.44	1044.00	2.30	2401.20
	Empuje=	51786.00	Momento=	138967.50

2.1.10.3. Revisión del muro sin superestructura

Para realizar las verificaciones, se utilizan las fórmulas de chequeo para muros de contención por gravedad, las cuales se describen a continuación:

- Volteo = $V = \frac{M_E}{M_V} > 1.5$
- Deslizamiento = $D = \frac{\mu * W}{E} > 1.5 \rightarrow \mu = 0.5$
- Presiones = $P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < V_s$
 $P > 0$

En donde

M_V = Momento de volteo

M_E = Momento estabilizante

W = Peso propio de la estructura

E = Empuje

$A =$ Área de la base

$$e = \text{Excentricidad} = \frac{b}{2-a}$$

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}$$

$b =$ Base

- **Revisión de volteo**

$$V = \frac{M_E}{M_V} > 1.5 =$$

$$V = \frac{138967.50}{47787.23} = 2.91 > 1.5 \quad Ok$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = \frac{\mu * W}{E} > 1.5 \rightarrow \mu = 0.5$$

$$D = \frac{0.5 * 51,786}{17089.40} = 1.52 \quad Ok$$

- **Revisión de presiones**

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < V_s \ \& \ P > 0$$

$$P_1 = \frac{51,786}{4.35} \left[1 + \left(6 * \frac{0.41}{4.35} \right) \right] = 18,637.22 \text{ Kg/m}^2 < 25,000 \text{ Kg/m}^2 \quad Ok$$

$$P_2 = \frac{51,786}{4.35} \left[1 - \left(6 * \frac{0.41}{4.35} \right) \right] = 5,172.44 \text{ Kg/m}^2 > 0 \quad Ok$$

2.1.10.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

- **Carga muerta y carga viva:** las cargas viva y muerta que se utilizan para realizar este chequeo, son las mismas que se calcularon para la viga de apoyo.

$$Cm + Cv = Cu$$

$$Cu = 71,746Kg$$

$$Cu = \frac{71,746Kg}{4.70m} = 15,265.11 \text{ Kg/m de ancho}$$

$$\text{Brazo} = 1.90m (\text{punto medio de la base})$$

Al multiplicar estas cantidades da como resultado un momento, este momento se suma al momento estabilizante del muro.

$$Me = 15,265.11Kg * 1.90m = 29,003.70Kg * m$$

$$ME_T = ME + Me$$

$$ME_T = 138,967.50 + 29,003.70 = 167,971.20Kg * m$$

- **Revisión de presiones**

$$P_1 = \frac{67,051.11}{4.35} \left[1 + \left(6 * \frac{0.39}{4.35} \right) \right] = 23,705.74 \text{ Kg/m}^2 < 25,000 \text{ Kg/m}^2 \quad Ok$$

$$P_2 = \frac{67,051.11}{4.35} \left[1 - \left(6 * \frac{0.39}{4.35} \right) \right] = 7,122.35 \text{ Kg/m}^2 > 0 \quad Ok$$

2.1.11. Presupuesto

La cuantificación de materiales y mano de obra se realizó basada en los siguientes lineamientos:

- El concreto, la arena y el piedrín se calcularon por metro cúbico.
- La cantidad de acero de refuerzo se cálculo por varilla.
- La cantidad de alambre de amarre se cálculo por quintal.
- Los rendimientos de mano de obra están basados en proyectos ejecutados por la Municipalidad.
- Los salarios de la mano de obra y los precios de los materiales se tomaron con base a los que se manejan en la región.

Tabla IV. Presupuesto puente vehicular

No.	REGLÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	SUB-TOTAL	TOTAL
1	Trazo y replanteo	Global	Q 6,000.00	1	Q 6,000.00	Q 6,000.00
2	Excavación	m³	Q 20.00	320	Q 6,400.00	Q 12,400.00
3	Losa					
	Total materiales	Global	Q 48,656.00	1		
	Total mano de obra	Global	Q 21,895.20	1	Q 70,551.20	Q 82,951.20
4	Viga Principal					
	Total materiales	U	Q 28,391.50	2		
	Total mano de obra	U	Q 12,776.18	2	Q 85,401.63	Q 168,352.83
5	Diafragmas					
	Total materiales	U	Q 2,991.00	1		
	Total mano de obra	U	Q 1,345.95	1	Q 4,498.46	Q 172,851.30
6	Viga de apoyo + Cortina					
	Total materiales	U	Q 4,864.00	2		
	Total mano de obra	U	Q 2,188.80	2	Q 14,630.91	Q 187,482.21
7	Estribos					
	Total de materiales	U	Q 37,070.00	2		
	Total de mano de obra	U	Q 150.00	110	Q 90,640.00	Q 278,122.21
	Herramienta	Global	Q 13,906.11	1.00	Q 13,906.11	Q 292,028.32
					SUB-TOTAL EJECUCION	Q 292,028.32
	Gastos administrativos	Global	Q 69,530.55	1.00	Q 69,530.55	Q 361,558.87
	Imprevistos	Global	Q 13,906.11	1.00	Q 13,906.11	Q 375,464.98
					TOTAL EJECUCION	Q 375,464.98

2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea el Chagüite, del municipio de Malacatán, departamento de San Marcos.

2.2.1. Descripción del proyecto

El presente proyecto consiste en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, el cual estará conformado por: red principal y secundaria, pozos de visita, conexiones domiciliarias, planta de tratamiento y tubería de concreto de 6 y 8 pulgadas. En la actualidad el sistema dará servicio a 200 viviendas con un promedio de 6 personas por cada una.

2.2.2. Levantamiento topográfico

2.2.2.1. Planimetría

Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método de conservación de azimut, con vuelta de campana; utilizando para ello, un teodolito Sokkia D-T6, estadal, plomada, cinta métrica y estacas.

2.2.2.2. Altimetría

Para el levantamiento altimétrico se utilizó el método taquimétrico, utilizando para ello el mismo equipo que se utilizó en la planimetría.

Tabla V. Modelo de libreta topográfica

PROYECTO:	Levantamiento Topográfico DRENAJE
UBICACIÓN:	ALDEA EL CHAGUITE, MALACATAN SAN MARCOS
FECHA:	MAYO 2,004
LEV. TOPOGRÁFICO Y CÁLCULOS:	EDGAR LÓPEZ
EMPRESA:	E P S.

EST.	P.O.	Hi.	Taquimetria									DIST. HOR.	Coordenadas		
			AZIMUT			HILOS			ANG. VERTICAL				X	Y	COTA
			G	M	S	SUP	MED	INF	G	M	S				
	E-1	1.42											1000.000	1000.000	1000.000
E-1	E-1.1		59	46	0	1.185	1.000	0.815	89	2	0	36.99	1031.958	1018.625	1001.044
	E-1.2		218	5	0	1.049	1.000	0.951	93	30	40	9.76	993.978	992.315	999.821
	E-2		216	51	0	1.449	1.000	0.551	92	47	20	89.59	946.272	928.311	996.056
	E-2	1.46											946.272	928.311	996.056
E-2	E-3		216	51	0	1.543	1.000	0.457	94	11	20	108.02	881.490	841.872	988.604
	E-3	1.44											881.490	841.872	988.604
E-3	E-4		227	50	40	1.458	1.000	0.542	91	30	0	91.54	813.631	780.438	986.647
	E-4	1.46											813.631	780.438	986.647
E-4	E-5		248	15	20	1.262	1.000	0.738	92	23	40	52.31	765.045	761.059	984.920
	E-5	1.49											765.045	761.059	984.920
E-5	E-5.1		312	20	40	1.259	1.000	0.741	90	15	0	51.80	726.760	795.950	985.184
	E-6		251	20	20	1.242	1.000	0.758	93	19	20	48.24	719.290	745.784	982.610
E-6	E-6	1.44											719.290	745.784	982.610
	E-7		229	47	0	1.223	1.000	0.777	92	8	20	44.54	685.280	717.027	981.387

2.2.3. Diseño del Sistema

2.2.3.1. Descripción del sistema a utilizar

El sistema a diseñar para el presente caso es un alcantarillado sanitario, que consta de tuberías de concreto que conducirán por acción de la gravedad las aguas servidas y excretas hasta los desfogues. Debido a que actualmente las aguas negras corren a flor de tierra, provocando contaminación y enfermedades.

2.2.3.2. Parámetros de diseño

2.2.3.2.1. Período de diseño

El período de diseño es el espacio de funcionamiento eficiente del sistema, luego de este tiempo, es necesario rehabilitarlo y/o ampliarlo. Para

determinar dicho período es necesario tomar en cuenta varios factores tales como: población beneficiada, crecimiento poblacional, calidad y/o tipo de materiales a utilizar, futuras ampliaciones y mantenimiento del sistema. Instituciones ejecutoras del gobierno y la Municipalidad de Guatemala recomiendan que los alcantarillados se diseñen para un período de entre 15 y 20 años.

A este período es recomendable incluir o adicionarle un lapso de 2 años, debido a gestiones y trámites que conlleva un proyecto para su respectiva autorización y desembolso económico. En conclusión el período de diseño es de 22 años.

2.2.3.2.2. Población de diseño

Para la estimación de la población con la que se va a diseñar el sistema, se optó por el método geométrico, ya que es el que más se adapta a la realidad del crecimiento poblacional en el medio, para el efecto se aplicó una tasa de crecimiento de 3.15% (INE).

Incremento geométrico

$$Pf = Pa(1 + \gamma)^n$$

En donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

γ = tasa de crecimiento

n = Período de diseño

Para el proyecto en estudio se cuenta con la siguiente información:

Población actual (P_a)= 1212 Hab.

Tasa de crecimiento (γ)= 3.15%

Período de diseño (n)= 22 años

$$P_f = 1212 \left(1 + \frac{3.15}{100} \right)^{22}$$

$$P_f = 2398 \text{ hab}$$

2.2.3.2.3. Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario del sistema, se expresa en litros por habitante por día (l./hab./día). En este caso se utiliza una dotación de 130 L./hab./día, que es el valor aplicado en el diseño del sistema de agua potable de la aldea.

2.2.3.2.4. Factor de retorno

Es un factor que oscila del 70% al 80%, se considera que es la cantidad de la dotación de agua asignada a una población que retorna al alcantarillado.

Por la ubicación de la comunidad y el tipo de actividades que en esta se realizan, la dotación asignada a cada vivienda no es totalmente utilizada para el consumo y labores domésticas, sino que parte de esta es utilizada para riego de propiedades agrícolas, patios de tierra y para el consumo de animales domésticos, a esto se suman las pérdidas por evaporación e infiltración; por lo que se tomó un factor de retorno al sistema del 75%.

2.2.3.2.5. Factor de flujo instantáneo (FH)

Este factor está en función del número de habitantes, localizados en el área de influencia. Se encuentra utilizando la fórmula de Harmond.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{p}}{4 + \sqrt{p}}$$
$$FH = \frac{18 + \sqrt{2398}}{4 + \sqrt{2398}} = 1.264$$

Donde: $p =$ Número de habitantes a servir expresado en miles.

2.2.3.2.6. Caudal de diseño

El caudal de diseño está integrado por el caudal domiciliar, comercial, industrial, las infiltraciones y conexiones ilícitas.

Para el presente estudio únicamente se toman en cuenta el caudal domiciliar, por infiltraciones y conexiones ilícitas, debido a que la aldea carece de comercios e industrias. La fórmula es la siguiente:

$$Q_s = Q_d + Q_{inf} + Q_{ci}$$

En donde:

Q_s = Caudal de diseño sanitario

Q_d = Caudal domiciliar

Q_{inf} = Caudal de infiltración

Q_{ci} = Caudal por conexiones ilícitas

2.2.3.2.6.1. Caudal domiciliar

Es el caudal que produce el agua evacuada de las viviendas una vez utilizada por sus habitantes. El caudal domiciliar en este proyecto queda integrado de la siguiente manera:

$$Qd = \frac{\text{dotación} * \text{No.Hab.futuro} * \text{factor de retorno}}{86,400}$$

$$Qd = \frac{130L/hab/día * 2398hab * 0.75}{86,400seg/día} = 2.71L/seg$$

2.2.3.2.6.2. Caudal de infiltración

Este caudal pertenece a las aguas que se infiltran en la tubería a lo largo de esta, provenientes del agua que corre por los mantos freáticos, aguas de lluvia que se filtran al suelo, agua que se introduce por la tapadera de los pozos de visita y en las uniones de los tubos. Es recomendable considerar el caudal de infiltración entre 12,000 a 18,000 litros diarios por kilómetro de tubería. En este caso se utiliza un caudal de 16,000 l/km/día.

$$Q_{inf} = \frac{\text{factor}_{inf} * (LT + 6 * \text{casa})}{86,400}$$

$$Q_{inf} = \frac{16,000 \left(\frac{2719 + 6 * 400}{1000} \right)}{86,400} = 0.95L/seg$$

2.2.3.2.6.3. Caudal por conexiones ilícitas

Este caudal es el procedente de las viviendas que conectan aguas pluviales al alcantarillado sanitario. Para el diseño se puede estimar que un porcentaje de las viviendas de una localidad pueden hacer conexiones ilícitas, este porcentaje puede variar de 0.5% a 2.5%.

