



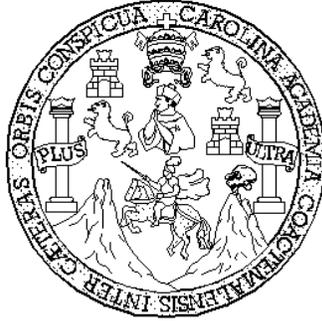
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA
LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA,
MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.**

Alejandro José Lucero Marroquín
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA
ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA
PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

ALEJANDRO JOSÉ LUCERO MARROQUÍN

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS.

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
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. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 25 de enero de 2008.

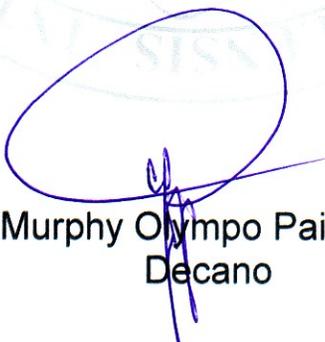


Alejandro José Lucero Marroquín.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA**, presentado por el universitario **Alejandro José Lucero Marroquín** autoriza la impresión del mismo

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, octubre de 2008



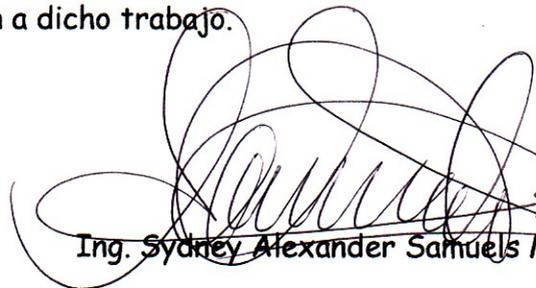
/cc
cc. archivo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Alejandro José Lucero Marroquín, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Wilson



Guatemala, octubre 2008.

/bbdeb.



Guatemala,
30 de septiembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Alejandro José Lucero Marroquín, 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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
30 de septiembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Alejandro José Lucero Marroquín, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 22 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.594.09.08.

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

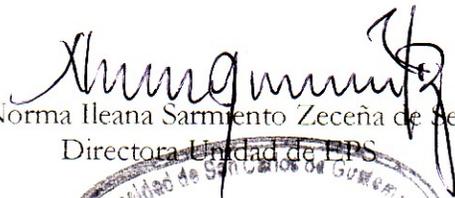
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **ALEJANDRO JOSÉ LUCERO MARROQUÍN**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Juan Merck Cos**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Ferrero
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



Guatemala, 22 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.594.09.08.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

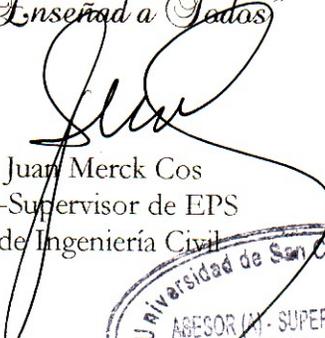
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **ALEJANDRO JOSÉ LUCERO MARROQUÍN** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200113431**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA”**.

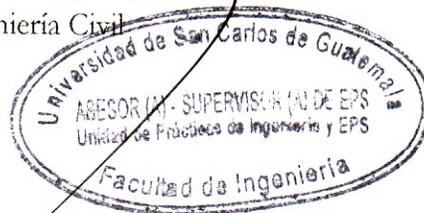
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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



c.c. Archivo
JMC/ra

AGRADECIMIENTOS A:

Dios

Por ser la fuente de sabiduría, la luz en mi camino; por estar conmigo en todo momento, protegerme todos estos años y por haberme permitido lograr este triunfo, mil gracias te doy de corazón.

Mis padres

Manuel de Jesús Lucero Lima
Clara Luz Marroquín de Lucero
Quienes con todo su amor, paciencia, apoyo y todos sus consejos han logrado hacer de mí la persona que ahora soy, son el regalo más importante que Dios me ha dado.

Mis hermanos

Juan Carlos, Jaime Daniel y Víctor Manuel
Lucero Marroquín
Por ser mis mejores amigos, por todo el apoyo incondicional brindado y por el cariño que me han demostrado, Dios las bendiga.

Mi novia

Evelyn Angélica Girón,
Por su amor y apoyo durante toda mi carrera.

Mis amigos

Por los momentos compartidos en esta casa de estudios y el apoyo en distintas actividades, en especial a Héctor Villeda (D.E.P)

Ing. Juan Merck

Por la asesoría y apoyo al Ejercicio Profesional Supervisado.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Por ser la casa de estudio que abrió sus puertas del saber, para lograr este triunfo.

La Municipalidad de San Manuel Chaparrón, Jalapa.

Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado, en especial al señor alcalde Norman Alarcón

Mis amigos de Chaparrón

Por los momentos compartidos durante mi estancia, siendo ésta una experiencia gratificante para mi vida.

Familia Marroquín y Marroquín Marroquín Cerna, y Orellana Marroquín

Por el apoyo y amabilidades durante mi estadía en Jalapa

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Fuente de iluminación y sabiduría
Mis padres	Manuel Lucero Lima y Clara Luz Marroquín de Lucero
Mis hermanos	Juan Carlos, Jaime Daniel y Víctor Manuel
Mis abuelitos	Celestino Marroquín Laura Elena Marroquín Salvador Hernández (†) Clementina Lima (†)
Mis tios	Raúl Alberto, José Adolfo Hector Alfredo, Yara Patricia
Mis primos	En general
Mi novia	Evelyn Girón
Mis amigos	En general

ÍNDICE GENERAL

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

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de San Manuel Chaparrón	1
1.1.1. Ubicación geográfica	1
1.1.2. Límites y colindancias de San Manuel Chaparrón	1
1.1.3. Clima	2
1.1.4. Vías de acceso	2
1.1.5. Actividades socioeconómica	2
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas las Ventanas y La Palmilla, municipio de San Manuel Chaparrón, Jalapa	
1.2.1. Descripción de las necesidades	3
1.2.1.1. Agua potable	3
1.2.1.2. Drenajes	3
1.2.1.3. Basura	4
1.2.1.4. Centros asistenciales	4
1.3. Análisis y priorización de las necesidades	4

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.

2.1	Descripción del proyecto	5
2.2	Reconocimiento topográfico	5
2.2.1	Levantamiento topográfico	6
2.2.1.1	Planimetría	6
2.2.1.2	Altimetría	7
2.3	Período de diseño	7
2.4	Cálculo de población futura	8
2.4.1	Método geométrico	8
2.5	Uso del agua	9
2.6	Cálculo de caudales	10
2.6.1.1	Factor de retorno	10
2.6.1.2	Caudal domiciliar	10
2.6.1.3	Caudal comercial	11
2.6.1.4	Caudal de conexiones ilícitas	12
2.6.1.5	Caudal industrial	13
2.6.1.6	Caudal de infiltración	13
2.7	Factor de caudal medio	13
2.8	Velocidad de flujo	14
2.9	Tirante (profundidad de flujo)	15
2.10	Factor de Harmond	15
2.11	Caudal de diseño	15
2.12	Principios hidráulicos	16
2.12.1	Ecuación de Manning	17
2.12.2	Relaciones hidráulicas	19
2.13	Pendientes máximas y mínimas	20

2.14. Diámetro de tuberías	20
2.15. Cotas Invert	21
2.16. Pozos de visita	21
2.17. Conexiones domiciliarias	22
2.17.1 Caja de registro o candela domiciliar	22
2.17.2 Tubería secundaria	23
2.18. Profundidad de tubería	23
2.19. Ejemplo del diseño hidráulico de un tramo	24
2.20. Diseño de fosas sépticas	29
2.21. Programa de operación y mantenimiento	31
2.21.1 Objetivo del programa	31
2.21.1 Naturaleza del documento	32
2.21.3 Cuando realizar una inspección al alcantarillado	32
2.21.4 Pozos de visita	34
2.21.5 Conexiones domiciliarias	35
2.22. Planos	36
2.23. Evaluación de impacto ambiental	37
2.23.1 Definición	38
2.23.2 Fines de los estudios de impacto ambiental	39
2.24. Evaluación socio-económica	40
2.24.1 Valor presente neto	41
2.24.2 Tasa interna de retorno	42
2.25. Presupuesto de la obra	43

3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA

3.1 Descripción del proyecto	45
3.2 Estudio hidrológico	46

3.2.1	Determinación de la crecida máxima	47
3.2.1.1	Método de sección-pendiente	48
3.3	Levantamiento topográfico	49
3.4	Evaluación del tipo de suelo	49
3.5	Datos y bases de diseño	50
3.6	Diseño de la superestructura	50
3.6.1	Predimensionamiento de la sección de la viga	50
3.6.2	Diseño de la losa	51
3.6.2.1	Cálculo del peralte	51
3.6.2.2	Integración de cargas	51
3.6.2.3	Cálculo de momentos	52
3.6.2.3.1	Momento debido a la carga muerta	52
3.6.2.3.2	Momento debido a la sobrecarga	52
3.6.2.3.3	Momento debido al impacto	53
3.6.2.4	Cálculo del peralte efectivo	54
3.6.2.5	Cálculo del refuerzo transversal cama inferior	54
3.6.3	Resumen del refuerzo, cama superior e inferior	56
3.6.4	Diseño de vigas	57
3.6.4.1	Cálculo del momento por carga muerta	57
3.6.4.2	Cálculo del momento por sobrecarga	58
3.6.4.3	Cálculo del momento debido al impacto	61
3.6.4.4	Cálculo del momento total	61
3.6.4.5	Cálculo del refuerzo	61
3.6.4.6	Diseño de corte	64
3.6.4.6.1	Carga muerta	64
3.6.4.6.2	Sobrecarga	64
3.6.4.6.3	Esfuerzos cortantes totales	65
3.6.4.6.4	Refuerzo	66
3.6.4.6.5	Cálculo del espaciamiento en zona confinada	66

3.6.5 Diseño de diafragmas	68
3.7 Diseño de la subestructura	70
3.7.1 Diseño de la cortina	72
3.7.1.1 Empuje de tierra	73
3.7.1.2 Fuerza longitudinal	74
3.7.1.3 Fuerza de sismo	75
3.7.1.4 Grupos de cargas	76
3.7.1.5 Calculando refuerzo	77
3.7.1.6 Refuerzo por corte	78
3.7.2 Diseño de la viga de apoyo	79
3.7.3 Diseño del estribo	81
3.7.3.1 Cálculo del momento de volteo	82
3.7.3.2 Cálculo del momento estabilizante	83
3.7.3.3 Revisión del muro con la superestructura	84
3.8 Presupuesto del puente vehicular	85
CONCLUSIONES	87
RECOMENDACIONES	89
BIBLIOGRAFÍA	91
APÉNDICE	93

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Croquis del municipio de San Manuel Chaparrón	1
2. Sección del río	47
3. Sección del puente	48
4. Diagrama de momentos	56
5. Diagrama de carga muerta	63
6. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	58
7. Diagrama de cuerpo libre para carga viva	65
8. Detalle de elevación de la viga principal	68
9. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo	70
10. Diagrama de corte	71
11. Esquema de estacionamientos en refuerzos	73
12. Refuerzo de diafragmas externos	75
13. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo	76
14. Esquema de armado de la viga de apoyo	77
15. Sección lateral del puente	84
16. Geometría y diagramas de presiones del estribo	84

TABLAS

I. Coeficiente de rugosidad	23
II. Profundidades mínimas según diámetro de tubería	29
III. Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario	46
IV. Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular	51
V. Resumen del presupuesto del puente vehicular	89

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada cierta distancia
AT	Área total
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transporte
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
b	Base
CP	Cota piezométrica
C. I. I.	Cota Invert inicial
C. I. F.	Cota Invert final.
d	Peralte
<i>d</i>	Tirante de agua dentro del tubo
D	Diámetro total de tubo
E	Empuje
e	Excentricidad
Ec	Ecuación
Est.	Estación
E.P.S	Ejercicio Profesional Supervisado
EQ	Fuerza de sismo
Fact. Hard. Act.	Factor de Hardmon actual
Fact. Hard. Fut.	Factor de Hardmon futuro
$f'c$	Resistencia nominal del concreto
FH	fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
FI.	Factor de flujo instantáneo
Fact. Inf.	Factor de infiltración

F qm.	Factor de caudal medio
Fy	Resistencia del acero
h	Altura
Ha.	Hectáreas
H 1	Profundidad del primer pozo de vista
H 2	Profundidad del segundo pozo de vista
Hab./ Ha	Habitantes por hectáreas
Hab. / casa	Habitantes por casa
Hh min.	Profundidad mínima
H-15-44	Sobrecarga, camión Standard
I	Impacto
L	Luz entre puntos distintos
lts./ hab/ día	Litros por habitantes al día
lts./ Km./día.	Litros por kilómetros al día
lts./ seg.	Litros por segundo
M ^3/ seg.	Metros cúbicos por segundo
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
msnm	Metros sobre el nivel del mar
mts./ seg.	Metros por segundo
m./ m.	Metros por cada metro
mm/ hr.	Milímetros por horas
MT	Momento total
Mu	Momento último
P	Presión
p_o	Población inicial
pf	Población final
PO.	Punto observado
PV.	Pozo de vista

q	Caudal real a sección parcialmente llena
Q	Caudal a sección llena
q dom.	Caudal domiciliar
q inf.	Caudal de infiltración
Q.C.I	Caudal por conexiones ilícitas
q dis. Act.	Caudal de diseño actual
q dis. Fut.	Caudal de diseño futuro
Qm	Caudal medio
Qmd	Caudal medio diario
Qmh	Caudal medio horario
QT	Caudal total
R	Radio hidráulico
Ra	Reacción en el apoyo a
Rb	Reacción en el apoyo b
S	Luz eficaz entre vigas
s.	Pendiente
t	Espesor de losa
∅	Cuantía de acero
V	Velocidad de sección llena
v	Velocidad de diseño parcialmente llena
V max	Corte máximo
Vol.	Volumen.
Vrc	Corte nominal del concreto
Vs	Valor soporte del suelo
Wc	Peso del concreto armado
Wcc	Peso del concreto ciclópeo

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan peatones
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos del ser humano.
Caudal	Volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Cimiento	Elemento estructural que transmite las cargas de una superestructura, directamente al suelo.
Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado del sistema.
Esfuerzo	Es la fuerza aplicada por unidad de área, que soporta el material.
Especificaciones	Son las disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la construcción de un proyecto.