Para las conexiones ilícitas hay varios métodos de los cuales se puede mencionar: municipalidad de Guatemala, criterio del Infom, método racional, los que se definen a continuación:

- **Municipalidad de Guatemala**

Se toma como conexiones ilícitas un caudal de 100 l./hab./día.

$$Q_{ci} = (100 \text{ l./hab./día}) * (\text{No. de hab.})$$

$$Q_{ci} = 100 \text{ l./hab./día} * (200) =$$

$$Q_{ci} = 0.23 \text{ l/s}$$

- **Criterio del Infom.**

Se toman para conexiones ilícitas un 10% del caudal domiciliar.

$$Q_{ci} = (\text{caudal domiciliar}) 10\%$$

$$Q_{ci} = 2.71 \text{ l/s} * 0.10 = 0.27 \text{ l/s}$$

- **Método racional**

Se calcula como un porcentaje del total de conexiones, como una función de techos, patios y su permeabilidad, así como la intensidad de lluvia. Se calcula con la fórmula siguiente:

$$Q_{ci} = \left(\frac{C * i * A}{360} * 1000 \right) * \% Viv.$$

En donde:

Q_{ci} = caudal ($m^3 / seg.$)

C = coeficiente de escorrentía

i = intensidad de lluvia ($mm / hora$)

A = área factible de conectar ilícitamente al sistema (Ha).

$\% viv$ = porcentaje de vivienda que está dentro del rango [0.5 → 2.5]%

Para encontrar el coeficiente de escorrentía se utiliza un promedio de áreas por vivienda. El promedio del área por casa es de 150 m²; 80m² para techos y 70m² para patios.

El coeficiente de escorrentía está en función directa del tipo de superficie por donde corre el agua pluvial, sea en patios y techos de las viviendas, en tal sentido se obtienen los siguientes datos:

Escorrentía para techos 0.85

Escorrentía para patios 0.15

Se concluye que el método racional es el más preciso para el cálculo de las conexiones ilícitas, por proporcionar datos reales y bien definidos. Los datos fueron tomados de la estación del INSIVUMEH, ubicada en el municipio de Catarina, a una distancia de 7 kilómetros de la ubicación del proyecto.

$$C_e = \frac{\sum (C * A)}{\sum A}$$

$$\text{Área}_{\text{techos}} = \left(80m^2 * 400\text{viv} * \frac{1Ha}{10,000m^2} \right) = 3.2Ha$$

$$\text{Área}_{\text{patios}} = \left(70m^2 * 400 * \frac{1Ha}{10,000m^2} \right) = 2.8Ha$$

$$\text{Área}_{\text{Total}} \dots \dots \dots 6Ha$$

$$C_e = \frac{(0.85 * 3.2Ha) + (0.15 * 2.8Ha)}{6Ha} = 0.52$$

La intensidad de lluvia se expresa en mm/hora, y se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$i = \frac{5464}{t + 17}$$

Donde t es el tiempo de concentración en minutos para Guatemala es de 12 minutos.

$$i = \frac{5464}{(12 + 17)} = 133.64 \frac{mm}{hora}$$

Entonces:

$$Q_{ci} = \frac{(0.52 * 133.64 * 6 * 1000)}{360} * 0.005 = 5.69 \text{ l/s}$$

La razón por la cual el caudal de conexiones ilícitas es mayor al caudal domiciliar, se debe que es una zona donde la precipitación pluvial es muy alta y puede llegar al sistema gran cantidad de agua en muy poco tiempo.

2.2.3.2.6.4. Factor de caudal medio (Fqm)

Éste regula la aportación de caudal en la tubería. Se considera que es el caudal con que contribuye un habitante debido a sus actividades sumando los caudales domiciliar, de infiltración, por conexiones ilícitas, comercial e industrial, entre la población total. Este factor debe permanecer entre el rango de (0.002-0.005).

Para encontrar este valor se procede de la siguiente manera:

$$f_{qm} = \frac{Q_s}{\text{Pob. Fut}}$$

$$Q_s = Q_d + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ci}}$$

$$Q_s = 2.71 + 0.95 + 5.69 = 9.35 \text{ l/s}$$

$$f_{qm} = \frac{9.35}{2398} = 0.004$$

El resultado se encuentra dentro del rango permitido $0.002 \leq f_{qm} \leq 0.005$ por lo que se adopta dicho valor.

2.2.3.2.6.5. Caudal de diseño

Es el caudal con el cual se diseñará cada tramo del sistema sanitario y será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Hardmond y el número de habitantes a servir.

$$q_{\text{dis. Actual}} = f_{qm} * FH_{\text{actual}} * \text{Núm.de hab.actual}$$

$$q_{\text{dis. Futuro}} = f_{qm} * FH_{\text{futuro}} * \text{Núm.de hab.futuro}$$

En donde:

fqm = Factor de caudal medio

FH = Factor de Hardmon

Es importante hacer mención de que el flujo que se encauzará y circulará dentro de las tuberías al construirse el sistema con la población actual, será menor al que existirá en el sistema cuando a éste se le incorporen futuras conexiones domiciliarias y otros caudales.

En el presente estudio, el caudal de diseño futuro es el caudal de diseño crítico, el cual se estima sucederá al final del período del diseño, con la velocidad y el tirante de agua, para cada tramo. Este también depende del ritmo con el que la población aumente, ya que se han dado casos en los cuales los proyectos de urbanización no previstos en la planificación, han superado de sobremanera las expectativas de crecimiento de la población en determinada área, haciendo que los sistemas lleguen a su capacidad máxima en un tiempo menor al proyectado.

2.2.3.2.6.6. Diseño de secciones y pendientes

Como el diseño se realizó con secciones circulares de concreto, funcionando bajo el principio de canales abiertos, en los cuales el agua circula por la acción de la gravedad y sin ninguna presión adicional; El cálculo del caudal, la velocidad, diámetro y pendientes se hará aplicando la fórmula de *MANNING*, transformada al sistema métrico para secciones circulares.

La fórmula de *MANNING*, es una variación de la fórmula de *CHEZY* la cual relaciona la pendiente (*S*) con el radio hidráulico (*Rh*) de la sección.

Fórmula de *CHEZY*:

$$V = C\sqrt{Rh * S}$$

El valor de *C* depende de las variables del radio hidráulico y el coeficiente de rugosidad, que a su vez depende del diámetro y el material con el que está fabricado el elemento conductor (tubería).

MANNING da valores a la constante *C* mediante la fórmula:

$$C = \frac{1}{n} Rh^{1/6}$$

que al sustituirla en la fórmula de *CHEZY*, se obtiene la fórmula de *MANNING*.

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$
$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D * 0.0254}{4}\right)^{2/3} * S^{1/2}$$
$$Q = \frac{\pi}{4} * (D * 0.0254)^2 * V * 1000$$

En donde:

V = Velocidad del flujo a sección llena (m/s.)

Q = caudal del flujo a sección llena (l/s.)

D = diámetro de la sección circular (pulg.)

S = pendiente del gradiente hidráulico (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

= 0.015 para tubos de concreto menores de 24 pulg.

=0.013 para tubos de concreto mayores de 24 pulg.

2.2.3.2.7. Velocidades máximas y mínimas

Un alcantarillado se debe diseñar de modo tal que la velocidad mínima del flujo para tubería de concreto, trabajando a cualquier sección debe ser 0.60 m/seg. No siempre es posible obtener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos, en tales casos, se acepta una velocidad de 0.30 m/seg., una velocidad menor permite que ocurra sedimentación de los sólidos.

La velocidad máxima será de 3.00 m/seg, ya que velocidades mayores causan efectos dañinos, debido a que los sólidos que acarrea el flujo (arena, cascajo, piedras, etc.) podrían causar un efecto abrasivo en la tubería.

2.2.3.2.8. Cotas invert

Es la distancia entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, tomando en cuenta que la cota *invert* sea, al menos, igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería.

Se debe tomar en cuenta para el cálculo de cotas *invert*, que la cota *invert* de salida de un pozo se coloca, al menos, tres centímetros más baja que la cota *invert* de entrada más baja que llega al pozo.

Las cotas *invert* de entrada y de salida se calculan de la siguiente manera:

$$CIS1 = CT \ Hp1$$

$$CIE2 = CIS1 ((S\% tubo * DH)/100)$$

$$CIS2 = CIE2 - 0.03m.$$

En donde:

$CIS1 =$ Cota invert de salida del pozo de visita 1 (CIS)

$CT =$ Cota del terreno

$H_{p1} =$ Altura del pozo de visita 1

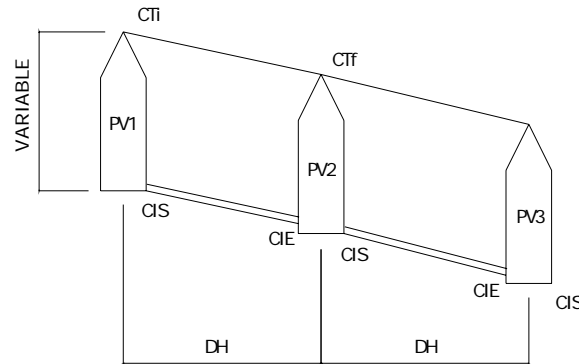
$CIE2 =$ Cota invert de entrada del pozo de visita 2 (CIE)

$CIS2 =$ Cota invert de salida del pozo de visita 2 (CIS)

$S\% Tubo =$ Pendiente de tubo

$DH =$ Distancia horizontal entre pozos

Figura 15. Esquema de cotas invert



2.2.3.2.9. Diámetro de tubería

El diámetro mínimo de tubería que ha de utilizarse para el diseño de alcantarillados sanitarios utilizando tubería de cemento es de 8 pulgadas; para tuberías de PVC el diámetro mínimo es de 6 pulgadas. Se utilizan estos diámetros debido a requerimientos de limpieza, flujo y para evitar obstrucciones.

Para el diseño de la aldea El Chagüite se utilizó tubería de concreto, utilizando diámetros de 6 y 8 pulgadas. La de 6" solamente se utilizó en sub-ramales pequeños de una o dos viviendas y la velocidad era demasiado baja al utilizar de 8".

2.2.3.2.10. Pozos de visita

Es una de las partes principales del sistema de alcantarillado, se construyen con el fin de proporcionar acceso al sistema para realizar trabajos de inspección y limpieza. Se construyen de concreto o mampostería.

En las normas para la construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en cada uno de los siguientes casos:

- Al inicio de ramal
- En intersecciones de dos o más tuberías
- Donde exista cambio de diámetro de tubería
- En curvas de colectores a no más de 30m
- En tramos no mayores de 100 m, en condiciones topográficas ideales.

Los materiales con los que se construirán los pozos en el presente diseño, serán: Mampostería de ladrillo de barro cocido, con tapadera y piso de concreto reforzado.

2.2.3.2.11. Conexiones domiciliarias

Tienen como propósito primordial recolectar las aguas provenientes de las viviendas y transportarlas al colector central.

Las conexiones domiciliarias constan de las siguientes partes:

- **Caja o candela.** La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente, con un diámetro no menor de 12 pulgadas. Éstos deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

El fondo tiene que ser fundido de concreto y dejar la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y pueda llevarla al colector central. La altura mínima de la candela será de un metro. Los materiales para la construcción de las candelas es: Tubería de concreto de 12", cemento, arena, pedrín y varillas No. 2 para la tapadera.

- **Tubería secundaria.** Sirve para unir la conexión de la candela domiciliar con el colector central, dicha tubería debe tener un diámetro mínimo de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC, con una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6%, a efecto de evacuar adecuadamente el agua. La conexión con el colector central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo entre 30 y 60 grados.

En el presente diseño se tomó un ángulo de 45 grados aguas abajo, utilizando tubería de concreto de 6 pulgadas para la conexión con la tubería central.

2.2.3.2.12. Profundidades mínimas de la tubería

La tubería debe colocarse a una profundidad adecuada para no verse afectada por la escorrentía y principalmente por las cargas transmitidas por el

tránsito y así evitar rupturas. Los valores de profundidad y ancho de la zanja para, recomendables son los siguientes:

Tabla VI. Profundidades mínimas, según el diámetro de tubería

PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LA COTA *INVERT* PARA EVITAR RUPTURAS (cm.)

DIÁMETRO	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
TRÁFICO NORMAL	123	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
TRÁFICO PESADO	143	148	158	161	170	178	186	204	219	234	245	275

Tabla VII. Ancho de zanja

Tubo (Pulgadas)	Menos de 1.86 m.	Menos de 2.86 m.	Menos de 3.86 m.	Menos de 5.36 m.	Menos de 6.36 m.
6	60 cm.	65 cm.	70 cm.	75 cm.	80 cm.
8	60	65	70	75	80
10	70	70	70	75	80
12	75	75	75	75	80
15	90	90	90	90	90
18	110	110	110	110	110
21	110	110	110	110	110
24	135	135	135	135	135

2.2.3.3. Principios hidráulicos

Los sistemas de alcantarillados basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, conocidos como canales abiertos. En los cuales la velocidad del flujo queda determinada por la pendiente del canal y la superficie del material con el cual está construido.

La sección del canal puede ser abierta y cerrada. Para el caso de sistemas de alcantarillado, se emplean canales cerrados circulares, en donde la

superficie de agua está sometida a presión atmosférica y, eventualmente a presiones producidas por gases que se produzcan en el sistema.

2.2.3.4. Relaciones hidráulicas

Los sistemas de alcantarillado circular trabajan comúnmente a sección parcialmente llena, ya que el caudal nunca es constante, provocando con ello una variación en el flujo, que a su vez hace variar el área transversal del líquido y la velocidad de éste. Para el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena se han relacionado los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena, con el fin de facilitar y agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico. De los resultados obtenidos se construyó el gráfico y tablas de relaciones hidráulicas. (Ver Tabla VIII).

Primeramente hay que determinar la velocidad y el caudal del tubo a sección llena por medio de las ecuaciones ya conocidas, con estos datos, se obtiene la relación de caudales (q/Q) (caudal de diseño entre caudal a sección llena), el valor se busca en las tablas; si no se encuentra el valor exacto, se busca el más aproximado. En la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V), ese resultado se multiplica por el valor de la velocidad a sección llena, para encontrar la velocidad de la sección parcialmente llena. Se deben considerar las siguientes especificaciones:

a) $Q_{dis} \leq Q_{sec\ Llena}$

b) La velocidad debe estar comprendida entre:

$$0.60 \frac{m}{s} \leq v \leq 5.00 \frac{m}{s} \quad \text{Para tubería de PVC}$$

$0.60 \frac{m}{s} \leq v \leq 3.00 \frac{m}{s}$ Para tubería de concreto

c) El tirante debe estar entre:

$$0.10 \leq \frac{d}{D} \leq 0.80$$

Tabla VIII. Relaciones hidráulicas para una alcantarilla de sección circular

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0050	0.0006	0.050	0.000030	0.0975	0.05011	0.3930	0.019690
0.0075	0.00110	0.074	0.000081	0.1000	0.05204	0.4010	0.020868
0.0100	0.00167	0.088	0.000147	0.1025	0.05396	0.4080	0.022016
0.0125	0.02370	0.103	0.000244	0.1050	0.05584	0.4140	0.023118
0.0150	0.00310	0.116	0.000360	0.1075	0.05783	0.4200	0.024289
0.0175	0.00391	0.129	0.000504	0.1100	0.05986	0.4260	0.025500
0.0200	0.00477	0.141	0.000672	0.1125	0.06186	0.4380	0.026724
0.0225	0.00569	0.152	0.000865	0.1150	0.06388	0.4390	0.028043
0.0250	0.00665	0.163	0.001084	0.1175	0.06591	0.4440	0.029264
0.0275	0.00768	0.174	0.001336	0.1200	0.06797	0.4500	0.030587
0.0300	0.00874	0.184	0.001608	0.1225	0.07005	0.4560	0.031943
0.0325	0.00985	0.194	0.001911	0.1250	0.07214	0.4630	0.033401
0.0350	0.01100	0.203	0.002233	0.1275	0.07426	0.4680	0.034754
0.0375	0.01219	0.212	0.002585	0.1300	0.07640	0.4730	0.036137
0.0400	0.01342	0.221	0.002233	0.1325	0.07855	0.4790	0.037625
0.0425	0.01468	0.230	0.003376	0.1350	0.08071	0.4840	0.039064
0.0450	0.01599	0.239	0.003822	0.1375	0.08289	0.4900	0.040616
0.0475	0.01732	0.248	0.004295	0.1400	0.08509	0.4950	0.042120
0.0500	0.01870	0.256	0.004787	0.1425	0.08732	0.5010	0.043747
0.0525	0.02010	0.264	0.005306	0.1450	0.08954	0.5070	0.045697
0.0550	0.02154	0.273	0.005250	0.1475	0.09129	0.5110	0.046649
0.0575	0.02300	0.281	0.006463	0.1500	0.09406	0.5170	0.048629
0.0600	0.02449	0.289	0.007078	0.1525	0.09638	0.5220	0.050310
0.0625	0.02603	0.297	0.007731	0.1550	0.09864	0.5280	0.052082
0.0650	0.02758	0.305	0.008412	0.1575	0.10095	0.5330	0.053060
0.0675	0.02916	0.312	0.009098	0.1600	0.10328	0.5380	0.055563
0.0700	0.03078	0.320	0.009850	0.1650	0.10796	0.5480	0.059162
0.0725	0.03231	0.327	0.010565	0.1700	0.11356	0.5600	0.063594
0.0750	0.03407	0.334	0.011379	0.1750	0.11754	0.5680	0.066765
0.0775	0.03576	0.341	0.012194	0.1800	0.12241	0.5770	0.070630
0.0800	0.03747	0.348	0.013040	0.1850	0.12733	0.5870	0.074743
0.0825	0.03922	0.355	0.013923	0.1900	0.13229	0.5960	0.078845
0.0850	0.04098	0.361	0.014794	0.1950	0.13725	0-6050	0.083039
0.0875	0.04277	0.368	0.015739	0.2000	0.14238	0.6150	0.087564
0.0900	0.04459	0.375	0.016721	0.2050	0.14750	0.6240	0.091040
0.0925	0.04642	0.381	0.017918	0.2100	0.15266	0.6330	0.096634
0.0950	0.04827	0.388	0.018729	0.2150	0.15786	0.6440	0.101662

CONTINUACIÓN

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.220	0.16312	0.651	0.10619	0.59	0.61396	1,066	0.65488
0.225	0.16840	0.659	0.11098	0.60	0.62646	1,072	0.64157
0.230	0.14350	0.669	0.11611	0.61	0.63892	1,078	0.68879
0.235	0.17913	0.670	0.12109	0.62	0.65131	1,083	0.70537
0.240	0.18455	0.684	0.12623	0.63	0.66363	1,089	0.72269
0.245	0.19000	0.692	0.13148	0.64	0.67593	1,094	0.73947
0.250	0.19552	0.702	0.13726	0.65	0.68770	1,098	0.75510
0.260	0.20660	0.716	0.14793	0.66	0.70053	1,104	0.77339
0.270	0.21784	0.730	0.15902	0.67	0.71221	1,108	0.78913
0.280	0.22921	0.747	0.17122	0.68	0.72413	1,112	0.80523
0.290	0.24070	0.761	0.18317	0.69	0.73596	1,116	0.82133
0.300	0.25232	0.776	0.19580	0.70	0.74769	1,120	0.83741
0.310	0.26403	0.790	0.20858	0.71	0.75957	1,124	0.85376
0.320	0.25870	0.804	0.22180	0.72	0.77079	1,126	0.86791
0.330	0.28786	0.817	0.23516	0.73	0.78216	1,130	0.88384
0.340	0.29978	0.830	0.24882	0.74	0.79340	1,132	0.89734
0.350	0.31230	0.843	0.26327	0.75	0.80450	1,134	0.91230
0.360	0.32411	0.856	0.27744	0.76	0.81544	1,136	0.92634
0.370	0.33637	0.868	0.29197	0.77	0.82623	1,137	0.93942
0.380	0.34828	0.879	0.30649	0.78	0.83686	1,139	0.95321
0.390	0.36108	0.891	0.32172	0.79	0.85101	1,140	0.97015
0.400	0.37354	0.902	0.33693	0.80	0.86760	1,140	0.98906
0.410	0.38604	0.913	0.35246	0.81	0.87859	1,140	100,045
0.420	0.39858	0.921	0.36709	0.82	0.87759	1,140	100,045
0.430	0.40890	0.934	0.38191	0.83	0.88644	1,139	100,965
0.440	0.42379	0.943	0.39963	0.84	0.89672	1,139	102,140
0.450	0.43645	0.955	0.41681	0.85	0.90594	1,138	103,100
0.460	0.44913	0.964	0.43296	0.86	0.91491	1,136	104,740
0.470	0.46178	0.973	0.44931	0.87	0.92361	1,134	104,740
0.480	0.47454	0.983	0.46647	0.88	0.93202	1,131	105,410
0.490	0.48742	0.991	0.48303	0.89	0.94014	1,128	106,030
0.500	0.50000	1,000	0.50000	0.90	0.94796	1,124	106,550
0.510	0.51258	1,009	0.51719	0.91	0.95541	1,120	107,010
0.520	0.52546	1,016	0.53387	0.92	0.96252	1,116	107,420
0.530	0.53822	1,023	0.55060	0.93	0.96922	1,109	107,490
0.540	0.55087	1,029	0.56685	0.94	0.97554	1,101	107,410
0.550	0.56355	1,033	0.58215	0.95	0.98130	1,094	107,350
0.560	0.57621	1,049	0.60444	0.96	0.98658	1,086	107,140
0.570	0.58882	1,058	0.62297	0.97	0.99126	1,075	106,560
0.580	0.60142	1,060	0.63750	0.98	0.99522	1,062	105,890

2.2.3.5. Diseño de la red de alcantarillado sanitario

2.2.3.5.1. Parámetros de diseño

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	22 años
Población actual	1212 habitantes
Población de diseño	2398 habitantes
Tasa de crecimiento	3.15%
Habitantes por vivienda	6
Dotación	130 L./hab./día
Factor de retorno	0.75
Diámetro de tubería	6 y 8 pulgadas
Tipo de tubería	Tubería de concreto

CÁLCULO DE TRAMO

PV-1 a PV- 2

$$\text{Cota de terreno inicial}(CTi) = 1001.04$$

$$\text{Cota de terreno final}(CTf) = 999.82$$

$$\text{Dist. entre pozos}(DH) = 46.75m$$

$$\text{Población actual del tramo} = 36 \text{ hab}$$

2.2.3.5.2. Pendiente de terreno (S%)

Fórmula:

$$S\% \text{ terreno} = \frac{(CTi-CTf)}{DH} * 100$$

$$S\% \text{ terreno} = \frac{1001.04 - 999.82}{46.75} * 100 = 2.61\%$$

2.2.3.5.3. Población futura tramo (Pf)

$$Pf = Pa(1 + \gamma)^n$$

$$Pf = 1212(1 + .0315)^{22} = 2397.87 \cong 2398 \text{ hab}$$

2.2.3.5.4. Factor de flujo instantáneo

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}$$

$$FH_{actual} = \frac{18 + \sqrt{\frac{36}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{36}{1000}}} = 4.34$$

$$FH_{futuro} = \frac{18 + \sqrt{\frac{71}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{71}{1000}}} = 4.28$$

2.2.3.5.5. Caudal máximo (q_{max})

Fórmula:

$$q_{max \text{ act}} = P_{actual} * FH_{actual} * fqm$$

$$q_{max \text{ fut}} = P_{futuro} * FH_{futuro} * fqm$$

$$q_{max \text{ act}} = 36 * 4.28 * 0.004 = 0.62 \text{ l/s}$$

$$q_{max \text{ fut}} = 71 * 4.28 * 0.004 = 1.22 \text{ l/s}$$

Con ambos caudales, actual y futuro, se chequea la velocidad y el tirante para que ambos cumplan con las especificaciones. Lo anterior se compara a continuación.

▪ **Diseño hidráulico**

$$D = 8 \text{ plg.}$$

$$S = 2\%$$

Utilizando la fórmula de Manning se encuentra la velocidad a sección llena.

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

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{D * 0.0254}{4} \right)^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = \frac{\pi}{4} * (D * 0.0254)^2 * V * 1000$$

En donde:

V = Velocidad del flujo a sección llena (m/s.)

Q = caudal del flujo a sección llena (l/s.)

D = diámetro de la sección circular (plg.)

S = pendiente del gradiente hidráulico (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

$$V = \frac{1}{0.015} \left(\frac{8 * 0.0254}{4} \right)^{2/3} * \left(\frac{2}{100} \right)^{1/2} = 1.29 \text{ m/s}$$

$$Q = \frac{\pi}{4} (8 * 0.0254)^2 * 1.29 * 1000 = 41.83 \text{ l/s}$$

- **Relaciones hidráulicas**

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.22}{41.83} = 0.0292$$

$$\frac{v}{V} = 0.444$$

$$\frac{d}{D} = 0.12$$

Los datos de v/V y d/D fueron tomados de la tabla de relaciones de velocidad y de tirantes en la tabla VI.

- **Velocidad de diseño (v)**

$$v = \frac{v}{V} * V \quad v = 0.444 * 1.29 = 0.58 \text{ m/s}$$

Por tratarse del tramo inicial la velocidad no está dentro del rango de las velocidades mínimas, pero es aceptable por la misma condición.

- **Tirante**

La relación de tirantes que da la tabla está dentro del rango $0.1 \leq d \leq 0.8$, lo que indica que el diámetro de la tubería y la pendiente de son los indicados.

- **Cálculo de cotas *invert***

Fórmulas:

$$CIS_1 = 1,001.04m - 1.2m = 999.84m$$

$$CIE_2 = 999.84m - \left(\frac{3 * 46.75m}{100} \right) = 998.44m$$

$$CIS_2 = 998.44m - 0.03m = 998.41m$$

Profundidad de pozos (Hp)

Fórmula:

$$Hp_2 = CT_2 - CIE_2$$

$$Hp_2 = 999.82m - 998.44m = 1.38m$$

▪ Excavación de zanja (EXCz.)