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

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en las aldeas Las Ventanas y La Palmilla, del municipio San Manuel Chaparrón, departamento de Jalapa y está orientado a atender problemas de servicios básicos e infraestructura, planteando para el efecto, soluciones factibles, tanto técnicas como económicas.

En la primera parte, se presenta la monografía y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura en dichas aldeas. La segunda parte contiene el desarrollo de los diseños del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas y del puente vehicular para la aldea La Palmilla, del municipio de San Manuel Chaparrón, Jalapa.

A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se conocieron los problemas que afrontan las comunidades de San Manuel Chaparrón, determinando como principales necesidades, para la aldea Las Ventanas, el alcantarillado sanitario y para la aldea La Palmilla, el puente vehicular.

El diseño del puente vehicular de la aldea Las Ventanas y el del alcantarillado sanitario de la aldea La Palmilla, fueron necesidades prioritarias, surgidas dentro de las comunidades, después de los planteamientos hechos por los Consejos de Desarrollo Comunitario.

OBJETIVOS

General:

Diseñar del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas y puente vehicular en la aldea La Palmilla, municipio de San Manuel Chaparrón, Jalapa.

Específicos:

1. Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura para el municipio de San Manuel Chaparrón, departamento de Jalapa.
2. Capacitar a los integrantes del COCODES de la aldea Las Ventanas, sobre aspectos de mantenimiento y operación del sistema de alcantarillado sanitario.

INTRODUCCIÓN

Evidentemente, Guatemala es un país en vías de desarrollo, lo cual hace que las necesidades de a infraestructura y servicios básicos sean muy grandes, sobre todo, en el área rural, en los cuales no se cuentan con soluciones adecuadas para resolverlas, en la mayoría de los casos se debe a la poca importancia que las autoridades correspondientes les prestan a las necesidades a resolver, en un alto porcentaje, los casos se dan por falta de información y las carencias por las que atraviesa, las cuales en su mayoría son de primera necesidad, es por ello que identificarlas y priorizarlas es uno de los objetivos de este trabajo de graduación, ya que mediante un análisis se puede determinar cuáles son y dónde se sitúan los problemas prioritarios que se deben de tomar en consideración.

En la primera parte, se presenta la fase de investigación, que contiene una monografía y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, de las aldeas La Palmilla y Las Ventanas, del municipio de San Manuel Chaparrón, departamento de Jalapa; en la segunda parte, se desarrolla el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, para la aldea Las Ventanas y puente vehicular, para la aldea La Palmilla.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

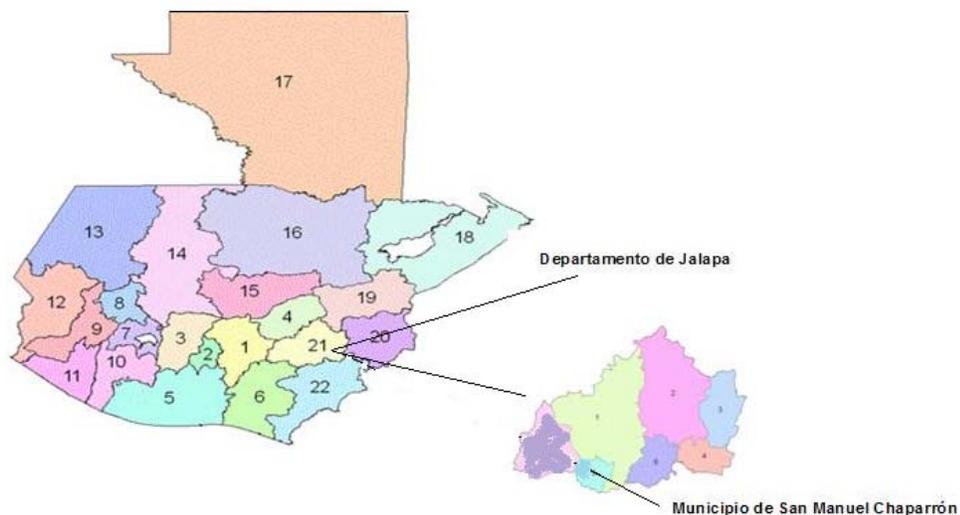
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.

1.1 Monografía de San Manuel Chaparrón

1.1.1 Ubicación geográfica

El Municipio está ubicado en la rívera del río Chaparrón, a una elevación de 915 metros sobre el nivel del mar, en las coordenadas geográficas 14 grados 31 minutos 5 segundos latitud norte y a 89 grados 46 minutos 8 segundos longitud oeste. Geográficamente se localiza al sur-oriente de la cabecera departamental de jalapa. Ocupa parte de las tierras altas volcánicas. Está a una distancia de 51 kilómetros de la cabecera departamental. El trayecto de la ciudad capital, vía Jutiapa es de 175 kilómetros y de 136 vía Sanarate.

Figura 1. Croquis del Municipio de San Manuel Chaparrón, Jalapa



1.1.2 Límites y colindancias

El municipio pertenece al departamento de Jalapa, al norte colinda con San Pedro y San Luís Jilotepeque, departamento de Jalapa; al sur con Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa y con Monjas, departamento de Jalapa; al oriente con el municipio de Ipala, departamento de Chiquimula y Agua Blanca, departamento de Jutiapa; al poniente con los municipios de Monjas y Jalapa, departamento de Jalapa.

1.1.3 Clima

El Municipio pertenece a la zona de vida de bosque seco subtropical; con áreas de climas semicálidos secos y en menor medida templado. Las temperaturas máximas absolutas (mayores valores registrados en 20 años, según datos proporcionados por el INSIVUMEH), se registraron entre los 30.8 grados centígrados en el mes de julio y 36.2 en marzo.

La temperatura media presenta poca variación entre 20.2 grados centígrados en enero a 24.1 en mayo. Las temperaturas mínimas absolutas (menores valores registrados en 20 años), se encuentran entre los 2.5 grados centígrados en enero y a los 12.6 en julio. La estación meteorológica más cercana del lugar es la estación Ceibita.

1.1.4 Vías de acceso

El municipio está ubicado a una distancia de 51 kilómetros de la cabecera departamental, la carretera está asfaltada en buen estado. El trayecto de la ciudad capital, vía Jutiapa es de 175 kilómetros y de 136 vía Sanarate.

1.1.5 Actividades socioeconómicas

Se considera que la población económicamente activa es del 41% del total de la población. Está conformada de la siguiente forma el 17% de hombres y el 25% de mujeres.

En la mayoría de las familias a nivel comunal, existe déficit en la producción de alimentos, ya que alrededor de las familias tienen necesidad de comprar cada año aproximadamente entre 6 y 30 quintales de granos básicos para consumo. Aún así en todas las comunidades generalmente almacenan granos básicos para evitar que se dañen y de esa manera, evitar que aumente el volumen de compra de dichos granos.

En cuanto al ganado vacuno, se determinó que un pequeño porcentaje de familias, con mayores recursos, (tierras financieras) son los que tienen este tipo de ganado, según estimaciones de MAGA en 1998 existieron 3080 reses, la mayoría son para doble propósito. (lechero y consumo de carne)

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas La Palmilla y Las Ventanas, municipio de San Manuel Chaparrón

1.2.1 Descripción de las necesidades

1.2.1.1 Agua potable

Únicamente la cabecera municipal cuenta con sistema de agua domiciliar, 90 comunidades cuentan con sistema de agua predial, 21 con sistema de agua por Llena-Cántaros y 12 comunidades carecen de un sistema formal de abastecimiento de agua.

1.2.1.2 Drenajes

Las condiciones sanitarias en las aldeas Las Ventanas y La Palmilla, no son adecuadas, poseen mala evacuación de aguas residuales, que a flor de tierra corren en las calles, lo cual provoca malos olores y contaminación.

1.2.1.3 Basura

El manejo de los desechos sólidos en las aldeas Las Ventanas y La Palmilla, no es el adecuado, no existen métodos eficientes para resolver este problema, lo cual provoca basureros clandestinos y que la población queme su propia basura.

1.2.1.4 Centros asistenciales

Los habitantes de estas aldeas no cuentan con servicios de médicos, por lo que recurren al municipio de San Manuel Chaparrón a 12 km. de distancia para ser atendidos. Las enfermedades más frecuentes son: respiratorias, gastrointestinales, dengue y paludismo.

1.2.1.5 Suelo

El suelo superficial, a una profundidad alrededor de 25 cm., es franco arcilloso café muy oscuro. Tiene un contenido alrededor del 4 % de materia orgánica.

La estructura granular está desarrollada en algunos lugares, pero en la mayor parte se ha destruido a causa del cultivo y la exposición al sol, de modo que se vuelve duro cuando está seco y es plástico cuando está húmedo. Grietas de 1 a 2 cm. de ancho y de más de 30 de profundidad, se desarrollan durante la estación seca. La relación es de mediana a ligeramente ácida, PH alrededor de 6.0.

El suelo adyacente al superficial, a una profundidad alrededor de 40 cm. es franco arcilloso o arcilla de café oscuro. El contenido de materia orgánica es bajo (0.8%). Los planos de cruce verticales son más definidos que los horizontales, dando apariencia de una macro-estructura prismática.

1.3 Análisis y priorización de las necesidades

De acuerdo a las necesidades anteriormente planteadas, en reunión con los COCODES, y autoridades municipales, se definió realizar el diseño del alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas y el de un puente vehicular para la aldea La Palmilla, como proyectos prioritarios.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARIILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAS VENTANAS, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.

2.1 Descripción del proyecto

El diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas, es de gran importancia, ya que se dotará por primera vez a los habitantes de la aldea de los servicios de alcantarillado y saneamiento, proporcionándoles una mejor calidad de vida.

El alcantarillado a diseñar contará con una red principal de conducción de aguas residuales con tubería de PVC, el cual tendrá una longitud de 1,305 metros, realizando conexiones domiciliarias para descarga de todas las viviendas de la aldea, la población actual a beneficiar es de 399 habitantes, con 57 viviendas.

2.2. Reconocimiento topográfico

Antes de iniciar propiamente los estudios topográficos, se requiere de un reconocimiento preliminar, para recopilar datos de gran utilidad en el proyecto, como lo relacionado con afectaciones, características de ríos, nombre de lugares intermedios, localización de zonas bajas o inundables, niveles de agua en crecientes.

Existen procedimientos modernos para el reconocimiento como el fotogramétrico electrónico, pero resulta demasiado costoso, muchas veces para el presupuesto que puede tener un camino, también es importante decir que el tipo de vegetación y clima de algunas regiones no permite usar este procedimiento, por lo que se tiene que recurrir al reconocimiento directo que se puede auxiliar por cartas topográficas.

2.2.1. Levantamiento topográfico

La topografía para un proyecto de drenaje define el diseño del sistema, ya que tiene por objeto medir las extensiones de terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno.

Las notas realizadas en la libreta de campo deben ser lo más claras posibles, especificando los problemas que se puedan suscitar en el trayecto de la tubería. Es necesario realizar inspecciones preliminares, para formarse un criterio sobre los elementos que serán determinantes, en el diseño hidráulico del sistema.

Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía las cuales son:

- Altimetría
- Planimetría

La planimetría y altimetría pueden ser de primer, segundo y tercer orden. Esto dependiendo de las características del proyecto y las normas que el diseñador utilice. En la realización de este proyecto se ejecutó una topografía de segundo orden; para el levantamiento topográfico se utilizó un teodolito, trípode, estadal, cinta métrica, plomadas.