Fórmula:

$$Exc_z = \left(\frac{Hp_1 + Hp_2}{2} \right) DH * Ancho_{zanja}$$

$$Exc_z = \left(\frac{1.2m + 1.38m}{2} \right) * 46.75m * 0.80m = 48.25m^3$$

▪ Excavación de pozo de visita (EXCp.)

Fórmula:

$$Exc_{p1} = \pi * r^2 * h$$

$$Exc_{p1} = \pi * (0.65m)^2 * 1.2m = 1.59m^3$$

Excavación Total

$$Exc_T = Exc_z + Exc_p$$

$$Exc_T = 48.25m^3 + 1.59m^3 = 49.84m^3$$

2.2.3.6. Desfogue

2.2.3.6.1. Características de los puntos elegidos

Para el presente diseño se eligieron dos puntos de desfogue, debido a la topografía del lugar, que no permite unir los dos ramales principales sin tener que hacer obras que eleven el costo del mismo. Los puntos elegidos tienen características similares, los dos se localizan a un nivel más bajo al final de cada ramal y además se encuentran aislados de la comunidad.

2.2.3.6.2. Fosas sépticas

Las fosas sépticas son dispositivos que se usan en el tratamiento primario, están diseñadas para retirar de las aguas servidas los sólidos en suspensión orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de la sedimentación. Las fosas sépticas están diseñadas para mantener el flujo de aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaeróbicas, por un período de 12 a 24 horas llamado período de retención.

El proceso de sedimentación se logra cuando el líquido está en reposo o fluye a una velocidad relativamente baja, durante el tiempo suficiente, que permita que se depositen en el fondo la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente sólidos orgánicos, logrando así su separación de la corriente de aguas servidas.

De los sólidos suspendidos que llegan a la fosa, se decanta la mayor parte de la materia sedimentable, la cual entra en un proceso de digestión anaeróbica con disolución, licuación y volatilización de la materia orgánica, previamente a su estabilización. Por esta razón es que la cantidad de lodo que se acumula en el estanque es pequeña, pero que con el tiempo constituye una

cantidad que hace disminuir el volumen efectivo de la fosa y por consiguiente el período de retención.

2.2.3.6.3. Diseño de la fosa séptica

En la fosa séptica, las materias en suspensión en las aguas negras sufren una sedimentación, la materia orgánica se descompone en sustancias más simples por la acción de las bacterias anaeróbicas, que pueden realizar su metabolismo sin necesidad de oxígeno.

La fosa séptica es un estanque hermético, que puede construirse de ladrillo, piedra, concreto o cualquier otro material que se considere adecuado, es un tanque de escurrimiento horizontal y continuo de un solo piso.

Las fosas pueden ser de uno o doble compartimiento. Investigaciones realizadas en fosas con uno y con dos compartimientos, han demostrado que las de dos compartimientos proporcionan una mejor eliminación de los sólidos en suspensión, lo que es beneficio para una mayor protección del sistema de absorción.

Para el diseño de la fosa séptica debe tomarse en cuenta los siguientes parámetros:

- El período de retención es como mínimo de 12 horas
- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 l/hab/año
- Relación largo-ancho de la fosa L/A; de 2/1 a 4/1
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe ser de 60 viviendas.

Nomenclatura y fórmulas.

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal L/día

N = Número de personas servidas

Q = Gasto de aguas negras L/hab/día

$T = V/Q$

$Q = q \cdot N$

2.2.3.6.3.1. Cálculo de volumen

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), que es la altura útil, es decir, el fondo de la fosa al nivel de agua se toma una relación L/A dentro de los límites recomendados, queda el volumen como:

$V = ALH$

A = Ancho de fosa

L = Largo de la fosa

H = Altura útil.

Se conoce la relación L/A se sustituye una de las dos en la fórmula de V y se determina el valor de la otra magnitud.

Por ejemplo. Si L/A es igual a 2, entonces $L = 2A$, al sustituir L en la fórmula se tiene:

$V = 2 \cdot A^2 \cdot H$ de donde se obtiene el valor del ancho de la fosa.

2.2.3.6.3.2. Cálculo de fosas

Período de retención	24 horas
Gasto	130 L/hab/día
Número de habitantes	420 habitantes (60 viviendas)
Lodos	30 L/hab/año
Relación largo / ancho	2/1
Período de limpieza	5 años

Volumen para el líquido

Se sabe que:

$$T = V/Q$$

$$V = QT$$

$$Q = qN$$

En donde:

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal L/día

N = Número de personas servidas

q = Caudal domiciliar.

▪ Cálculo del caudal

$$Q = qN = 130 \text{ L/hab/día} \times 0.75 \times 420$$

$$Q = 31,500 \text{ L/día}$$

$$Q = 31.50 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Cálculo del volumen**

$$V = QT = 31500 \text{ L/día} \times 24 \text{ horas} \times 1\text{día}/24 \text{ horas}$$

$$V = 31,500 \text{ litros}$$

$$V = 31.50 \text{ m}^3$$

- **Cálculo de volumen de lodos**

$$V = N \text{ gasto de lodos}$$

$$V = 420 \text{ hab} \times 30 \text{ l/hab/año}$$

$$V = 12,600 \text{ l}$$

$$V = 12.60 \text{ m}^3$$

$$V = 12.60 \times 5 \text{ años (período de limpieza)}$$

$$V = 63 \text{ m}^3 ; \text{ para período de limpieza de 5 años}$$

$$\text{Volumen total: } 31.50 \text{ m}^3 + 63 \text{ m}^3 = 94.50 \text{ m}^3$$

$$V = ALH$$

Como $L/A = 2$ entonces $L = 2A$ al sustituir L en la ecuación de V

$$V = 2A^2H$$

Se asume $H = 2.00$

$$A^2 = V/2H$$

$$A^2 = 94.50/2(2.50) = 18.90$$

$$A = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{Como } L = 2A = 2(4.50) = 9.00 \text{ m}$$

Entonces:

A = 4.50 m

L = 9.00 m

H = 2.50 m

2.2.3.6.4. Pozos de absorción

Para éste proyecto se tomó la decisión de construir 2 pozos de absorción por cada fosa séptica, con el fin de darle un tratamiento adecuado a las aguas servidas, asegurando así una infiltración de estas a los mantos permeables, evitando así la contaminación de los mismos.

2.2.4. Presupuesto

Las consideraciones para la cuantificación de materiales y mano de obra, son las mismas que las utilizadas para el puente:

Tabla IX. Presupuesto alcantarillado sanitario

No.	REGLÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	TOTAL
1	Trazo y Replanteo	ml	Q 5.00	2,665.00	Q 13,325.00
2	Pozo H = 1.00	u	Q 2,380.78	12.00	Q 41,894.36
3	Pozo H = 1.2	u	Q 2,743.48	10.00	Q 69,329.12
4	Pozo H = 1.3	u	Q 3,130.79	1.00	Q 72,459.90
5	Pozo H = 1.40	u	Q 3,444.31	1.00	Q 75,904.21
6	Pozo H = 1.50	u	Q 3,359.79	4.00	Q 89,343.36
7	Pozo H = 1.60	u	Q 3,573.46	2.00	Q 96,490.28
8	Pozo H = 1.70	u	Q 3,706.31	3.00	Q 107,609.20
9	Pozo H = 1.80	u	Q 3,858.08	5.00	Q 126,899.60
10	Pozo H = 2.10	u	Q 4,569.41	1.00	Q 131,469.01
11	Pozo H = 2.30	u	Q 4,895.94	1.00	Q 136,364.95
12	Pozo H = 2.50	u	Q 5,116.00	2.00	Q 146,596.94
13	Pozo H = 2.70	u	Q 5,447.02	3.00	Q 162,938.00
14	Pozo H = 2.80	u	Q 5,807.19	1.00	Q 168,745.19
15	Pozo H = 3.1	u	Q 6,270.13	1.00	Q 175,015.33
16	Pozo H = 4.25	u	Q 8,170.97	1.00	Q 183,186.30
17	EXCAVACIÓN	m ³	Q 10.00	3,595.00	Q 219,136.30
18	RELLENO	m ³	Q 5.00	3,000.00	Q 234,136.30
19	ACOMETIDA DOMICILIAR	u	Q 630.30	200.00	Q 360,196.30
20	TUBERÍA DE CEMENTO 6"	u	Q 95.52	1,025.00	Q 458,103.80
21	TUBERÍA DE CEMENTO 8"	u	Q 129.53	1,655.00	Q 672,468.30
22	FOSA SÉPTICA	u	Q 31,275.78	4.00	Q 797,571.40
23	POZO DE ABSORCIÓN	u	Q 4,441.55	8.00	Q 833,103.80
24	DERIVADOR DE CAUDALES	u	Q 3,928.50	1.00	Q 837,032.30
	HERRRAMIENTA	Global	Q 28,226.71	1.00	Q 865,259.01

SUB-TOTAL EJECUCIÓN	Q	865,259.01
----------------------------	---	-------------------

GASTOS ADMINISTRATIVOS	Global	Q 216,314.75	1.00	Q 1,081,573.76
IMPREVISTOS	Global	Q 43,262.95	1.00	Q 1,124,836.71

TOTAL EJECUCIÓN	Q	1,124,836.71
------------------------	---	---------------------

2.2.5. Plan de mantenimiento propuesto

El mantenimiento del alcantarillado sanitario, es la aplicación de técnicas o mecanismos que permiten conservarlo en buenas condiciones físicas y de funcionamiento, con el propósito de alcanzar la duración esperada de acuerdo al período útil para el que fue diseñado.

La responsabilidad de mantenimiento estará a cargo del comité de vecinos de la comunidad. Éste comité tendrá una unidad operativa, conformada de preferencia por personas que hayan participado en la construcción del alcantarillado.

2.2.5.1. Objetivos de la unidad operativa

General: promover y coordinar con la comunidad las actividades que se relacionen con la conservación y/o mejoramiento del sistema de alcantarillado.

Específico: dar mantenimiento preventivo, Supervisar el uso y nuevas conexiones al sistema de alcantarillado sanitario. También, en caso de ser necesario realizar reparaciones, esta entidad será la encargada de supervisar el desarrollo de las mismas.

2.2.5.2. ¿Cuándo realizar una inspección al sistema de Alcantarillado Sanitario?

La inspección se efectuará cuando sea solicitada por parte de los beneficiarios del proyecto, por los miembros del comité o por la misma municipalidad, cuando se detecten anomalías o cuando éstos lo crean conveniente.

Se recomienda que las revisiones del sistema se realicen en intervalos que no sobrepasen los cuatro meses.

Previo a realizar una inspección, el comité designará a las personas responsables, siendo de preferencia personas que estén familiarizadas con el proyecto desde el inicio de la construcción.

El encargado de la inspección debe auxiliarse de todos los instrumentos disponibles para realizar un buen trabajo, estos instrumentos pueden ser:

Recursos humanos: integrantes de la unidad operativa nombrados por el comité, con los cuales coordinará la visita.

Documentos: planos generales del alcantarillado, especificaciones técnicas y guía de mantenimiento.

Para realizar la inspección se presenta el siguiente cuadro descriptivo que permite identificar los distintos elementos que componen el alcantarillado sanitario, las actividades a realizar, así como las recomendaciones de solución a los distintos problemas que se detecten.

Tabla X. Posibles problemas encontrados durante la supervisión

Elemento	Inspección	Posible problema	Acciones a Seguir
Línea central o secundaria	<ul style="list-style-type: none"> ▪ En pozos de visita 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Taponamiento parcial. ▪ Taponamiento total. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Prueba de reflejo. ▪ Prueba de corrimiento de flujo
Pozos de visita	<ul style="list-style-type: none"> ▪ En tapadera. ▪ En el interior 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estado de escalones. ▪ Acumulación de residuos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cambio de tapaderas. ▪ Limpieza de pozos.
Conexiones domiciliarias	<ul style="list-style-type: none"> ▪ General de la unidad 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estado físico. ▪ Buen uso de la candela. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cambio de tapadera.

Después de realizada la inspección, el encargado deberá elaborar un informe donde describa los principales problemas encontrados y el mecanismo de solución implementado para la corrección de los mismos.

El informe deberá ser lo más claro y detallado posible, deberá ser trasladado al comité para implementar las medidas correctivas que corresponda de acuerdo a las recomendaciones del informe, programándose a corto plazo las actividades a realizar.

2.2.6. Impacto Ambiental

La gestión ambiental preventiva ha sido privilegiada en muchos países de la región latinoamericana; y en muchos casos, esa dinámica ha generado por requerimiento de los organismos de cooperación internacional, que han exigido, y en muchos casos siguen exigiendo, que los proyectos que financian contengan no solo los tradicionales indicadores de una adecuada utilización de los recursos financieros involucrados, y que tengan efectos positivos en el ámbito social, sino que además respondan por daños al medio ambiente que puedan ocasionar.

Es por eso que los promotores de muchos proyectos, incluidas las agencias gubernamentales, se han visto obligados, sobretodo para proyectos de mediana y gran envergadura, a realizar las respectivas EIA. Las etapas iniciales de este proceso significaron, sin embargo, que en muchos casos los estudios dejaran mucho que desear, con vacíos metodológicos, amén de ser realizados con frecuencia muy sobredimensionados respecto a las necesidades del proyecto. En el hecho, esta etapa “arcaica” ha ido superándose en la mayoría de los países de la región, que ya cuenta con sus propios sistemas de EIA, adaptados a las condiciones nacionales, y apoyados por los respectivos marcos legales e institucionales¹.