2.2.1.1. Planimetría

Ésta se define como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su mejor orientación. El levantamiento planimétrico sirve para localizar la red dentro de las calles; en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia.

En la planimetría se utilizó el método de deflexiones simples en una poligonal abierta.

2.2.1.2. Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría, se defina la superficie en estudio, representada en tres dimensiones. Técnicamente se recomienda utilizar el nivel de precisión, por ser fabricado para tal fin, pero las medidas tomadas por el teodolito son correctas si se efectúa un buen levantamiento topográfico, para este caso se utilizó el método taquimétrico.

El resultado de los trabajos de altimetría y planimetría se encuentran representados en los planos planta-perfil, adjuntos en el presente trabajo.

2.3 Período de diseño

Se tomará como tal el tiempo en el cual la obra funcionará satisfactoriamente, por lo tanto hay que tener en cuenta

- Vida útil de las estructuras, tomando en cuenta: antigüedad, desgaste y daño.
- Crecimiento poblacional
- Desarrollo de la obra en sus primeros años

Se adoptó un período de diseño para el proyecto de 30 años.

Recomendaciones:

Colector principal	30 - 40 años
Planta de tratamiento	20 - 30 años
Línea de descarga	10 - 15 años
Equipo electro-mecánico	8 - 10 años

2.4. Cálculo de población futura

2.4.1 Método de incremento geométrico

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado; en este caso se adoptó un período de diseño de treinta años por indicación de las normas de diseño que se utilizan en el país. Para calcular la cantidad de habitantes que utilizará el servicio en un período establecido, se aplicó la fórmula de incremento de población que a continuación se describe:

- Incremento geométrico:

$$P_f = P_a(1+t)^n$$

$$P_f = 399(1+0.025)^{30}$$

$$P_f = 837$$

Donde:

P_f = población futura (837 habitantes)

P_a = población actual (399 habitantes)

n = período de diseño (30 años)

t = tasa de crecimiento (2.5%)

Para este diseño se adoptó una tasa de crecimiento de población anual del 2.5%, según información del Instituto Nacional de Estadística (INE).

Las poblaciones en vías de desarrollo crecen a un ritmo geométrico o exponencial, por lo tanto este método responde más a la realidad. Al calcular la curva de crecimiento de población se puede estar arriba de la realidad y se estaría sobre diseñando; pero tal situación, si no es benéfica, tampoco haría fallar el sistema.

2.5. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a cada usuario, se expresa en litros por habitante por día (lt/hab/día).

Para determinar la dotación se consideran factores que influyen en la misma, también las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal, Dirección General de Obras Públicas y normas de urbanismo.

El poblado cuenta con los servicios públicos de electricidad y agua potable.

Dotación asignada por la municipalidad = 180 lt/hab/día

2.6. Cálculo de caudales

El cálculo de los diferentes caudales que componen el flujo de aguas negras, se efectúa mediante la aplicación de diferentes factores, en los cuales interviene la población, tales como:

- Dotación de agua potable por habitante por día.

- Utilización del agua en las viviendas.
- Uso del agua en el sector industrial y su dotación.
- Uso del agua en el sector comercial y su dotación.
- Intensidad de lluvia en la población.
- Estimación de las conexiones ilícitas.
- Cantidad de agua que se puede infiltrar en el drenaje.
- Las condiciones socio-económicas de la población.

2.6.1.1. Factor de retorno

El factor de retorno es el porcentaje de agua, que después de ser usada vuelve al drenaje, en este caso se considera un 70 % de factor como de retomo.

2.6.1.2. Caudal domiciliar

El agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida a la red de alcantarillado, el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la que se usa en el riego de los jardines y en el lavado de vehículos; de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectada por un

Factor que varía entre 0.70 a 0.80, el cual queda integrado de la siguiente manera:

$$Q_{DOM} = \frac{Dot * No.hab * Fact.Retorno}{86400}$$

$$Q_{\text{DOM}} = \frac{180L/h/d * 399 * 0.7}{86400}$$

$$Q_{\text{DOM}} = 0.58 \text{ lts / seg}$$

Dot	=	Dotación (lts/hab/día)
# hab	=	Número de habitantes.
Qdom	=	Caudal domiciliar (lts/seg)

2.6.1.3. Caudal comercial

Es el agua desechada por las edificaciones comerciales como: comedores, restaurantes, hoteles, etc., por lo general la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 y 3,000 lts/comercio/día. En este caso, este caudal es cero (o), ya que no existen comercios.

2.6.1.4. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua

pluvial al alcantarillado sanitario sin ninguna autorización. Se estima un porcentaje de viviendas que puedan realizar conexiones ilícitas, que varía de 0.5 a 2.5 por ciento.

Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias, en este caso se tomo información para referencia en la estación meteorológica más cercana del lugar.

$$Q_{\text{Conex. Ilic}} = \frac{CiA}{360}$$

Donde:

$Q_{\text{conex.ilic}}$ = Caudal (m^3/seg).

C= Coeficiente de escorrentía, el que depende de las condiciones del suelo y topografía del área a integrar = 0.54%

I = Intensidad de lluvia (mm/hora) = 0.53 mm/h

A = Área que es factible de conectar (Has) = 115.85 hectáreas

$$Q_{\text{Conex. Ilic}} = \frac{0.54 * 0.53 * 115.85}{360} = 0.5 \text{ lts / seg}$$

2.6.1.5. Caudal industrial

Es el agua de desechos de las industrias, como fábricas de textiles, licoreras, refrescos, alimentos, etc. Igual que para el caso anterior, si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de industria, entre 1,000 y 18,000 lts/industria/día. En este caso, este caudal es cero , ya que no existen industrias.

2.6.1.6 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de las profundidades del nivel freático del agua, y de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica de la construcción. En este caso el valor del caudal de infiltración es de cero, debido a que se utilizará tubería de pvc.

2.7. Factor de caudal medio

Una vez obtenido el valor de los caudales anteriormente descritos, se procede a integrar el caudal medio (Q_{medio}) del área a drenar, que al ser distribuido entre el número de habitantes se obtiene un factor de caudal medio (fqm), el cual varía entre el rango de 0.002 a 0.005. Si el cálculo del factor se encuentra entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano, según sea el caso.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{Conectic}}$$

$$Q_{\text{medio}} = 0.58 + 0.5$$

$$Q_{\text{medio}} = 1.08 \text{ lts / seg}$$

$$\text{fqm} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{\#habit.}}$$

$$\text{fqm} = \frac{1.08}{837}$$

$$\text{fqm} = 0.00129$$

Para efectos de diseño se toma un factor de caudal medio (fqm) de 0.002

$$0.002 < \text{fqm} < 0.005$$

2.8. Velocidad del flujo

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V ; donde “V” es la velocidad a sección llena y “v” es la velocidad de flujo, que por norma debe ser mayor de 0.40 metros por segundo, para que no exista sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento y su valor debe ser menor o igual que 5.0 metros por segundo, para que no exista erosión o desgaste, estos datos se aplican para tubería de PVC.

2.9. Tirante o profundidad del flujo

La altura del tirante del flujo deberá ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma; estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como su funcionalidad para el arrastre de los sedimentos.

2.10. Factor de Harmond

Es el valor estadístico, que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso simultáneo del servicio; está dado de la siguiente manera:

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

$$FH = \frac{18 + \sqrt{837}}{4 + \sqrt{837}} = 1.42$$

Donde:

P = Población futura acumulada

2.11. Caudal de diseño

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado, en los diferentes puntos donde esta fluye, se tendrán que integrar los valores que describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{Dis} = No.Habit.*FH*Fqm$$

Donde:

No.Habit. = Número de habitantes futuros acumulados.

FH = Factor de Harmond.

Fqm = Factor de caudal medio.

$$Q_{Dis} = 837*1.42*0.002$$

$$Q_{Dis} = 2.37 \text{ lts/seg}$$

2.12. Principios hidráulicos

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto del aire, a los cuales se les conoce como canales.

El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

En el caso de sistemas de alcantarillado sanitario, se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie de agua está sometida a la presión atmosférica y, eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forman en el canal.

2.12.1 Ecuación de Manning para flujo de canales

Para efecto de cálculo se considera el régimen permanente uniforme, esto es, flujo permanente, en el cual la velocidad media permanece constante; las ecuaciones fundamentales son:

$$Q = V * A \qquad Rh = \frac{A}{P}$$

Q = caudal (m³/s)

A = area hidráulica (m²)

P = perímetro mojado (m)

Rh = radio hidráulico (m)

V = velocidad (m/s)

La fórmula de Manning es experimental y se deriva de la fórmula de Chezy:

Fórmula de Chezy:

$$V = C * (Rh * S)^{1/2}$$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{1/2}$$

El valor constante C está dado a su vez por otras fórmulas propuestas por diferentes investigadores; por ejemplo: está la fórmula de Kutter, en la cual C depende de algunas constantes: del radio hidráulico, pendiente y del coeficiente de rugosidad.

$$C = \frac{(23 + (\frac{0.00155}{S}) + \frac{1}{n})}{(1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) * (\frac{n}{Rh})^{1/2})}$$

S = Pendiente (m/m)

n = coeficiente de rugosidad

Manning da valores a la constante C mediante la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{1}{6}}$$

Que al sustituirla en la de Chezy, produce la fórmula que lleva su nombre, la cual es una de las fórmulas más usadas en el cálculo de alcantarillado.

$$V = C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

Tabla I. Coeficientes de rugosidad (fuente COGUANOR)

Material	n
Tubos de Cemento < 24" diámetro	0.015
Tubos de Cemento > 24" diámetro	0.013
Tubos PVC y asbesto cemento	0.010
Tubos de hierro fundido	0.013
Tubos de metal corrugado	0.021
Zanjas	0.020
Canales recubiertos con piedra	0.030

2.12.2 Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área y caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcial. De los resultados obtenidos se construyeron el gráfico y tablas, utilizando para esto la fórmula de Manning.

Se deberán determinar los valores de la velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas. Se procederá a obtener la relación de caudales (q/Q) y el caudal de diseño entre caudal de sección llena. El resultado obtenido se busca en la gráfica en el eje de las abcisas. Desde allí se levanta una vertical hasta la curva de relaciones de caudales. El valor de la relación (d/D) se obtiene en la intersección de la curva con la vertical, leyendo sobre el eje de las ordenadas. La profundidad del flujo (tirante) se obtiene multiplicando el valor por el diámetro de la tubería.

Para el valor de la relación (v/V), velocidad parcial entre velocidad a sección llena, se ubica el punto de intersección entre la vertical y la curva de relación de caudales que se estableció anteriormente; se traza una horizontal hasta llegar a interceptar la gráfica de velocidades; en este nuevo punto se traza una vertical hacía el eje de las abcisas y se toma la lectura de la relación de velocidades, la cual se multiplica por la velocidad a sección llena y se

obtiene la velocidad a sección parcial. De igual manera se calculan las otras características de la sección.

La utilización de las tablas se realiza determinando primero la relación (q/Q). El valor se busca en las tablas. Si no está el valor exacto, se busca uno que sea aproximado. En la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V) y de la misma forma se debe multiplicar el valor obtenido por la velocidad a sección llena y se obtiene así la velocidad a sección parcial.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- Que $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{lleno}}$
- La velocidad debe estar comprendida entre:
 $0.4 \leq v \leq 5$ (m/seg)
 $0.40 \leq v$ Para que existan fuerzas de atracción y arrastre de los sólidos.

$v \leq 5$ Para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por velocidad y la superficie de la tubería.

- El tirante debe estar entre:
 $0.10 \leq d/D \leq 0.75$

Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje a presión.

2.13. Pendientes máximas y mínimas

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca velocidades iguales o mayores a 0.40 mts/seg, y la pendiente máxima la que provoca velocidades menores o iguales a 5.00 mts/seg.

2.14. Diámetro de tuberías

El diámetro mínimo de tubería, que se utiliza para el diseño del alcantarillado sanitario es de 6 pulgadas, esto se debe a requerimientos de flujo y limpieza; de esta manera se evitarán obstrucciones en la tubería. Esta especificación es adoptada para tubería de PVC, ya que en tubería de concreto, el diámetro mínimo es de 8 pulgadas. Para este diseño en particular se seleccionó un diámetro mínimo de 6 pulgadas, ya que se utilizará tubería de PVC.

2.15. Cotas Invert

Cuando se está trabajando en el diseño, se tiene que calcular la profundidad a la que se va a instalar la tubería inicial, para esto se toma en cuenta la profundidad mínima, según el reglamento de la Dirección General de Obras Públicas (DGOP) e Instituto de Fomento Municipal (INFOM), el cual será de 1.20 m. En lugares donde no pasan vehículos pesados y de 1.40 donde transitan vehículos pesados. En el proyecto se tomó una profundidad inicial y mínima de 1.20 m.

Teniendo ésta información inicial, el cálculo de las cotas Invert, se obtienen restando a la cota de terreno, la altura inicial del primer pozo, para obtener la primera, que sería cota Invert de salida y para encontrar la cota Invert de entrada, se obtiene mediante la diferencia de cota Invert de salida menos la pendiente de diseño por la distancia.

2.16. Pozos de visita

Los pozos de visita siempre son necesarios en el lugar donde concurren dos o más tuberías así como también en los lugares donde hay cambio de dirección o de pendiente en la línea central de diseño. Son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En cambios de dirección
- En líneas de conducción rectas, a distancias no mayores de 100 ó 120 metros
- En cambios de pendiente

En este proyecto los pozos de visita serán de sección circular y con un diámetro de 1.2 metros; las paredes serán de ladrillo tayuyo y su colocación será en punta y en el fondo se hará una losa de concreto armado. La parte superior tendrá forma de cono truncado y llevará una tapadera de forma circular de concreto armado. Se podrá penetrar en él cuando sea necesario efectuar una limpieza. Se colocarán escalones.

2.17. Conexiones domiciliarias

Éstas tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificaciones y llevarlas al alcantarillado central.

Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, es costumbre establecer y dejar previsto una conexión en Y o T en cada lote o lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de agua subterránea y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

2.17.1. Caja de registro o candela domiciliar

La candela es una caja de inspección, construida de mampostería o tubos de concreto colocados verticalmente, el lado menor de la caja será de 45 cm.; si fuese circular, el diámetro no podrá ser menor de 12 pulg.; debe tener una tapadera para poder realizar inspecciones, la altura mínima será de un metro.

En este proyecto se especificó como candela, a un tubo de concreto de 12 pulgadas, colocado verticalmente y enterrado en el suelo, con una altura de un metro.

2.17.2. Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 4 pulgadas, en tubería de PVC; debe tener una pendiente mínima de 2 %.

La conexión con el colector central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo entre 30 y 60 grados, para este caso la tubería secundaria será un tubo de PVC de 4", la unión con el tubo general será con silleta tipo Y.

La utilización de sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado se hará solo en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente, derivado de las características del sistema que se diseñe y de las condiciones físicas donde se construya.

Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, derivadores de caudal y otros.

2.18. Profundidad de las tuberías

La profundidad mínima para instalar la tubería, debe ser tal que el espesor del relleno evite daños al colector ocasionados por las cargas vivas y por el impacto; se deben situar a suficiente profundidad, para permitir el drenaje por gravedad de todas las residencias a las que presten servicios. La profundidad mínima recomendada es de 1.20 metros.

A continuación, se presentan los valores de profundidad de tubería y ancho de la zanja, los que dependen del diámetro de tubería y de la profundidad.

Tabla II. 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"
TRÁNSITO NORMAL	122	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
TRÁNSITO PESADO	142	148	158	151	170	178	186	204	219	234	245	275

Como criterio se utilizaron los anchos de zanja, desde 0.60 metros de ancho, para una profundidad de tubería mínima de 1.2 metros.

2.19. Ejemplo del diseño hidráulico de un tramo

Especificaciones para el diseño de drenaje aldea Las Ventanas:

Población actual	399 habitantes
Período de diseño	30 años
Densidad de vivienda	7 Habitante/casa
Dotación de agua potable	180 lit/hab/día
Factor de retorno	0.70
Material a utilizar	Tubería P.V.C.
Coeficiente de rugosidad	0.009
Tasa de crecimiento	2.5%

- **Características**

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Tramo	De P.V. 1 a P.V. 2
Distancia	109 m
Viviendas del tramo	10
Viviendas acumuladas	10
Población actual	70
Población futura	147

- **Cotas del terreno**

Inicial 100.64

Final 99.25

- **Pendiente del terreno**

$$P = \frac{(CT_{inicial} - CT_{final})}{Dis\ tan\ cia} * 100$$

$$P = \frac{(100.64 - 99.25)}{109} * 100$$

$$P = 1.28\%$$

- **Caudal medio**

$$Q_{medio} = Q_{dom} + Q_{conex.ili}$$

$$Q_{dom} = \frac{dot * no.hab * fac.retorno}{86,400}$$

$$Q_{dom} = \frac{180 * 147 * 0.70}{86,400}$$

$$Q_{dom} = 0.24\text{lt} / s$$

$$Q_{conex.ili} = \frac{CiA}{360}$$

$$Q_{conex.ili} = \frac{0.54 * 0.53 * 65.10}{360}$$

$$Q_{conex.ili} = 0.05 \text{ lts / seg}$$

$$Q_{medio} = Q_{dom} + Q_{conex.ili}$$

$$Q_{medio} = 0.24 + 0.05$$

$$Q_{medio} = 0.29 \text{ lts / seg}$$

- **Factor de caudal medio**

$$FQM = \frac{Q_{med}}{\text{No.Habitantes}}$$

$$FQM = \frac{0.20}{147}$$

$$FQM = 0.002$$

- **Factor de Harmond**

$$FH = \frac{(18 + P^{1/2})}{(4 + P^{1/2})}$$

$$FH = \frac{(18 + 147^{1/2})}{(4 + 147^{1/2})}$$

$$FH = 4.21$$

- **Caudal de diseño**

$$q_{dis} = (No.Hab.* FQM * F.H.)$$

$$q_{dis} = (147 * 0.002 * 4.21)$$

$$q_{dis} = 1.23lt / s$$

- **Diámetro de tubería**

6"

- **Pendiente de tubería**

1.55%

- **Velocidad a sección llena**

$$V = \frac{0.03429(D^{2/3})(S^{1/2})}{n}$$

$$V = \frac{0.03429(6^{2/3})(0.015^{1/2})}{0.009}$$

$$V = 1.56m / s$$

- **Caudal a sección llena**

$$Q_{sec.llena} = (A * V)$$

$$Q_{sec.llena} = \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (6 * 0.0254)^2 (1.56) (1000 \text{lt} / \text{m}^3) \right]$$

$$Q_{sec.llena} = 28.58 \text{lt} / \text{s}$$

- **Relación de caudales**

$$\frac{q_{dis}}{Q_{sec.llena}} = \frac{1.23 \text{lt} / \text{s}}{28.58 \text{lt} / \text{s}}$$

$$\frac{q_{dis}}{Q_{sec.llena}} = 0.0431 \text{lt} / \text{s}$$

- **Relación de velocidad**

$$\frac{v}{V} = 0.50$$

- **Relación de tirantes**

$$\frac{d}{D} = 0.14$$

- **Velocidad a sección parcial**

$$V = V_{sec.llena} * \left(\frac{v}{V} \right)$$

$$V = 1.56 * 0.5$$

$$V = 0.78 \text{m} / \text{s}$$

- **Chequeo**

Caudal	$1.79 < 28.58$	q_{dis} sí cumple
Velocidad	$0.40 < 0.78 < 5.00$	v sí cumple
Tirante	$0.10 < 0.14 < 0.75$	d sí cumple

Cota Invert inicial = Cota de terreno inicial – h altura de pozo

Cota Invert inicial = 99.64

Cota Invert final = Cota final – h altura de pozo

Cota Invert final = 99.61

El ancho de zanja se toma dependiendo de las alturas de los pozos.

El volumen de excavación es igual al producto del ancho de zanja, por el promedio de altura de pozos por la distancia horizontal.

$$\text{Volumen} = [(1.2 + 1.20) * 29.68 * 0.90]/2 = 112.82 \text{ m}^3$$

Los demás tramos se diseñaron de la misma forma. (Ver cuadro resumen)

2.20. Diseño de fosas sépticas

Están diseñadas para mantener las aguas residuales a velocidades bajas, reducir el contenido de sólidos sedimentables, y bajo condiciones anaerobias, en períodos de retención de 12 a 72 horas, degradar la materia orgánica depositada en el fondo. La descomposición de la materia orgánica produce gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, produciendo la formación de natas acumuladas en la superficie. Para el sistema

del alcantarillado sanitario en la aldea Las Ventanas, se diseñó una fosa séptica 8.89m por 4.55m y una profundidad de 3.15m, la cual se ubicó al final de la línea principal, alejado de la población y cerca del lugar de desfogue, el cual será un río de aguas negras.

1. Período de retención

$$VolLiq = PeríodoRet * Qmedio$$

$$VolLiq = 1día * (60viv * 7hab * 180 * 0.7)$$

$$VolLiq = 53m^3$$

2. Período de limpieza

$$VolLod = Pobl * Vol.Hab.año * PerioLimpieza$$

(Vol.hab.año=30 lt/hab/día)

(Período limpieza= 3 años)

$$VolLod = (60 * 7) * 30 * 3$$

$$VolLod = 37.8m^3$$

$$VolLod = 37.8m^3$$

$$VolTot = 53 + 38 = 91m^3$$

Altura final= 2.65m

$$\frac{91}{2.65} = área = 34.34m^2$$

$$Lx2a = 34.34$$

$$ax2a = 34.34$$

$$2a^2 = 34.34$$

$$a = 4m$$

$$l = 8m$$

2.21. Programa de operación y mantenimiento

Es la aplicación de técnicas para mantener el alcantarillado en buenas condiciones, y así garantizar el funcionamiento normal del sistema, para el período de diseño planificado.

La responsabilidad del mantenimiento y operación del sistema, será del comité de vecinos de la aldea Las Ventanas.

El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a los tres meses.

2.21.1 Objetivo del programa

- Organizar actividades relacionadas con la conservación del medio.
- Llevar a cabo el mantenimiento del alcantarillado sanitario, basándose en las guías propuestas.

2.21.2 Naturaleza del documento

El programa presenta mecanismos de revisión y mantenimiento del sistema de alcantarillado, y aborda lineamientos operativos para dar el mantenimiento adecuado a las diferentes unidades del sistema de alcantarillado.

2.21.3 Cuándo realizar una inspección al alcantarillado sanitario

La inspección se llevará a cabo cuando sea solicitada por los vecinos del lugar, por el comité comunal, o por la municipalidad.

Se recomienda realizar las inspecciones al sistema, en períodos no mayores de tres meses.

El mantenimiento del sistema lo deberá hacer personal capacitado, auxiliándose con los planos generales del alcantarillado sanitario.

Recomendaciones

Los lineamientos descritos a continuación, tratan de los casos más comunes que pueden llegar a surgir en un alcantarillado sanitario. Si se presenta otra anomalía, deberá ser estudiada por el personal capacitado para solucionarla adecuadamente.

Línea central

Posibles problemas

- Tubería parcialmente tapada
- Tubería totalmente tapada

Solución y reparación

Para descubrir los taponamientos se pueden hacer dos pruebas para identificarlos:

- **Prueba de reflejo.**

Consiste en colocar una linterna en el pozo de visita y revisar el reflejo de la misma en el siguiente pozo de visita; si no es percibido claramente, existe un taponamiento parcial, y si no se percibe en lo absoluto significa que existe un taponamiento total.

Para revolverlo se vierte agua a presión en el pozo de visita, se hace de nuevo la prueba de reflejo, y se verifica si el taponamiento se despejó y deja ver claramente el reflejo.

➤ **Prueba de corrimiento de flujo.**

Se vierte una cantidad determinada de agua en un pozo de visita, se verifica el corrimiento de agua en el siguiente pozo y que la corriente sea normal.

Si es un corrimiento muy lento, existe un taponamiento parcial y si no sale nada de agua en el pozo es porque existe un taponamiento total.

Al no lograr despejar el taponamiento por medio de la presión de agua, se introduce una guía para localizarlo, se procede a excavar y descubrir la tubería, para sacar la basura o tierra que provoca el taponamiento.

2.21.4 Pozos de visita

Posibles problemas

- Acumulación de residuos y lodos
- Deterioro del pozo
- Tapadera del pozo en mal estado

Solución y reparación:

- Al inspeccionar los pozos de visita, se puede constatar que no existan lodos ni desechos acumulados, que puedan obstruir el paso de las aguas negras. Se procede a quitar los lodos y residuos para dar paso libre a las aguas.

- Verificar que el pozo de visita se encuentre en buen estado, revisar el brocal; los escalones deben estar en buen estado, para que el inspector pueda bajar sin problemas al pozo, si están en mal estado, repararlos o cambiarlos por nuevos.
- Las tapaderas de los pozos de visita deben estar en su lugar y sin grietas por el paso de vehículos, cambiarlas por nuevas para garantizar la protección al sistema.

2.21.5 Conexiones domiciliarias

Problemas posibles:

- Tapadera de la candela en mal estado.
- Tubería parcialmente tapada.
- Tubería totalmente tapada.
- Conexiones de agua pluvial en la tubería.