¹ Guías para la evaluación de proyectos de impacto ambiental de proyectos de desarrollo local –ILPES-CEPAL 1998.

La evaluación del impacto ambiental (EIA) es definida en texto reciente de la siguiente manera: “Proceso encaminado a identificar, predecir, interpretar, prevenir y comunicar, por vía preventiva, el efecto de un proyecto sobre el medio ambiente; y en cuanto instrumento/procedimiento administrativo de control de proyectos que, apoyado en un estudio técnico sobre las incidencias ambientales de un proyecto (Estudio de impacto ambiental), y en un trámite de participación pública, permite a la autoridad ambiental competente emitir una *Declaración de Impacto Ambiental* rechazando, aprobando o modificando el proyecto”.

Estas evaluaciones pretenden, como principio, establecer un equilibrio entre el desarrollo de la actividad humana y el medio ambiente, sin pretender llegar a ser una figura negativa u obstruccionista, ni un freno al desarrollo, sino un instrumento operativo para impedir las sobreexplotaciones del medio natural y un freno al desarrollismo negativo y anárquico. Cada proyecto, o actividad ocasionará una perturbación sobre el entorno en que se ubique, la cual deberá ser minimizada sobre la base de estudios de impacto ambiental.

2.2.6.1. Método de listas de chequeo

Fue el primero de los métodos en desarrollarse y consiste en efectuar una lista ordenada de factores ambientales que serán potencialmente afectados por un proyecto. Generalmente van acompañados de otra lista con acciones del proyecto susceptibles de provocar impactos ambientales.

La idea de los listados es que sean puntuales en la identificación de los impactos ambientales. Su principal utilidad es servir de recordatorio de todas las posibles consecuencias ligadas a la acción propuesta, asegurando desde la primera etapa de la EIA, que ningún impacto relevante sea omitido.

Fedra y Winkelbauer (1991) plantean que una típica lista de chequeo debería preocuparse al menos de los siguientes ítems:

- Suelo
- Agua
- Aire
- Flora
- Fauna
- Recursos naturales
- Recreación

Es decir, desde el punto de vista del medio ambiente, que pasa con cada uno de los ítems señalados.

En caso particular para los proyectos de agua potable y saneamiento la lista de chequeo sería la siguiente:

1. MEDIO FÍSICO NATURAL

1.1. Medio inerte

1.1.1. Aire

1.1.1.1. Olores provenientes del proceso de tratamiento o de las operaciones de eliminación de lodos.

1.1.1.2. Ruidos provenientes del proceso de tratamiento o de las operaciones de la eliminación de lodos.

1.1.1.3. Emisión de compuestos volátiles provenientes de procesos de tratamiento (cloro).

1.1.2. Suelo

1.1.2.1. Contaminación del suelo y subsuelo.

1.1.2.2. Alteración de los cursos de los ríos, hábitat para las plantas y

animales acuáticos, y áreas de reproducción y crianza durante la construcción.

1.1.2.3. Contaminación en los sitios de aplicación en tierra: del suelo por sustancias tóxicas y patógenas, y de las aguas por sustancias tóxicas y nitrógeno.

1.1.2.4. Desechos

1.1.2.5. Contaminación del suelo y las aguas subterráneas y reproducción y alimentación de vectores de enfermedades en los sitios de almacenaje, reutilización o eliminación de lodos.

1.1.2.6. Recursos culturales: destrucción accidental o intencional de los sitios arqueológicos durante la excavación.

1.1.3. Agua

1.1.3.1. Régimen hídrico: alteraciones en el equilibrio hidrológico de la cuenca son explotadas mediante su recolección en grandes área aguas arriba y su eliminación aguas abajo.

1.1.3.2. Distribución: degradación de la calidad de las aguas colectoras, a pesar de la operación normal del sistema.

1.2. Medio biótico

1.2.1. Flora

1.2.1.1. Afectación de vegetación natural.

1.2.1.2. Deterioro de la calidad de vida de las especies circundantes al área.

1.3. Contaminación Visual

1.3.1. Unidad de paisaje, calidad: molestias e impactos estéticos adversos, percibidos o reales, en las cercanías de las obras de tratamiento.

2. MEDIO SOCIOECONÓMICO

2.1. Infraestructura y servicios

2.1.1. Estructura urbana

2.1.1.1. Paisaje urbano general.

2.1.1.2. Degradación de barrios por la calidad de los medios receptores.

2.1.1.3. Desbordamiento de las aguas negras y tubos de paso en las obras de tratamiento.

2.1.1.4. Fallas del proceso de tratamiento.

2.1.2. Equipamiento

2.1.2.1. Equipamiento sanitario.

2.1.2.2. No lograr los usos beneficiosos deseados de las aguas receptoras a pesar de la operación normal del sistema.

2.1.2.3. Reubicación de residentes debido a la ubicación de la planta de tratamiento.

2.1.2.4. Desarrollo no planificado, inducido o facilitado por la obra de infraestructura a realizar.

2.2. Población

2.2.1. Características culturales

2.2.1.1. Aceptabilidad social del proyecto

2.2.1.2. Reducción de la actividad turística o recreativa

2.2.6.2. Medidas de mitigación

Ninguna EIA puede ser calificada como satisfactoria si no incorpora explícitamente propuestas para eliminar, neutralizar, reducir o compensar los impactos ambientales principales de dicho proyecto, durante las fases de ejecución (construcción y operación) principalmente.

Las medidas de mitigación corresponden, pues, a una parte importante de las recomendaciones que la EIA efectúa a fin de actuar sobre los impactos ambientales principales de un proyecto, y contribuir por lo tanto a su construcción y operación en un enfoque ambientalmente sustentable.

Es importante que las medidas de mitigación constituyan un elemento técnico integrante de la EIA, y no un mero catalogo de buenas intenciones. Son lo que dan sentido al instrumento como apoyo a la toma de decisiones.

En los proyectos de agua potable y saneamiento, estas serían las posibles medidas de mitigación:

<p>1. MEDIO FÍSICO NATURAL</p> <p>1.1. Medio inerte</p> <p>1.1.1. Aire</p> <p>1.1.1.1. Uso de tecnología apropiada.</p> <p>Consideración de olores en la etapa de diseño del proyecto.</p> <p>Establecer un programa efectivo previo de los desechos industriales.</p> <p>1.1.2. Suelo</p> <p>1.1.2.1. Contaminación del suelo y subsuelo</p> <p>Ubicación de las obras de tratamiento únicamente cerca de usos compatibles de la tierra.</p> <p>Controles de erosión/sedimentación durante la etapa de construcción del proyecto.</p> <p>Ubicación y diseño de obras de tratamiento y sistemas de eliminación o reutilización, en base a datos recaudados sobre las características del sitio, aguas servidas y aplicación en tierras.</p> <p>Implementación de un programa efectivo de monitoreo y tratamiento previo de los desechos industriales.</p> <p>Asegurar que los lineamientos de tratamiento previo y operación sean adecuados para la aplicación en tierra y para otros sistemas de reutilización de aguas servidas.</p> <p>1.1.2.2. Desechos</p> <p>Manejo del lodo en los estudios de factibilidad del sistema, selección de tecnologías, diseño, elección de personal, capacitación, presupuesto y plan de inicio.</p> <p>Programa efectivo de tratamiento de los desechos industriales.</p>
--

Asegurar que los lineamientos de tratamiento previo y operación, para la aplicación en tierra y otros sistemas de aplicación, sean adecuados para salvaguardar la salud de las personas.

Inspeccionar el cumplimiento de los lineamientos de operación.

1.1.3. Agua

1.1.3.1. Régimen hídrico

Considerar los sistemas sub-regionales y comunitarios pequeños en las áreas con poco agua.

Aprovechar las oportunidades de reclamación/reutilización de las aguas servidas, especialmente en las áreas con poco agua.

1.2. Medio biótico

1.2.1. Flora

1.2.1.1. Unidad de vegetación natural.

Efectuar limpia, replantado y reforestación en las áreas afectadas.

1.3. Contaminación visual

1.3.1. Unidades de paisaje, calidad.

Incorporar al proyecto mejoras en a los barrios e instalaciones públicas útiles.

2. MEDIO SOCIOECONÓMICO

2.1. Infraestructura y servicios

2.1.1. Estructura urbana

2.1.1.1. Escena urbana

Realizar por fases la realización de los sistemas de recolección y las obras de tratamiento, a fin de evitar la descarga de aguas servidas inapropiadamente.

Elegir tecnología adecuada.

Implementar las recomendaciones de administración y capacitación,

programa de monitoreos y programas de pre-tratamiento de los desechos industriales.

2.1.2. Equipamientos

2.1.2.1. Equipamiento sanitario

Establecer un objetivo realista de uso y elegir criterios para la calidad del agua, en concordancia con los usos deseados.

Establecer normas de rendimiento para sistema, mediante la elaboración de modelos u otros medios.

Coordinar la instalación del alcantarillado con un plan regulador.

Fortalecer los reglamentos e instituciones de control del uso de la tierra.

Integrar la planificación de la infraestructura en los proyectos de urbanización.

Aceptabilidad social del proyecto.

CONCLUSIONES

1. Para evitar el colapso del puente sobre el río La Lima, el diseño del mismo fue realizado tomando en cuenta la crecida máxima registrada hasta el momento de la realización de la evaluación hidrológica y topográfica, esto con el fin de garantizar el buen funcionamiento de la estructura y que cumpla con el fin para el que fue diseñado.
2. Para cada uno de los proyectos desarrollados durante el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S), se elaboró un presupuesto de materiales y mano de obra, integrando para cada renglón los componentes de los mismos, para lo cual se tomó en consideración los precios de materiales que se manejan en el lugar, en el caso de la mano de obra se tomaron los salarios utilizados en casos similares.
3. Considerando que los proyectos elaborados son de beneficio social y de acuerdo al costo de cada uno, se tiene que en la parte técnica, se tomaron en cuenta todos los factores para que económicamente se ajustará a un presupuesto que sea factible para la ejecución de estos, integrado en la forma que exigen a las municipalidades las distintas instituciones ejecutoras del estado.
4. Con el fin de erradicar focos de enfermedades y fuentes de contaminación ambiental causadas por las aguas residuales que corren a flor de tierra, se elaboró el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea El Chagüite, con el respectivo sistema de tratamiento para las aguas que capte durante todo su recorrido, mejorando de algún modo

la calidad de vida de los habitantes de esta comunidad, evitando los malos olores, brindando la oportunidad de cambiar los tradicionales pozos ciegos por sanitarios lavables evitando con esto la contaminación de los pozos de los cuales en algunos casos extraen aún el agua para el uso diario dentro de la vivienda, además brinda la oportunidad de acelerar el crecimiento de la comunidad con proyectos de urbanización con todos sus servicios.

RECOMENDACIONES

A LA MUNICIPALIDAD

1. Para garantizar el buen funcionamiento de los proyectos realizados, es necesario que para la ejecución de los mismos sea contratado personal capacitado y con la experiencia en la realización de proyectos similares, todo esto complementado con la debida supervisión técnica por parte de la Oficina de Planificación Municipal.
2. Dar seguimiento al programa de apoyo técnico brindado por las Unidades de E.P.S. de las distintas Facultades de la Universidad de San Carlos de Guatemala, para fortalecer Oficina de Planificación Municipal dando mayor cobertura a las necesidades de las comunidades del municipio.

A LAS COMUNIDADES BENEFICIADAS

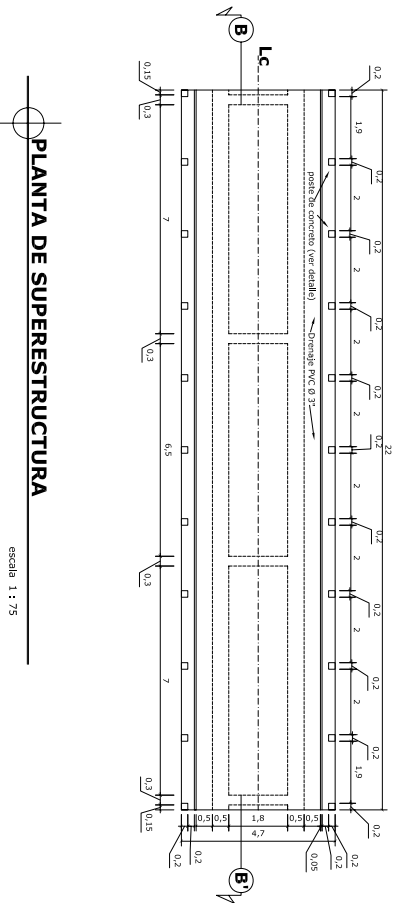
1. Velar por el buen uso y conservación de las obras realizadas, durante la ejecución y el tiempo en que estén en servicio, en el caso del alcantarillado sanitario se propone un plan de mantenimiento, con el fin de facilitar el trabajo de los encargados de realizar dicha labor.