Solución y reparación:

- Reparar la tapadera de la candela o cambiarla por una nueva, de no hacerlo, se corre el peligro de que se introduzca tierra y basura a la tubería y esto provocaría taponamiento.
- Una tubería parcialmente tapada puede ser provocada por la introducción de basura o tierra, esto se verifica en la candela, para ello se introduce agua y se observa si corre libremente. Se vierte una cantidad suficiente de agua de forma brusca, para que el taponamiento se despeje y corra el agua sin mayor problema.

- Si la tubería está totalmente tapada, o si el agua está estancada en ella, se vierte una cantidad de agua en forma brusca para que ésta sea despejada. Si el taponamiento persiste, introducir una guía metálica para tratar de despejar y luego verter agua bruscamente para que el taponamiento sea despejado.
- Si el problema persiste, se introduce nuevamente la guía, se verifica la distancia en donde se encuentra el taponamiento, se marca en la calle la distancia, luego se excava en este sitio; se descubre el tubo para poder destaparlo y repararlo a fin de que las aguas corran libremente.
- Las conexiones de agua de lluvia provocan que se saturen las tuberías, ya que éstas no fueron diseñadas para transportar dicha agua; se procede a cancelar dicha conexión de agua pluvial de la domiciliar.

2.22 Planos

Como resultado del diseño del sistema de alcantarillado sanitario, se elaboraron, los siguientes planos: planta general topográfica, densidad de vivienda, planta perfil, detalles pozos de visita, conexiones domiciliarias y detalles de fosa séptica.

2.23 Evaluación de impacto ambiental

2.23.1 Definición

Un estudio de evaluación de impacto ambiental, es un documento que describe pormenorizadamente las características de un proyecto o actividad, que se pretenda llevar a cabo o su modificación. Debe proporcionar antecedentes fundados para la predicción, identificación e interpretación de su

impacto ambiental, y describir la o las acciones que ejecutará para impedir o minimizar sus efectos significativamente adversos.

2.23.1.1 Fines y aspectos cubiertos por estudios de impacto ambiental.

1. Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de los efluentes, emisiones o residuos.
2. Localización próxima a población, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar.
3. Alteración significativa, en términos de magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona.
4. Alteración de monumentos, sitios con valor antropológicos, arqueológicos, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.

2.24 Evaluación socio-económica

2.24.1 Valor presente neto (VPN)

Este es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de antemano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$\text{VPN} < 0 ; \quad \text{VPN} = 0 ; \quad \text{VPN} > 0$$

Cuando el $\text{VPN} < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, está alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el $\text{VPN} = 0$ está indicando que exactamente se está generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el $\text{VPN} > 0$, está indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que pretende dura la operación.

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 987,287.72

Costo total del mantenimiento = Q 14,500

Como es un proyecto de tipo social, la municipalidad financiará el 50% del costo total y la comunidad pagará el otro 50% en un periodo de 5 años por derecho de conexiones domiciliarias. Pagando Q 800.00 por derecho de conexión, más una cuota de mantenimiento de Q 240.00/anual por vivienda

Datos:

$A_1 = 80,257.15$

$A_2 = 14,500.00$

$n = 5$ años

$i = 10\%$

$$VPN = -987,287.72 + 80,257.15 \left[\frac{(1+0.1)^5 - 1}{0.1(1+0.1)^5} \right] - 14,500 \left[\frac{(1+0.1)^5 - 1}{0.1(1+0.1)^5} \right]$$

$$VPN = -152,066.14$$

$i = -10\%$

$$VPN = -401,285.74 + 80,257.15 \left[\frac{(1-0.1)^5 - 1}{-0.1(1-0.1)^5} \right] - 14,500 \left[\frac{(1-0.1)^5 - 1}{-0.1(1-0.1)^5} \right]$$

$$VPN = 55,068.88$$

2.24.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

Es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación de una alternativa.

Lo que se busca es un dato que sea menor al dato buscado y otro que sea mayor y así poder interpolar de la manera siguiente:

Tasa 1	VPN (+)
TIR	VPN = 0
Tasa 2	VPN (-)

$$TIR = \left[\frac{(Tasa1 - Tasa2)(0 - VPN(-))}{(VPN(+)) - (VPN(-))} \right] + Tasa2$$

$$TIR = \left[\frac{(-10 - 10)(0 - (-152,066.14))}{(55,068.88) - (-152,066.14)} \right] + 10 = -4.68\%$$

La tasa interna de retorno es -4.68% anual, lo cual indica que el proyecto no es rentable debido a la tasa negativa.

2.25 Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

Para la integración del presupuesto, se tomó como referencia a precios de materiales de ferreterías en el municipio de San Manuel Chaparrón, en cuanto a salarios de mano de obra, se tomaron los que la municipalidad asigna para casos similares, en los costos indirectos se aplicó el 15 por ciento.

Tabla III. Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO, PARA LA ALDEA "LAS VENTANAS", SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.				
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
Renglón	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
ALCANTARILLADO SANITARIO				
Preliminares				
BODEGA	m ²	60	Q 148.35	Q 8.901.09
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	1308	Q 1.82	Q 2.383.83
TRAZO	ml	1308	Q 4.98	Q 6.507.45
Excavación				
CORTE	m ³	3436,76	Q 85.97	Q 295.451.38
RELLENO	m ³	2577,57	Q 41.50	Q 106.957.53
EXTRACCIÓN DE MATERIAL DE DESPERDICIO	m ³	859,19	Q 29.30	Q 25.169.97
Colector				
TUBERIA PVC Ø 6" NORMA S949	ml	1308	Q 193.3	Q 252,836.40
Pozos de visita				
DE 1.00 m	unidad	2	Q 2.175.26	Q 4.350.51
DE 1.50 m	unidad	2	Q 3.262.88	Q 6.525.77
DE 2.50 m	unidad	1	Q 5.438.14	Q 5.438.14
DE 3.00 m	unidad	1	Q 6.525.77	Q 6.525.77
DE 3.50 m	unidad	3	Q 7.613.39	Q 22.840.18
DE 4.00 m	unidad	1	Q 8.701.02	Q 8.701.02
DE 7.00 m	unidad	1	Q 15.226.79	Q 15.226.79
Conexiones domiciliars				
DOMICILIARES	unidad	57	Q 1.604.80	Q 91.473.54
FOSA SÉPTICA	unidad	1	Q 127.998.36	Q 127.998.36
COSTO TOTAL				Q 987.287.72

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PALMILLA, MUNICIPIO DE SAN MANUEL CHAPARRÓN, JALAPA.

3.1 Descripción del proyecto

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

El puente a diseñar contará con una vía, de 15 metros de largo por 3.40 metros de ancho y banquetas laterales de 1.00 metros. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, cortina, vigas principales, diafragmas externos, losa de rodadura y banquetas de concreto reforzado. Los barandales serán de metal.

3.2 Estudio hidrológico

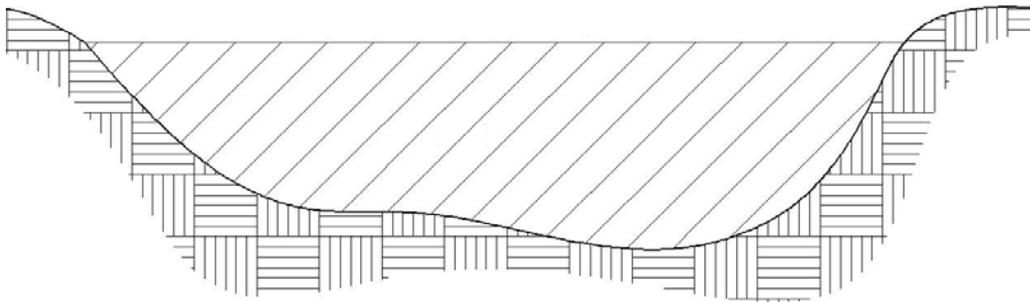
3.2.1 Determinación de la crecida máxima

Se debe determinar la crecida máxima del río, para el diseño de un puente, por cuanto esta proporcionará la altura y el ancho del mismo, en el presente estudio se aplicó el método de sección pendiente.

3.2.1.1 Método de sección-pendiente

Para obtener la crecida máxima se consultó a los habitantes del lugar, y se buscaron señales de crecidas anteriores.

Figura 2. Sección del río



Los datos obtenidos en campo dieron como resultado:

Pendiente para el caudal máximo = 0.6%

Área de desalojo = 17.01 m²

Coefficiente de rugosidad = 0.04

Perímetro mojado = 21.12 m

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

Donde:

V = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

Cálculos:

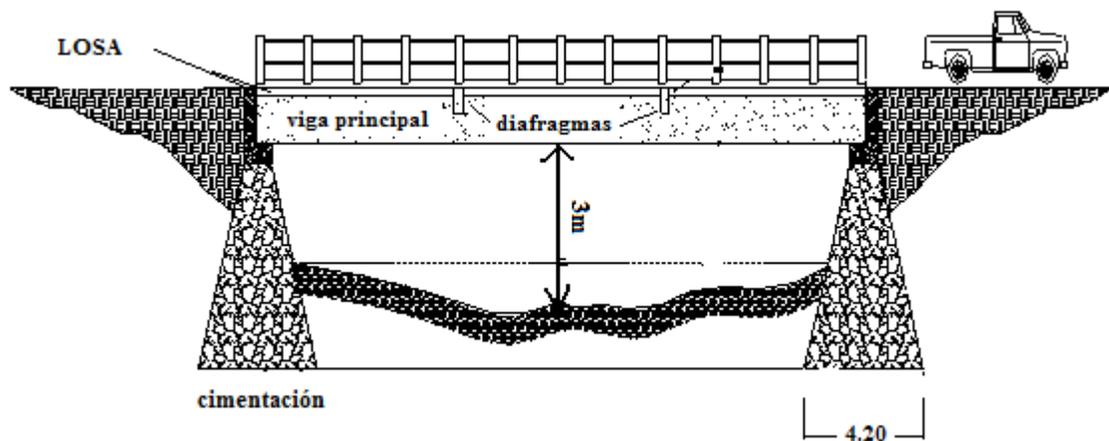
$$R = \frac{A}{PM} = \frac{17.01}{21.12} = 0.805m$$

$$V = \frac{1}{0.04} x (0.805)^{2/3} x (0.006)^{1/2} = 1.675m/s$$

$$Q = VxA = 1.675x17.01 = 28.50m^3/s$$

El caudal obtenido servirá para determinar la altura mínima del puente, siendo este, de 3 metros con respecto al lecho del río.

Figura 3. Sección del puente



3.3 Levantamiento topográfico

Este constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de un puente, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría, por el método de conservación de azimut, para determinar el área, y luego se realizó un levantamiento de altimetría, 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo, para determinar los diferentes desniveles.

3.4 Evaluación del tipo de suelo

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

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

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

- Sondeo dinámico
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica

Se debe de tomar en cuenta también, que es necesario verificar dónde se encuentra el nivel freático en el talud.

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

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

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte:

Tabla IV. Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular

Base (B)	1.00	[m]
γ Suelo	2.10	[T/ m ³]
ϕ ángulo de fricción interna	17.91	[°]
Carga última (Cu)	8.8	[T/ m ²]
Desplante (D)	2.10	[m]

Ángulo en radianes

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

$$= 0.3126 \text{ rad}$$

Factor de flujo de carga

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

$$Nq = 5.43 \text{ T/ m}^2$$

Factor de flujo de carga última

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

$$Nc = 13.71 \text{ T/ m}^2$$

Factor de flujo de carga $N\gamma$ (este valor será cero si es arcilla pura)

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

$$N\gamma = 4.16 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad portante última

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

$$q_o = 183.1428 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_0 - \gamma_{suelo} * D$$

$$q_{on} = 178.94 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad $3.00 < f_c < 7.00$

Factor de seguridad utilizado 6.00

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

$$q_d = 30 \text{ T/ m}^2 = 30,000 \text{ Kg/ m}^2$$

La capacidad soporte del suelo es buena por las características del mismo, por lo que no se tendrá ningún problema en colocar la cimentación en el estrato seleccionado.

3.5 Datos y bases de diseño

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizaron las normas AASHTO y del ACI. Tomando en cuenta que el ancho del camino es de aproximadamente 5.40 m, la accesibilidad al sitio no es buena, por lo que tipo de carga esperada será de un camión doble eje tipo H15.

Los datos son los siguientes:

Sobrecarga	12,000 libras, H-15
Ancho útil	3.40 metros
Luz útil	15 metros
Resistencia del concreto	210 Kg/cm ²

Resistencia del acero	2810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	30,000 kg/m ²

3.6 Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta por losa de rodadura, 2 vigas principales, 2 diafragmas externos, banquetas laterales y barandales.

3.6.1 Pre dimensionamiento de la sección de la viga

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

Se propone:

$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} = \frac{15}{16} = 0.94$$

$$b = \frac{H}{3.5} = \frac{0.94}{3.5} = 0.27$$

Para efectos de diseño se adoptó una altura (H) de viga de 1.05m y de base (b) 0.5m

La luz eficaz entre vigas será de 1.80 metros.

3.6.2 Diseño de losa

3.6.2.1 Cálculo del peralte

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

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

Donde:

T = espesor

L = luz libre entre vigas

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

Se utilizará un espesor de 20 cm.

3.6.2.2 Integración de cargas

Carga muerta

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

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

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

Sobrecarga (vehículo)

P = 12000 lbs ó 5454 kg.

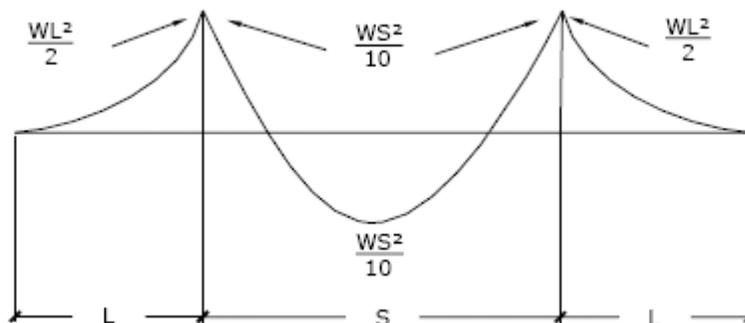
3.6.2.3 Cálculo de momentos

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

3.6.2.3.1 Momento debido a la carga muerta

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

Figura 4. Diagrama de momentos



Donde:

W_{cmu} = carga muerta última = 520 kg / m

S = luz libre entre vigas = 1.8 m

L = luz del voladizo = 1.3 m

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

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

3.6.2.3.2 Momento debido a la sobrecarga

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

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

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

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

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

3.6.2.3.3 Momento debido al impacto

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

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

Donde

I = fracción de impacto

S = 1.80 m.

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

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

3.6.2.3.4 Momento último

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

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

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

3.6.2.4 Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se determina así:

D = t – recubrimiento – ½ diámetro (varilla No.4)

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

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

3.6.2.5 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

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

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

Donde:

$$\Phi = 0.85$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$As_{\max} = 31.21 \text{ cm}^2$$

Como A_s es mucho menor que el $A_{s\min}$. Se utiliza el $A_{s\min}$.

Se utilizará = 8.47 cm²

Varilla No. 4 el armado será

No. 4 @ 15 cm perpendicular al tránsito.

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

Según AASHTO 3.24.10.2, se recomienda un refuerzo longitudinal del 67 %, como máximo, del refuerzo transversal, se calcula de la siguiente manera:

$$FL = \frac{2.2}{\sqrt{S}} \leq 0.67, \text{ S en pies}$$

$$S = 1.8 \text{ m} = 5.90 \text{ ft.}$$

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

usar 0.67

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

Proponiendo un armado No. 4 @ 20 cm

- **Cálculo del refuerzo transversal cama superior**

Se calcula refuerzo por temperatura

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

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

Utilizando refuerzo No. 3 @ 17 cm. Colocado en la cama superior perpendicular al tráfico.

3.6.3 Resumen del refuerzo, cama superior e inferior

En cama inferior transversal, No. 4 @ 15 cm

En cama inferior longitudinal, No. 4 @ 20 cm

En cama superior transversal, No.3 @ 17 cm

En cama superior longitudinal, No. 4 @ 20 cm

3.6.4 Diseño de vigas

Según el inciso 3.6.1, las dimensiones de viga son:

$$H = 1.05m$$

$$b = 0.5m$$

3.6.4.1 Cálculo del momento por carga muerta

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

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

Donde P = peso diafragma / No. De vigas

$$W_{viga + diafragmas} = (0.30 * 0.90 * 2400) + \left(\frac{(0.30 * 0.50 * 2400)}{2} \right)$$

$$W_{viga + diafragmas} = 828.00 \text{ kg / m}$$

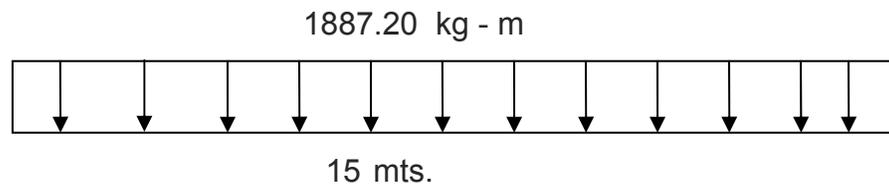
$$W_{cm \text{ losa}} = \underline{520.00 \text{ kg / m}}$$

$$C_m = 1352.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 1.4 * 1352.00 = 2180.00 \text{ kg - m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 5. Diagrama de carga muerta



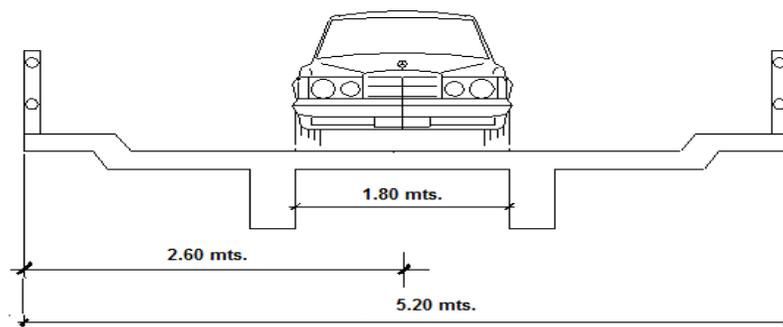
$$M_{\max} = W_{cm} * \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\max} = 2180.00 * \frac{15^2}{8} = 61312.00 \text{ kg} - m$$

3.6.4.2 Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas es: $S = 2.10 \text{ m} > 1.80$, la carga sobre cada viga será la reacción de la cargas por rueda.

Figura 6. Diagrama de carga para obtener momentos máximos



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

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

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

Donde:

S es la separación máxima entre vigas.

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

La carga por rueda se obtiene así:

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

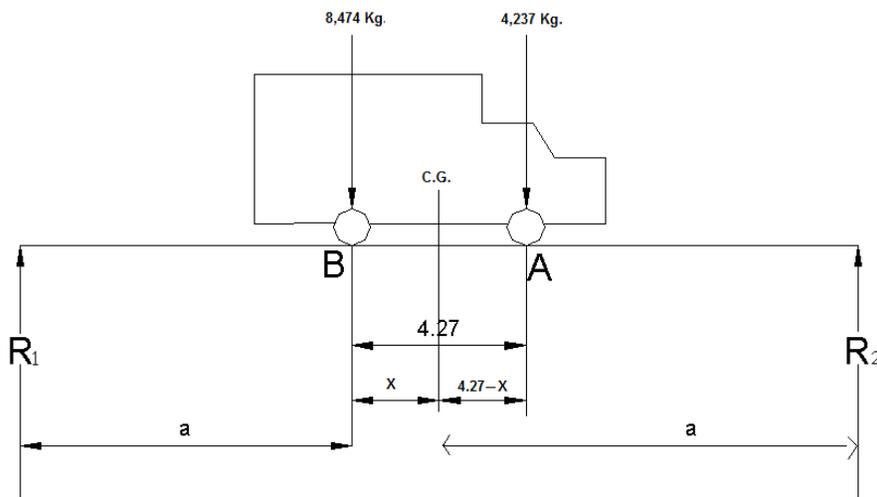
Carga rueda trasera = $5454 * 1.03 * 1.7 = 9549.95 \text{ kg}$

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

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

Los momentos máximos debido a la sobrecarga se calculan respecto al siguiente al eje más cercano al centro de gravedad.

Figura 7. Diagrama de cuerpo libre para carga viva.



$$M_{cg} = 0$$

$$8474X = 4237 * (4.27 - X)$$

$$X = 1.42m$$

Se determina "a", despejando la siguiente igualdad:

$$2a + X = 15$$

$$2a + 1.42 = 15$$

$$a = 6.79$$

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

$$MR_2 = 0$$

$$15R_2 = 6.79 * 8474 + (4.27 + 6.79) * 4237$$

$$R_2 = 6959.97 \text{ kg}$$

$$R_1 = 5751.02 \text{ kg}$$

Momento máximo por su posición de carga; sumatoria de momentos en el eje más cercano al centro de gravedad.

$$M_{\max} = 6959.978 * 6.79 - 4237 * 4.27 = 29145 \text{ kg} - m$$

3.6.4.3 Cálculo del momento debido al impacto

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

$$I = \frac{15}{15 + 38} = 0.28$$

3.6.4.4 Cálculo del momento total

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

Fd = fracción de carga = 1.03

$$M_1 \max = 1.3 \left(61,312.00 + \frac{5}{3} (29145 * 1.28 * 1.03) \right)$$

$$M_1 \max = 162,956.26 \text{ kg} - m$$

3.6.4.5 Cálculo del refuerzo

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

$$M = 162,956.26 \text{ kg-m}$$

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

$$H = 105 \text{ cm}$$

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

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

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

Obteniendo:

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

$$A_s = \left[50 * 100 - \sqrt{(50 * 100)^2 - \frac{(162,956.26 * 50)}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{4200}$$

$$A_s = 48.69 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{4200} * 50 * 100 \approx 16.78 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{as \max} \approx 0.5 * 0.0214 * 50 * 100 = 53.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 16.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 48.69 \text{ cm}^2 \text{ equivalente a } 9 \text{ varillas No.8 * } 1 \text{ No.6}$$

$$A_{s \max} = 53.05 \text{ cm}^2$$

El armado quedará así:

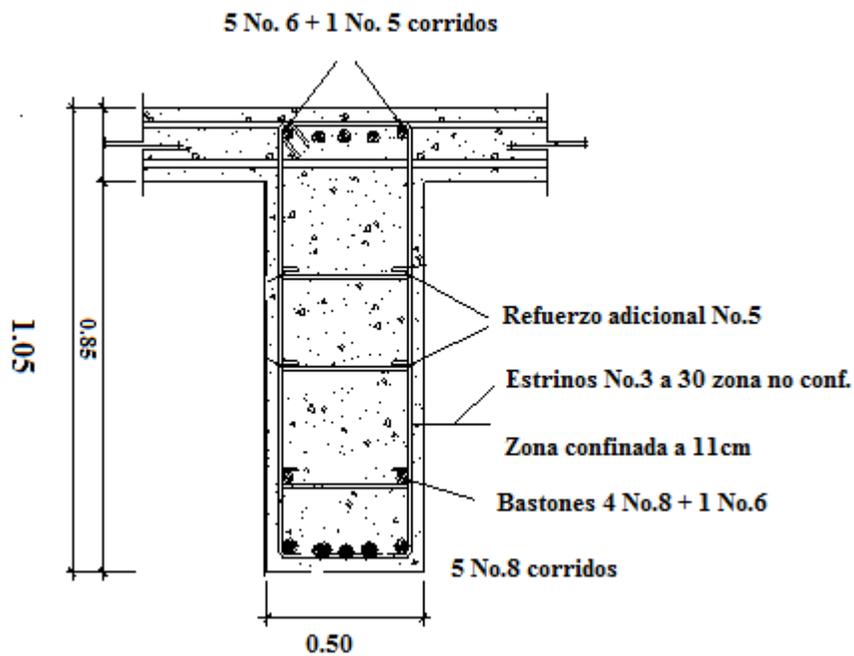
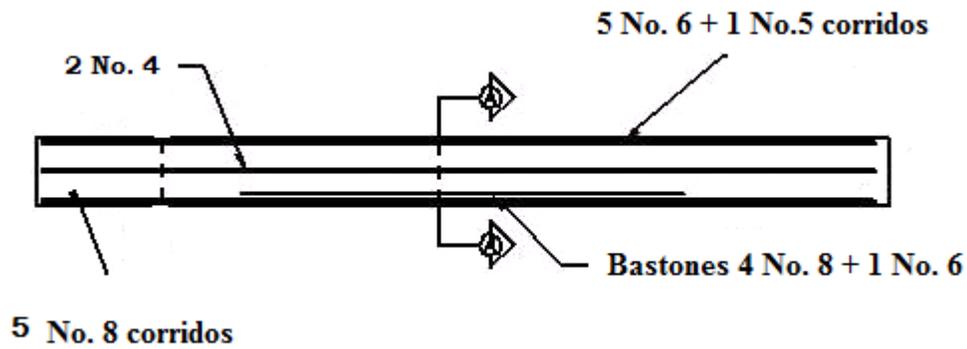
$$\text{Cama superior: } 33\% (A_s) = 0.33 * 48.69 = 16.07 \text{ cm}^2 = 5 \# 6 + 1 \text{ No. } 5$$