BIBLIOGRAFÍA

1. Especificaciones técnicas para el diseño de puentes de concreto reforzado. AASHTO, Estados Unidos 1980. 400pp.
2. Juárez Cárdenas, Víctor Leonardo. Diseño de tres puentes en el municipio de San Marcos, dirección y supervisión de la instalación de la red de distribución de agua potable de la aldea San Rafael Soche y análisis de línea de conducción. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1984. 140pp.
3. Ordóñez Alvarado, Leonel Fernando. Consideraciones generales acerca de la localización y diseño de subestructuras de puentes. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1974. 155pp.
4. Ortiz Salvarro, Luis Eduardo. Planificación y Diseño de Drenaje Sanitario de la cabecera Municipal de Choarrancho. Tesis Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1991. 102pp.
5. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 84pp.

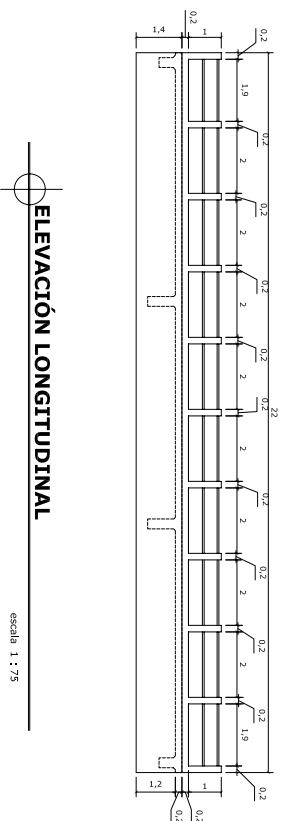
APÉNDICE

APÉNDICE 1
PLANOS DEL PROYECTO
PUENTE VEHICULAR RÍO LA LIMA
ALDEA SAN JOSÉ LA LIMA,
MALACATÁN, SAN MARCOS



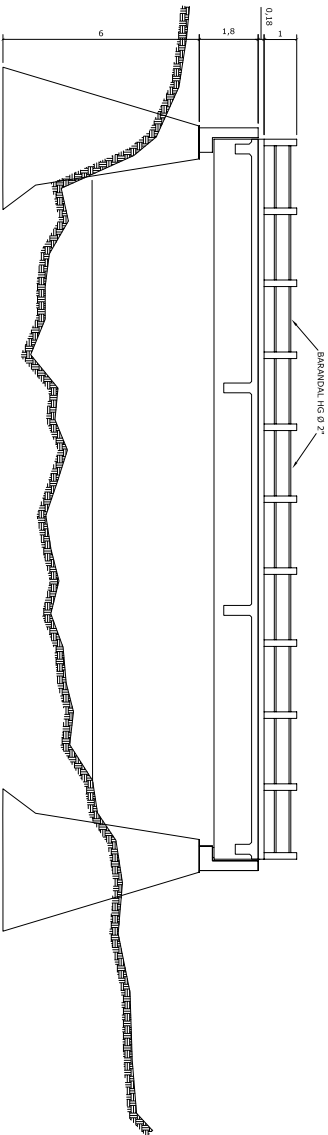
PLANTA DE SUPERESTRUCTURA

escala 1 : 75



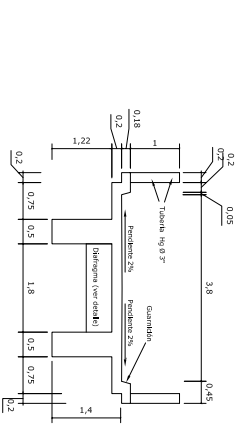
ELEVACIÓN LONGITUDINAL

escala 1 : 75



SECCIÓN B-B'

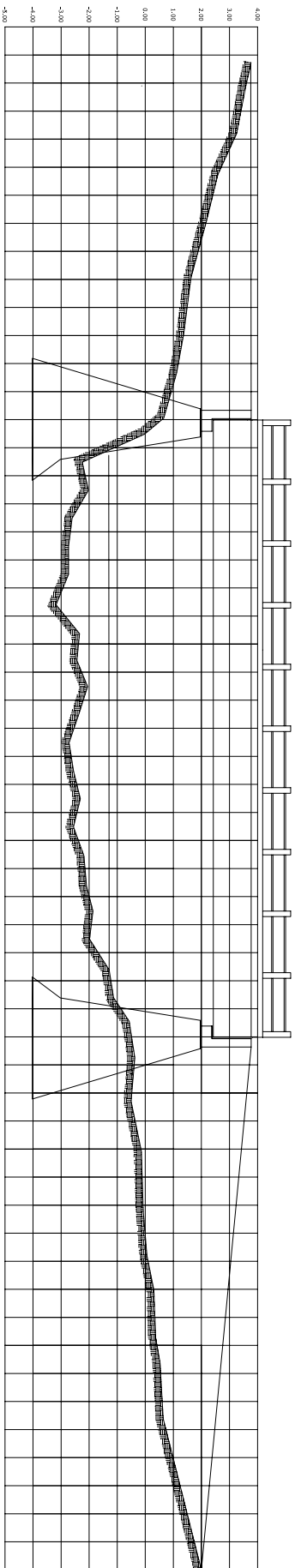
escala 1 : 75



ELEVACIÓN TRANSVERSAL

escala 1 : 50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coor. de Doc. San Andrés la Lima, Malacatán, San Marcos	Profesor Puente Vehicular, Río la Lima
Coor. de Alde. Edgar Rogelio López Barrios Escalar: Individa	Escalar: Individa
Superestructura	Hoja No. 1 de 4
Esp. Juan Bautista Supervisor	E.S.: Edgar R. López B.



PERFIL DEL TERRENO
 escala 1 : 75

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Especificaciones: ASOSTO 8.23.2.2, ASOSTO 8.24.1.2, ASOSTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requiera por diseño, siendo esta la suma de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o 10 long.

Longitud de desarrollo: ASOSTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requiera por diseño, siendo esta la suma de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o 10 long.

Traspalpe: ASOSTO 8.23.9 DCC 200/080. Se calculan en base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de un papeo mínimo para las barras No. 10 y 11, de tal modo que desarrollen un 125% de ϕ nominal de la barra, siguiendo el procedimiento establecido en el ASOSTO 8.23.9.1. Para barras No. 12 y superiores, cualquier desarrollo de barras No. 10 y 11 en la misma línea, deberá colocarse alternos a cada 60 cm.

Conchos: ASOSTO 8.23.2.2. Los conchos deberán ser hechos en filo y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trate de 30' pesos, o 10 diámetros cuando se trate de 50' pesos.

Se deben seguir las normas establecidas para **Acabados** de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.2.1.3 de ASOSTO.

Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando las pernos que deberán dejarse convenientemente engrasados.

Cualquier radiador que se especifique deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coor. Acad.: San Andrés la Lima, Mabelodán, San Marcos	Profesor: Puente Vehicular, Río la Lima
Coor. Adm.: PERFIL + ESPECIFICACIONES	Profesor: Edgar Rosquillo López Barrios Fecha: Mayo 2004 Escala: Indefinida
Ing. Juan José Cox <small>Supervisor</small>	E.A.S. Edgar R. López B. <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px; margin-right: 5px;">2</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">4</div> </div>

APÉNDICE 2
PLANOS DEL PROYECTO
ALCANTARILLADO SANITARIO
ALDEA EL CHAGÜITE
MALACATÁN, SAN MARCOS



**PLANTA GENERAL
DENSIDAD DE VIVIENDA**

escala 1 : 1.500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Co-ordinador: Aldea El Chaguite, Marabán, San Marcos	Profesor: DRENAJE SANITARIO
Colector: DENSIDAD DE VIVIENDA	Profesor: Edgar Rogelio López Barrios Fecha: Mayo 2004 Escala: Indefinida
Ing. Juan José Cár... Supervisor	E.I.S. Edgar R. López B. 1 / 7

FIGURA No. 21. Planta, perfil alcantarillado sanitario Aldea El Chagüite

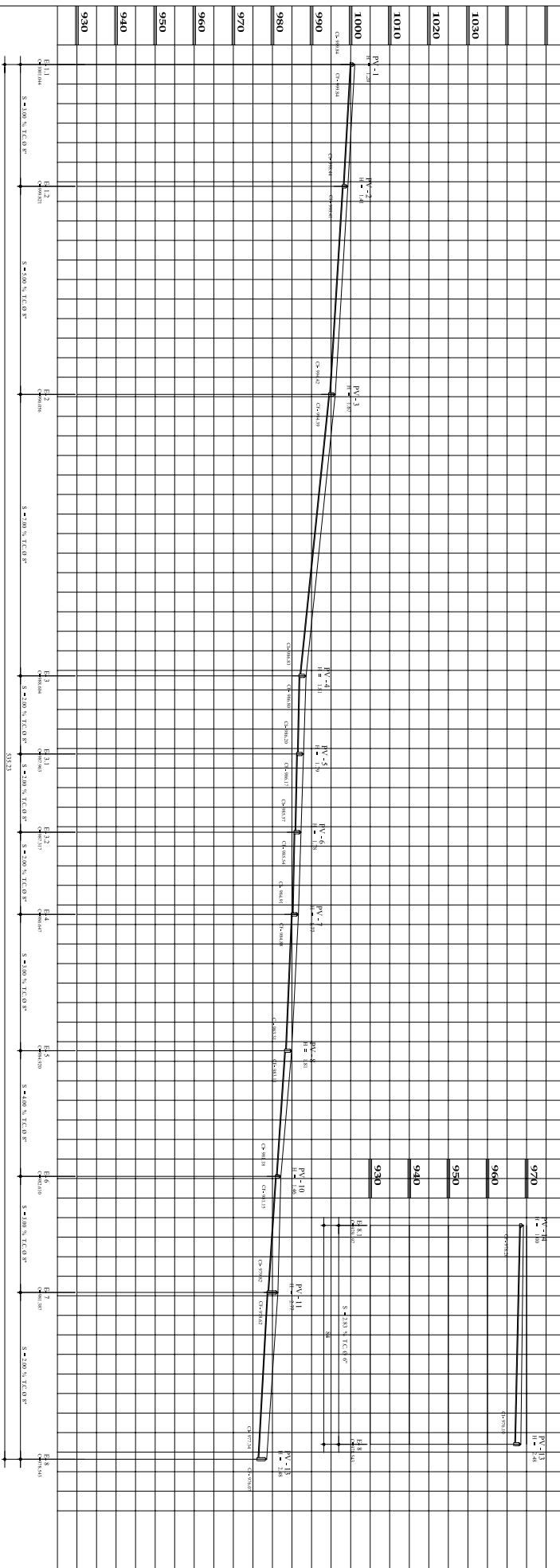
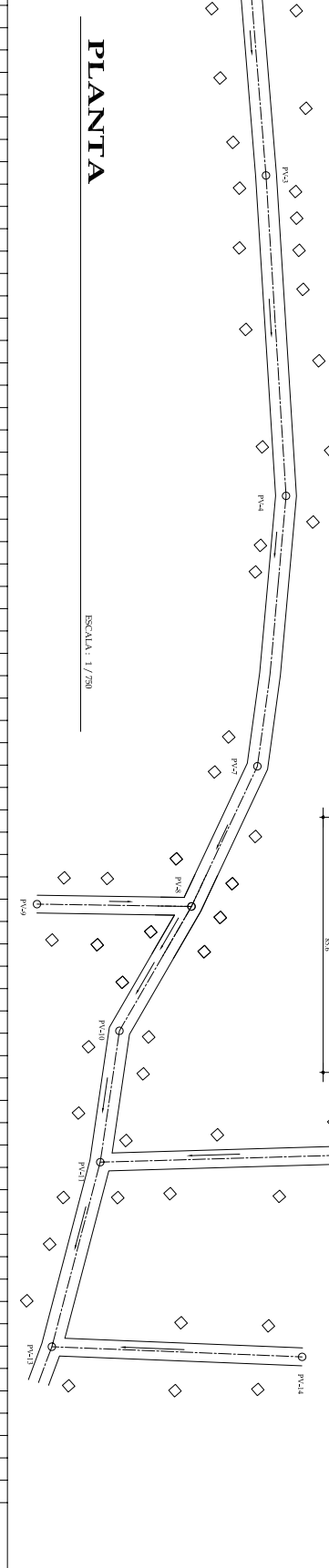
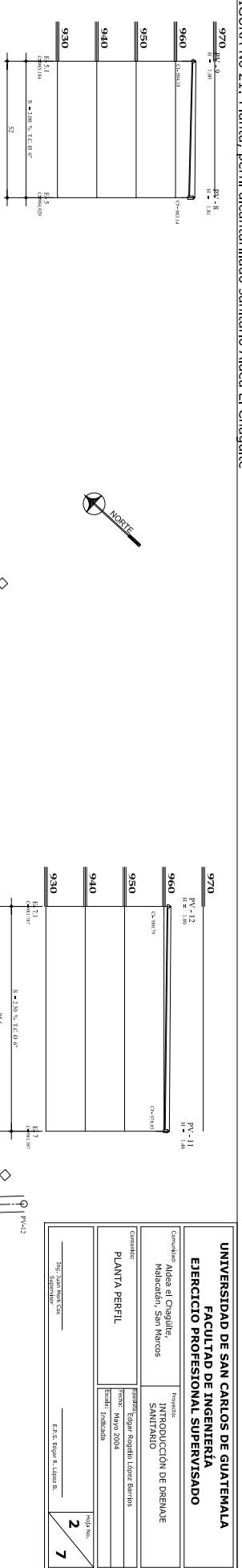
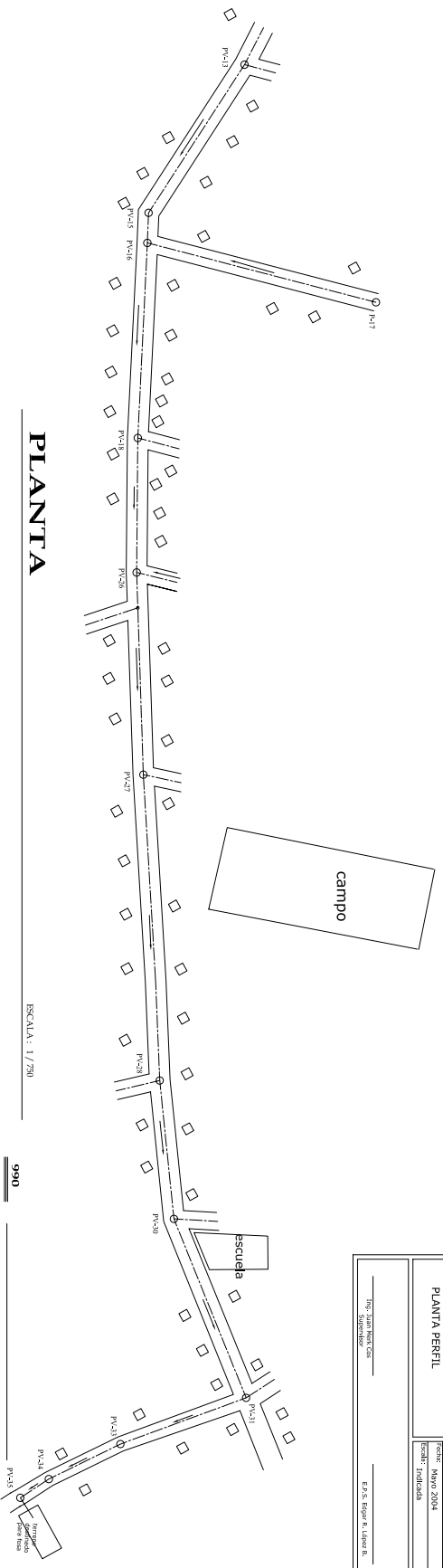
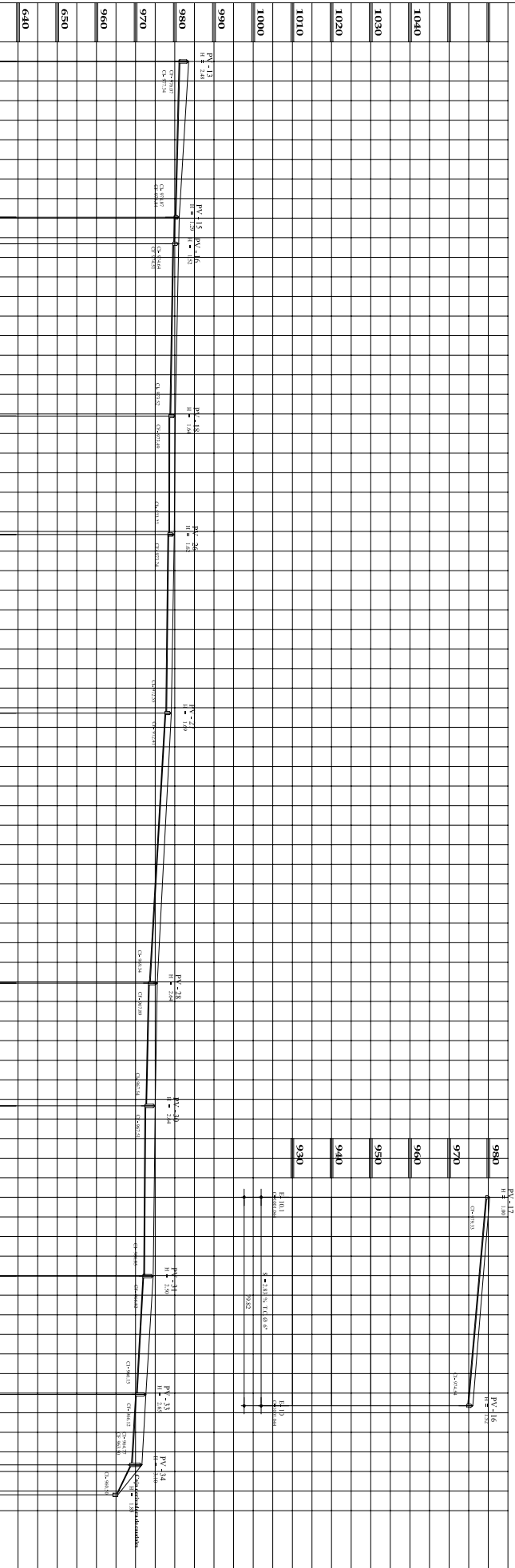


FIGURA No. 22. Planta, perfil alcantarillado sanitario Aldea El Chagüite



PLANTA

ESCALA: 1/750



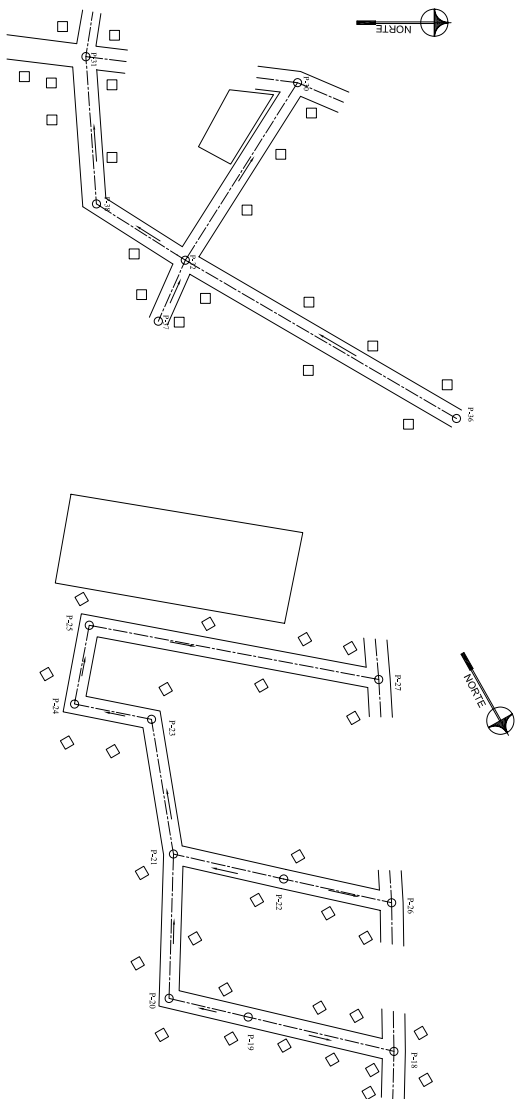
PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1/750

ESCALA VERTICAL: 1/300

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coor. de: Aldea el Chagüite, Mabaradán, San Marcos	Proyecto: INTRODUCCIÓN DE DRENAJE SANITARIO
Cliente: PLANTA PERFIL	Profesor: Edgar Rogelio López Barrios Fecha: Mayo 2004 Escala: Indefinida
Ing. Juan José C. S.	E.E.S. Edgar R. López B.
3	7

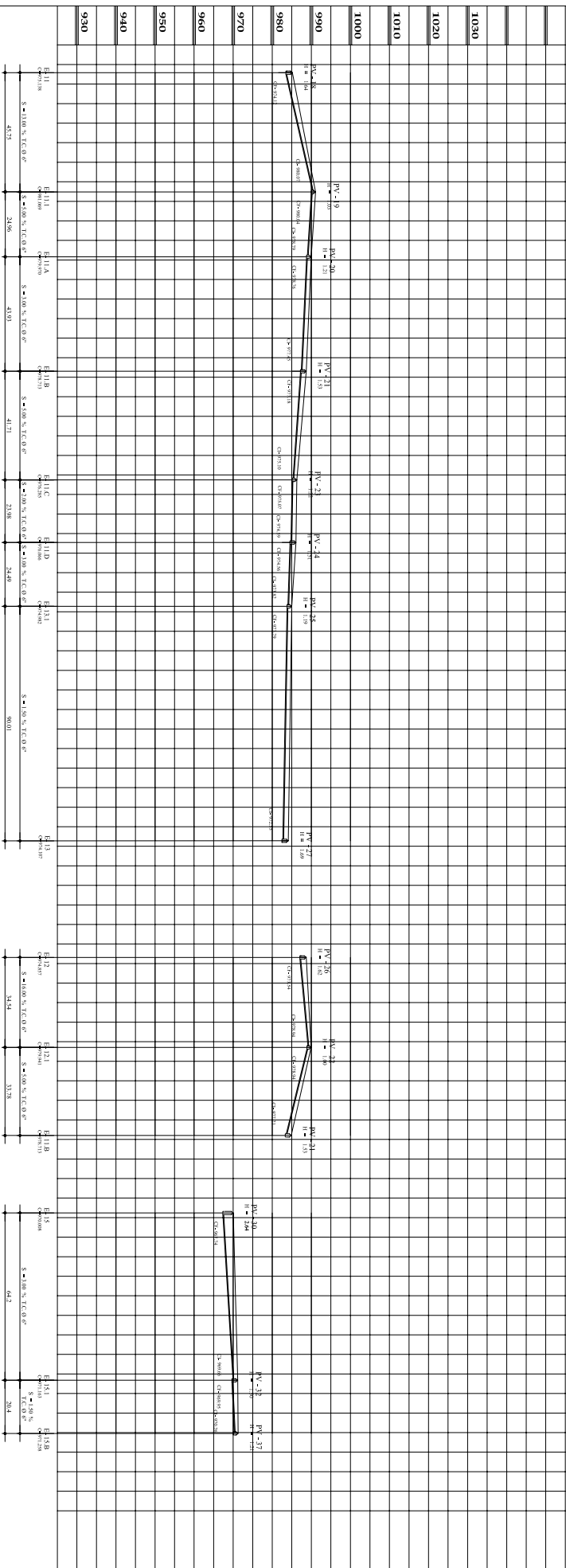
FIGURA No 23. Planta, perfil alcantarillado sanitario Aldea El Chagüite



PLANTA

ESCALA: 1/250

970	PV -36 H = 106	PV -33 H = 124	PV -38 H = 21	PV -31 H = 259
970	CV-36/38	CV-33/38	CV-38/31	CV-31/39
960				
950				
940				
930	H = 124 CV-31/39	H = 128 CV-31/39	H = 142 CV-31/39	H = 146 CV-31/39
	S = 2.50 % T.C. 0.6°	S = 2.00 % T.C. 0.6°	S = 3.00 % T.C. 0.6°	S = 3.00 % T.C. 0.6°
	96	324	451	

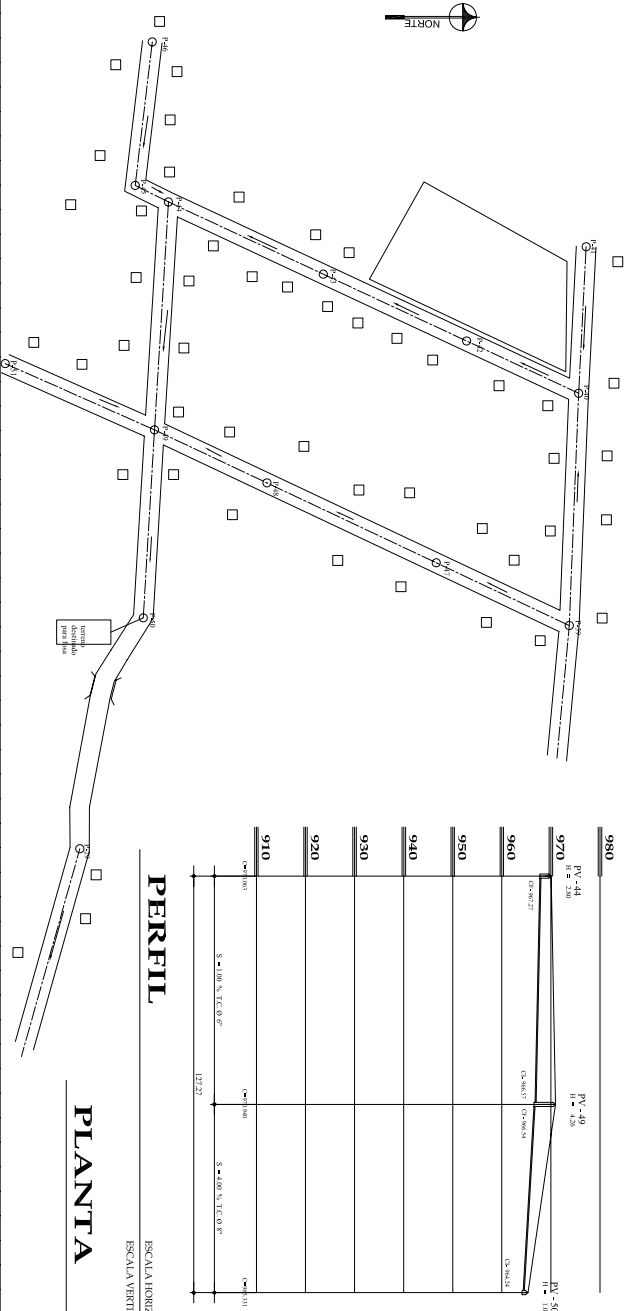


PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1/2500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coordinador: Aldea el Chagüite, Mabaradán, San Marcos	Profesor: INTRODUCCIÓN DE DRENAJE SANITARIO
Cliente: PLANTA PERFIL	Profesor: Edgar Rogelio López Barrios Fecha: Mayo 2004 Escala: Indefinida
Hoja No. 4 de 7	