Refuerzo adicional: 0.25 pulg² * cada pie de peralte de la viga

Refuerzo adicional: 0.25 pulg² * cada pie = # 5 uno cada cara a cada 30 cm

Cama inferior: $50\% A_s = 24.35 \text{ cm}^2 = 5 \# 8$ corridos

Figura 8. Detalle de elevación de la viga principal



3.6.4.6 Diseño a corte

3.6.4.6.1 Carga muerta

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

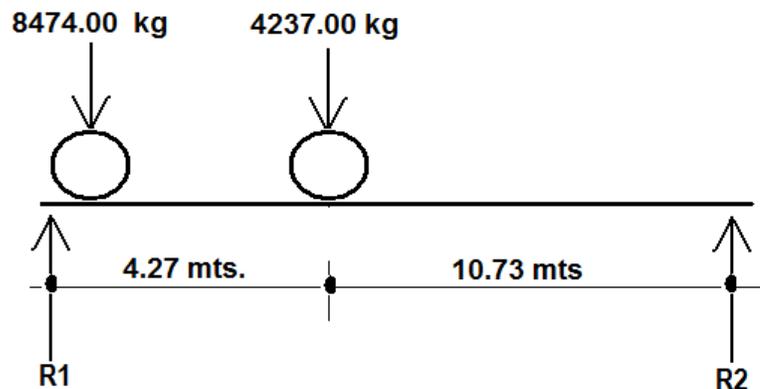
$$V_{\max} = W * \frac{L}{2} + P$$

$$V_{\max} = 2180.0 * \frac{15}{2} + 360 = 16710.0 \text{ kg}$$

3.6.4.6.2 Sobrecarga

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

Figura 9. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo



$$R_1 * 15 = 8474.00 * 15 + 4327 * 10.73$$

$$R_1 = 11569.25 \text{ kg}$$

$$V \text{ max} \approx 11569.25 \text{ kg.}$$

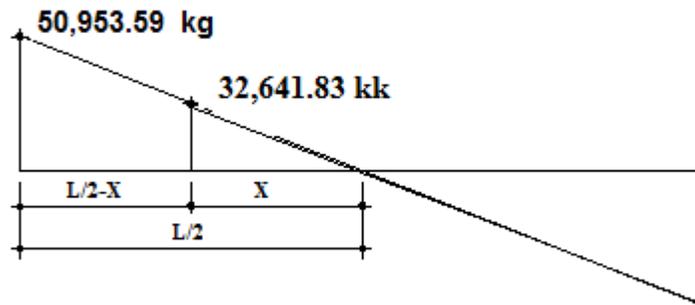
3.6.4.6.3 Esfuerzos cortantes totales

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

$$V_{total \text{ max}} = 1.3 \left(14514.0 + \frac{5}{3} (11569.25 * 1.28) \right)$$

$$V_{total \text{ max}} = 50953.59 \text{ kg}$$

Figura 10. Diagrama de corte



3.6.4.6.4 Refuerzo

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

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

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * (50 * 100)$$

$$V_{rc} = 32,641.83 \text{ kg}$$

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

3.6.4.6.5 Cálculo del espaciamiento en zona confinada

$$S = \left(\frac{2A_v * f_y * D}{V_u} \right)$$

Utilizando refuerzo # 3

$$S = \left(\frac{2 * 0.71 * 4200 * 100}{50,953.59} \right) = 11.70 \text{ cm}$$

colocar estribos @ 11cm en zona confinada

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

$$\frac{V_{\max}}{7.5} = \frac{V_{rc}}{X}$$

Donde:

L/2-X= longitud de confinamiento

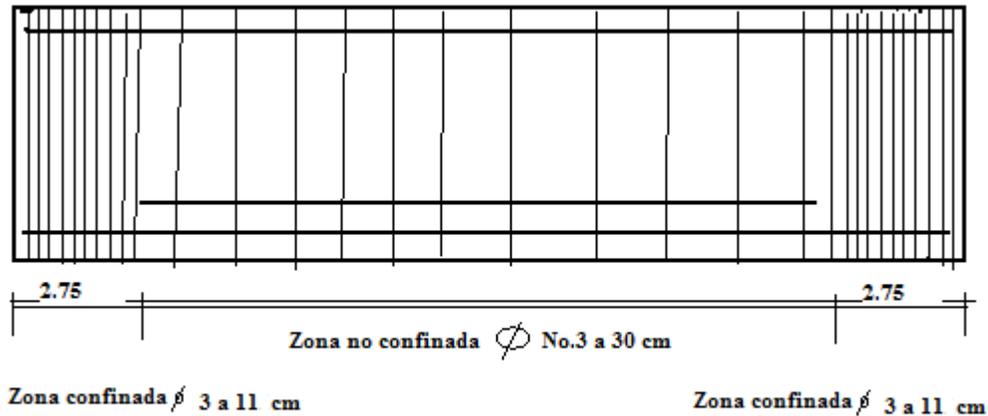
$$\frac{50953.59}{7.5} = \frac{32,648.83}{X}$$

$$X = 4.81 \text{ mt}$$

Longitud no confinada estribos No.3 @ 30 cm

Longitud confinada: $L/2-X$; $7.5 - 4.81 = 2.75$, colocar estribos No.3 @ 11cm

Figura 11. Esquema de espaciamientos en refuerzos



3.6.5 Diseño de diafragmas

La especificación AASHTO 8.12.1 indica que deben colocarse diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares.

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

En este caso, la luz del puente es de 15 m, por lo cual se utilizarán únicamente diafragmas externos colocados en los tercios de luz.

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

Diafragmas exteriores:

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

$$h = 0.5 * 105 = 52.5 \text{ m}$$

Según AASHTO, la base debe tener como mínimo 0.30 m, entonces se utilizará:

Altura de 50 cm

Base de 30 cm

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

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

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{4200} * 30 * 50 \approx 5.04 \text{ cm}^2$$

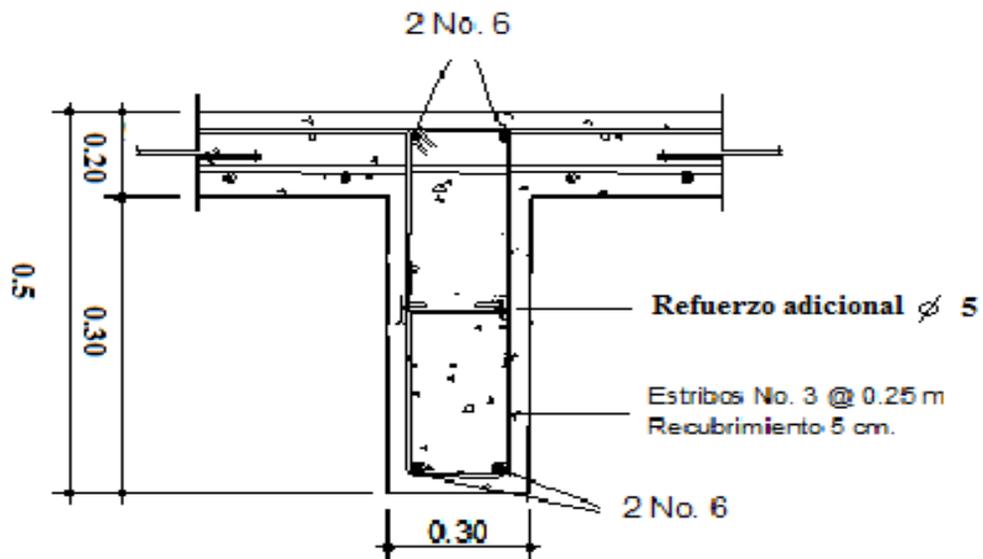
Entonces se utilizaran 2 No. 6 tanto en cama inferior como superior.

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

$$S = 0.5 * 50 = 25 \text{ cm}$$

Armado: 2 No. 6 + estribos # 3 @ 0.25 m.

Figura 12. Refuerzo de diafragmas externo



3.7 Diseño de la subestructura

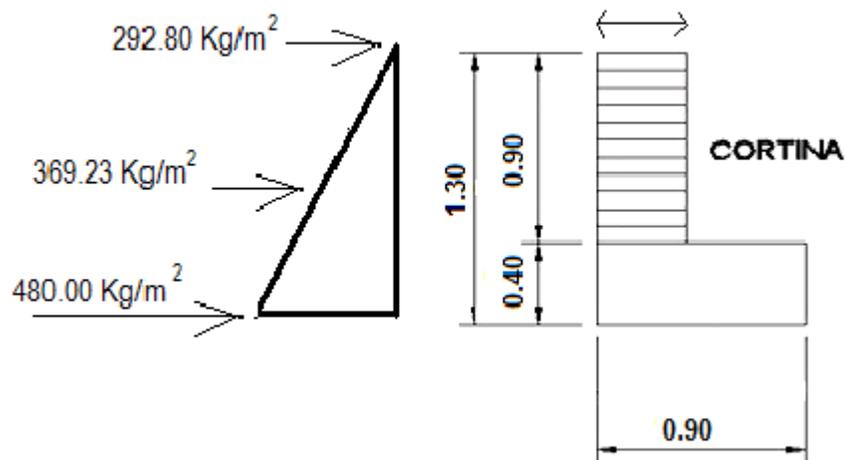
Estará compuesta por los elementos siguientes: cortina, viga de apoyo y estribos.

3.7.1 Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente, actuando en ellas las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), y la fuerza de sismo (EQ), según AASTHO 1.2.22.

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

Figura 13. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo.



3.7.1.1 Empuje de la tierra (E)

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

$$E = (292.8 * 0.90) + (369.23 * \frac{0.90}{2}) = 363.52 + 166.15 = 429.67 \text{ kg / m}$$

3.7.1.2 Fuerza longitudinal (FL)

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

$$C_v = 0.05 * 15000$$

$$C_v = 750kg$$

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

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

$$B = 0.90m$$

3.7.1.3 Fuerza del sismo (EQ)

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

3.7.1.4 Grupos de cargas

$$W_{propio} = 2400 * 0.40 * 0.90 = 864.00 \text{ kg}$$

$$EQ = 0.08 * 864.00 = 69.12 \text{ kg}$$

El punto de aplicación se localiza en

$$b = \frac{1}{2} * 0.90 = 0.45 \text{ mt} \text{ al centro de gravedad.}$$

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

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

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

Grupo VII: esfuerzo 133% $M = (E * b) + (EQ * b)$

Grupo I = esfuerzo 100 %

$$M I = \left(\frac{1}{2} * 263.52 \right) + \left(\frac{1}{3} * 166.15 \right) = 187.14 \text{ kg} - m$$

Grupo III = $1.3(E * FL)$

$$E = 187.14 \text{ kg} - m$$

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

$$M III = 1.3(187.14 + 375.3) = 731.172 \text{ kg} - m$$

Grupo VII

$$M VII = 1.3(E + EQ * B)$$

$$M VII = 1.3(187.14 + 69.12 + 0.45)$$

$$M VII = 333.723 \text{ kg} - m$$

El grupo III es el momento máximo $M_{max} = 731.172 \text{ Kg} - m$

3.7.1.5 Calculando el refuerzo

Datos:

$$M = 731.172 \text{ Kg} - \text{m}$$

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

$$b = 87.5 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = \left[40 * 87.5 - \sqrt{(40 * 87.5)^2 - \frac{(731.172 * 87.5)}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2810}$$

$$A_s = 0.72 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{2810} * 87.5 * 40 \approx 17.56 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{as\ max} \approx 0.5 * 0.037 * 40 * 87.5 = 64.75\ cm^2.$$

$$A_s = 0.72\ cm^2.$$

$$A_{s\ min} = 17.56\ cm^2$$

$$A_{s\ max} = 64.75\ cm^2$$

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

Se utilizará $A_{s\ min} = 17.56\ cm^2$

Proponiendo armado 6 varillas # 6 @ 14 cm.

3.7.1.6 Refuerzo por corte

Grupo III

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

$$V = 1.3(429.67 + 417) = 1100.67\ kg$$

Grupo VII

$$V = 1.3(429.67 + 69.12) = 648.427\ kg$$

La mayor de las cargas corresponde al grupo III.

$$V_{\max} = 1100.67 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 87.5$$

$$V_{rc} = 22849.2 \text{ kg}$$

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

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{87.5}{2} = 43.75$$

$$S_{\max} = 40 \text{ cm}$$

Utilizar varilla # 3 @ 25 cm.