FIGURA No 24. Planta, perfil alcantarillado sanitario Aldea El Chaguíte



980	PV-44 E = 218	PV-49 E = 143	PV-50 E = 148
970	C-443	C-437	C-435
960	C-442	C-436	C-434
950	C-441	C-435	C-433
940	C-440	C-434	C-432
930	C-439	C-433	C-431
920	C-438	C-432	C-430
910	C-437	C-431	C-429

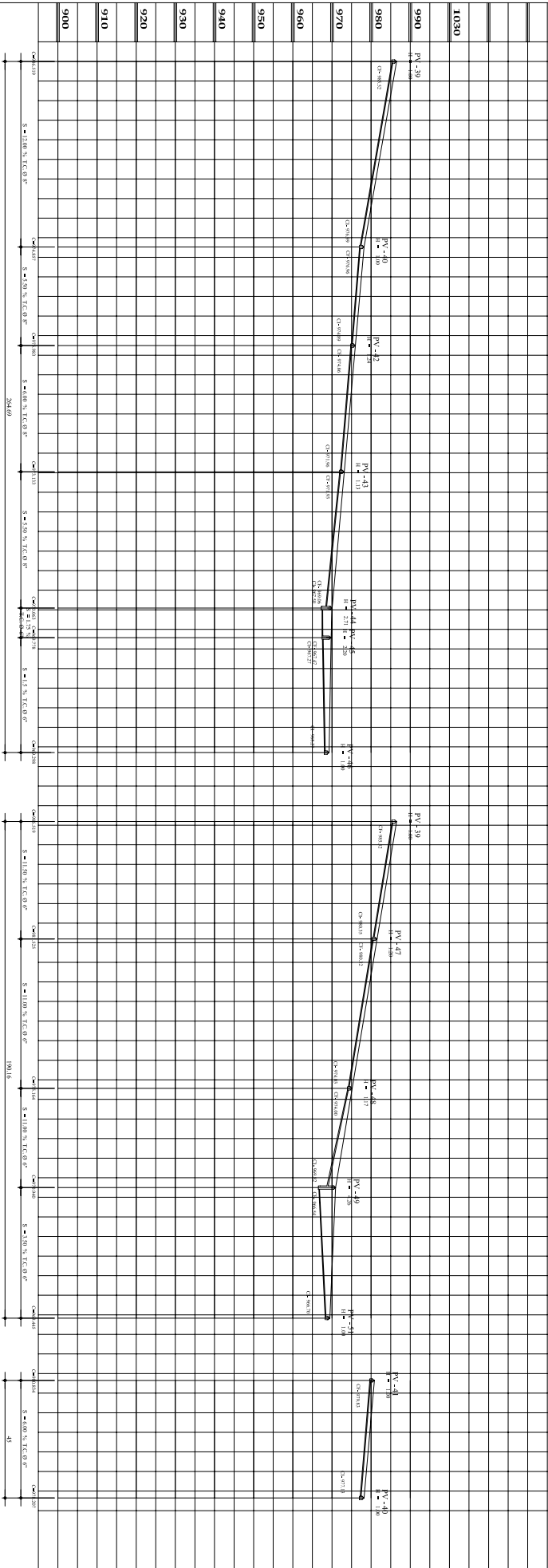
PERFIL

PLANTA

ESCALA HORIZONTAL: 1/250
ESCALA VERTICAL: 1/300

ESCALA: 1/750

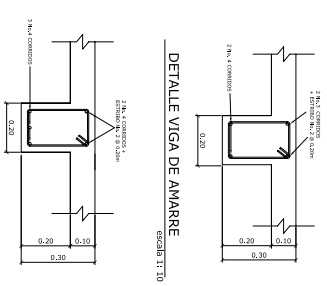
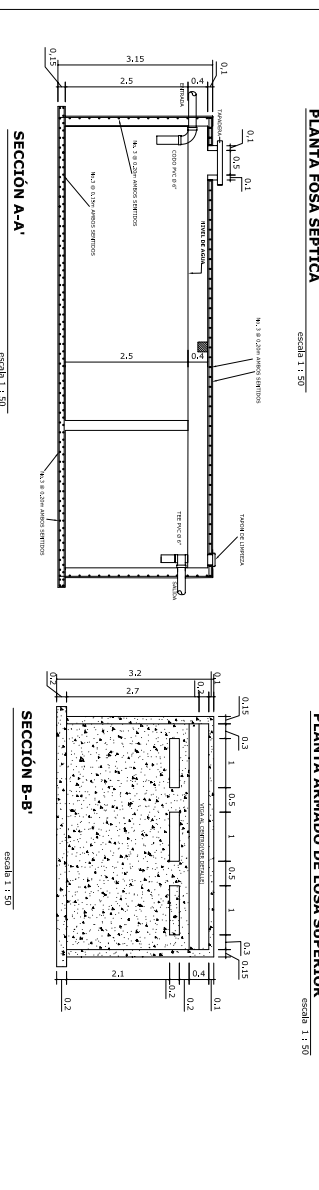
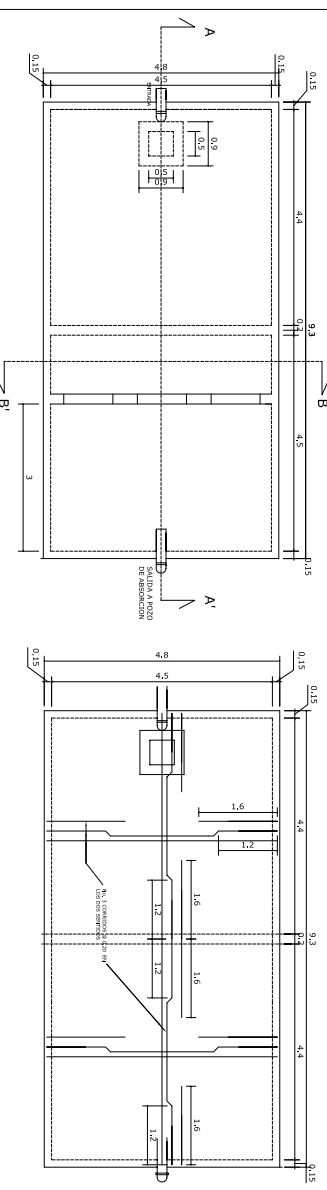
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coor. de obra: Aldea el Chaguíte, Mobaradán, San Marcos	Proyecto: INTRODUCCIÓN DE DRENAJE SANITARIO
Cliente: PLANTA PERFIL	Diseñador: Edgar Rogelio López Barrios Fecha: Mayo 2004 Escala: Indefinida
Fecha de entrega: 5/7	



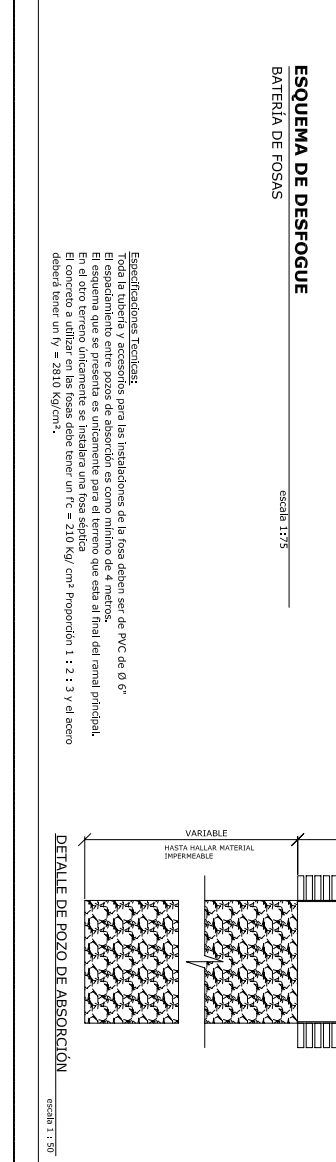
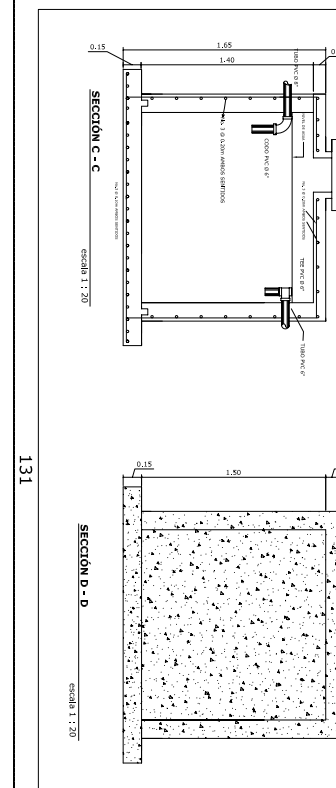
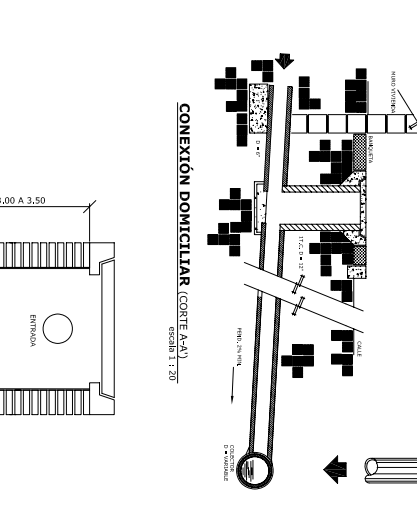
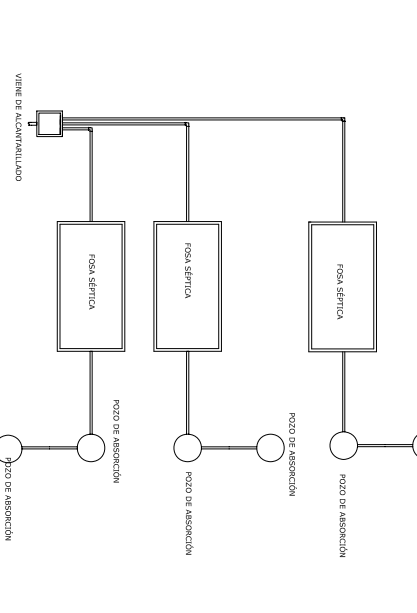
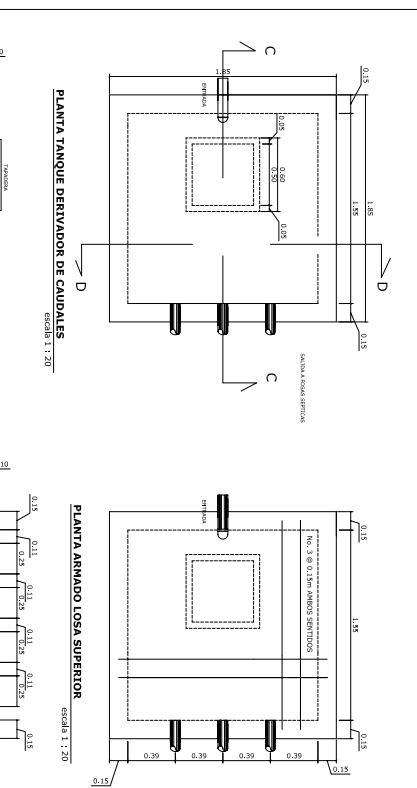
PERFIL

ESCALA HORIZONTAL: 1/250
ESCALA VERTICAL: 1/300

FIGURA No. 26. Detalle de fosas sépticas, alcantarillado sanitario Aldea El Chaguile



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
Coordinador: Mabedany, San Marcos	Profesor: DRENAME SANITARIO
Coautor: Eduar Rogelio López Barrios Mayo 2004	Fecha: Indicada
TÍTULO: DETALLES FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN	
15% SUPERVISOR	85% EJECUTOR
7	7



ESpecificaciones Técnicas:
 Todas la tuberías y accesorios para las instalaciones de la fosa deben ser de PVC de 0'6".
 El espaldamiento entre pozos de absorción es como mínimo de 4 metros.
 El esquema que se presenta es únicamente para el terreno que está al final del ranal principal.
 En el otro terreno únicamente se instalará una fosa séptica.
 El concreto a utilizar en las fosas debe tener un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ Proporción 1 : 2 : 3 y el acero
 deberá tener un $f'y = 5019 \text{ kgf/cm}^2$.