3.7.2 Diseño de la viga de apoyo

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

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

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 50 * 40$$

$$A_{s_{temp}} = 4 \text{ cm}$$

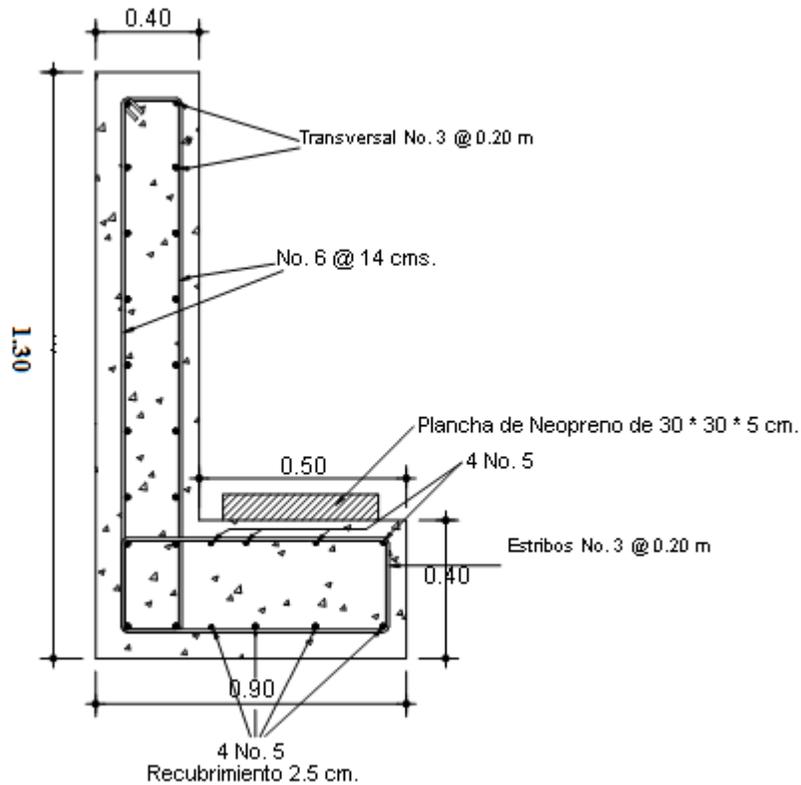
Utilizar armado 4 # 5

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

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

Proponiendo armado No. 3 @ 20 cm

Figura 14. Esquema de armado de la viga de apoyo



- **Diseño de apoyos de neopreno**

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

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

Dónde:

P = Carga última

f'c = 210

Øcorte = cortante de concreto = 0.7

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

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

3.7.3 Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo un diseño más simple y más económico, consistiendo en asumir su sección y después verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 15. Sección lateral de puente

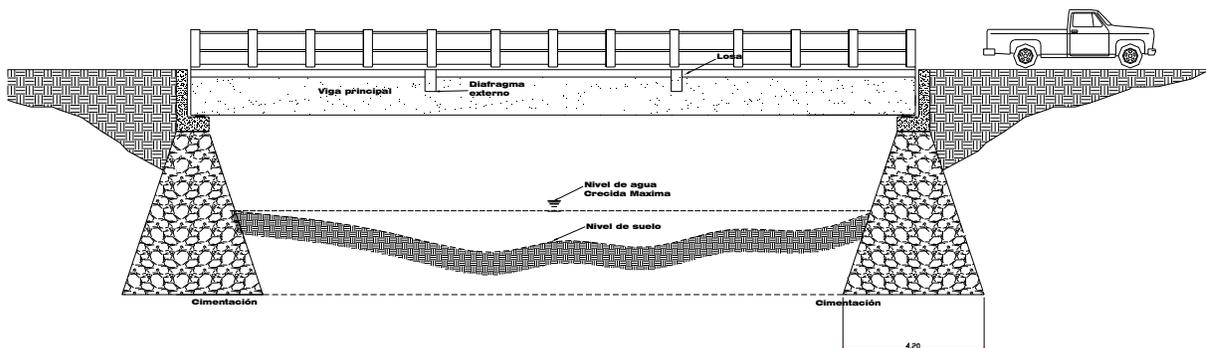
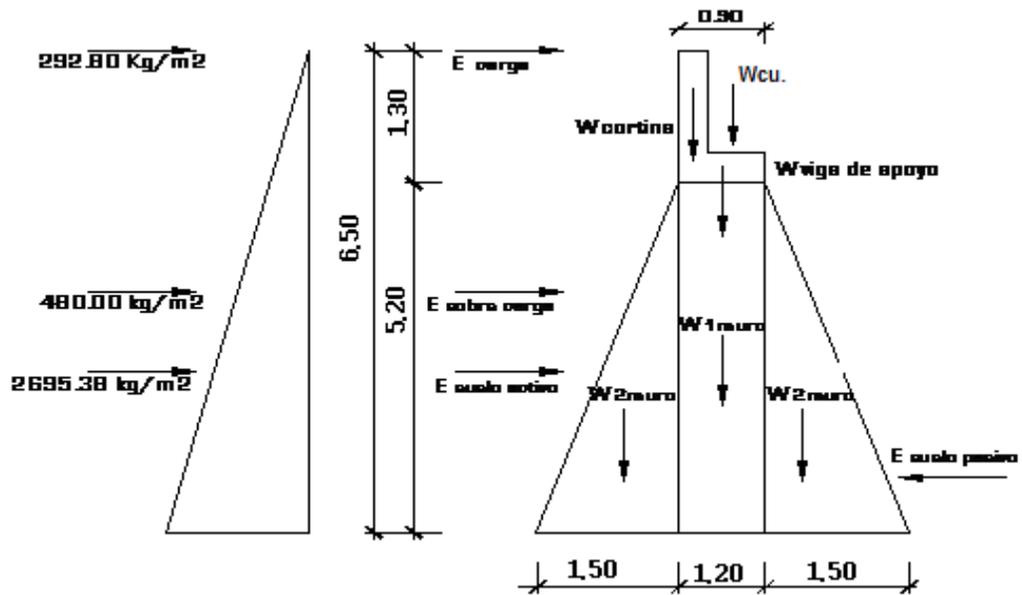


Figura 16. Geometría y diagramas de presiones del estribo



3.7.3.1 Cálculo del momento de volteo

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

Sección I:

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

$$\text{Empuje} = 292.8 * 6.50 = 1903.20 \text{ kg}$$

$$B.P. = \frac{6.50}{2} = 3.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = E * B : P :$$

$$M = 1903.20 * 3.25 = 6185.40 \text{ kg} - \text{m}$$

Para la sección II se tiene:

$$E = 2695.38 * 3.25 = 8759.99 \text{ kg}$$

$$B.P = 8759.99 * 2.17 = 19009.178$$

$$\text{Empuje total} = 1903.20 + 8759.99 = 10,663.19 \text{ kg}$$

$$Mv = 6185.40 + 19009.178 = 25194.58 \text{ kg} - m$$

3.7.3.2 Cálculo del momento estabilizante

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

Sección I

$$\text{Área I} = 0.40 * 0.90 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso I} = 0.4 * 0.90 * 2400 * 1 = 864 \text{ kg}$$

$$B.P. I = 1.50 + 0.15 + 0.50 + 0.20 = 2.35m$$

$$\text{Momento} = 864 * 2.35 = 2030.40 \text{ kg} - m$$

Para las secciones sobrantes se tiene:

Tabla V. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	W (kg/m ³)	WE (kg)	B.P (m)	M (kg - m)
1	0.36	2400	864	2.35	2430.40
2	0.36	2400	864	2.10	1814.4
3	6.24	2500	15600	2.10	32760.0
4	3.90	2500	9750	3.20	31200.0
5	3.90	2500	9750	1.00	9750.0
6	3.90	1900	7410	3.70	27417.0
7	2.145	1900	4075.50	3.38	13775.19

$$WE = 48313.50$$

$$ME = 118746.99$$

3.7.3.3 Revisión del muro con la súper-estructura

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

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

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

$$\text{PRESIONES} = P = \frac{W}{A} * \left\{ 1 \pm \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right\} > 0 < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

En donde:

MV = momento de volteo

Me = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

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

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

B = base

- **Revisión de volteo**

$$\frac{ME}{MV} = \frac{118746.99}{25194.58} = 4.71 > 1.5$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = \frac{0.5 * W}{E} = \frac{0.5 * 48313.50}{10663.19} = 4.53 > 1.5$$

La estructura resistirá por si sola el volteo y el deslizamiento, ya que ambos chequeos son mayores a 1.5

- **Revisión de presiones**

$$a = \frac{(ME - MV)}{W} = \frac{(118746.99 - 25194.58)}{48313.50} = 1.94 \text{ m}$$

$$3a > B$$

$$3a = 5.81 \text{ m} > 4.20 \text{ OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.20}{2} - 1.94 = 0.16$$

$$P_{\max} = \left(\frac{48313.50}{4.20 * 1} \right) \left(\frac{1 + (6 * 0.16)}{4.20} \right)$$

$$P_{\max} = 5368.166 \text{ kg} / \text{m}^2 < 30,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$P_{\min} = \left(\frac{48313.50}{4.20 * 1} \right) \left(\frac{1 - (6 * 0.16)}{4.20} \right)$$

$$P_{\min} = 109.55 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \text{ OK}$$

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

3.8 Presupuesto puente vehicular

Para la elaboración del presupuesto del puente vehicular, se aplicaron los mismos criterios que se utilizaron en el proyecto del alcantarillado sanitario.

VI. Resumen del presupuesto del puente vehicular

INTEGRACIÓN DE PRECIOS					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Limpieza, chapeo y trazo	Glb	1	Q 5,000.00	Q 5,000.00
2	Excavación	m3	675	Q 675.00	Q 30,375.00
3	Relleno	m3	450	Q120.00	Q 54,000.00
4	Cortina y viga de apoyo concreto reforzado	ml	10	Q 1,680.00	Q 17,136.00
5	Estribos mas aletones de concreto ciclópeo	m3	261	Q1,200.00	Q 313,200.00
6	Vigas de concreto reforzado	ml	15	Q 6453.99	Q 161,340.00
7	Diafragmas de concreto reforzado	ml	6.4	Q 4,540.72	Q 29,060.63
8	Losa de concreto reforzado	m2	56	Q 1,691.34	Q 94,715.25
9	Neopreno	Unidad	6	Q 6,690.09	Q 40,140.53
10	Barandal	ml	15	Q 839.72	Q 20, 993.00

Sub-total	Q 765,960.50
Indirectos 15%	Q 114,894.08
Total	Q 880,854.47

CONCLUSIONES

1. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se conocieron los problemas que afrontan las comunidades de San Manuel Chaparrón, determinando como principales necesidades, para la aldea Las Ventanas, el alcantarillado sanitario y para la aldea La Palmilla, el puente vehicular.
2. El proyecto del alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas, es importante, debido a que la población es víctima de enfermedades de tipo gastro-intestinal, causadas por aguas negras. Por lo que con una correcta evacuación de las aguas residuales, la población será beneficiada, ya que contribuirá a preservar el medio ambiente.
3. El diseño del puente vehicular de la aldea Las Ventanas y el del alcantarillado sanitario de la aldea La Palmilla, fueron necesidades prioritarias, surgidas dentro de las comunidades, después de los planteamientos hechos por los Consejo de Desarrollo Comunitario.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Manuel Chaparrón:

1. La Oficina Municipal de Planificación deberá exigir a la entidad ejecutora de los proyectos el cumplimiento de las especificaciones contenidas en los planos.
2. Poner en marcha un sistema de monitoreo y mantenimiento en cada uno de los proyectos que se ejecuten, para que éstos puedan ser funcionales a lo largo de los años, para los cuales fueron diseñados.
3. Corroborar, fehacientemente, que todos los materiales a utilizar cumplan con las especificaciones de resistencia mínima que se indican en los planos adjuntos, teniendo mayor cuidado en cuanto a la resistencia de la tubería de PVC.
4. Evitar, en lo posible, la tala inconsciente e immoderada de árboles y tomar medidas y acciones de reforestación, para evitar erosiones y degeneración del suelo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Editorial Limusa. Grupo Noriega. México 2002, décima reimpresión de la cuarta edición.
2. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001.
3. Gómez Fuentes, Dony Alexander. Diseño y Planificación de puente vehicular, Aldea El Bijagual y edificio para escuela secundaria, Caserío Sunzapote, Morazán, El Progreso. Tesis Ing. Civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 137 pp.
4. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. Editorial McGraw Hill. Duodécima edición.
5. Siliézar Arrivillaga, José Roberto. Diseño de puente vehicular para la comunidad Blanca Flor, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango y sistema de abastecimiento de agua potable para el paraje Chacalté, Momostenango, Totonicapán. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 105 pp.

APÉNDICE

Cuadro resumen del diseño del alcantarillado sanitario para la aldea Las Ventanas, Municipio de San Manuel Chaparrón

De Pozo de Visita	A Pozo de Visita	cota inicial	cota final	longitud metros	pendiente terreno	numero de casas acumulados
B	A	100,64	99,25	109	1,28	10
A	D	99,25	101,19	109,981	-1,76	15
D	H	101,19	100,42	69,9	1,10	20
H	F	100,42	99,23	107,993	1,10	29
D	C	101,19	100,7	109	0,45	25
B	C	100,64	100,7	106,998	-0,06	7
C	F	100,7	99,23	111,964	1,31	39
I	J	100,5	99,79	55,999	1,27	2
J	F	99,79	99,23	59	0,95	2
F	K	99,23	99,97	98,998	-0,75	72
K	L	99,97	99,97	125	0,00	72
L	M	99,97	102,23	120	-1,88	72
M	P.T.	102,23	100,5	125	1,38	72

1308,833

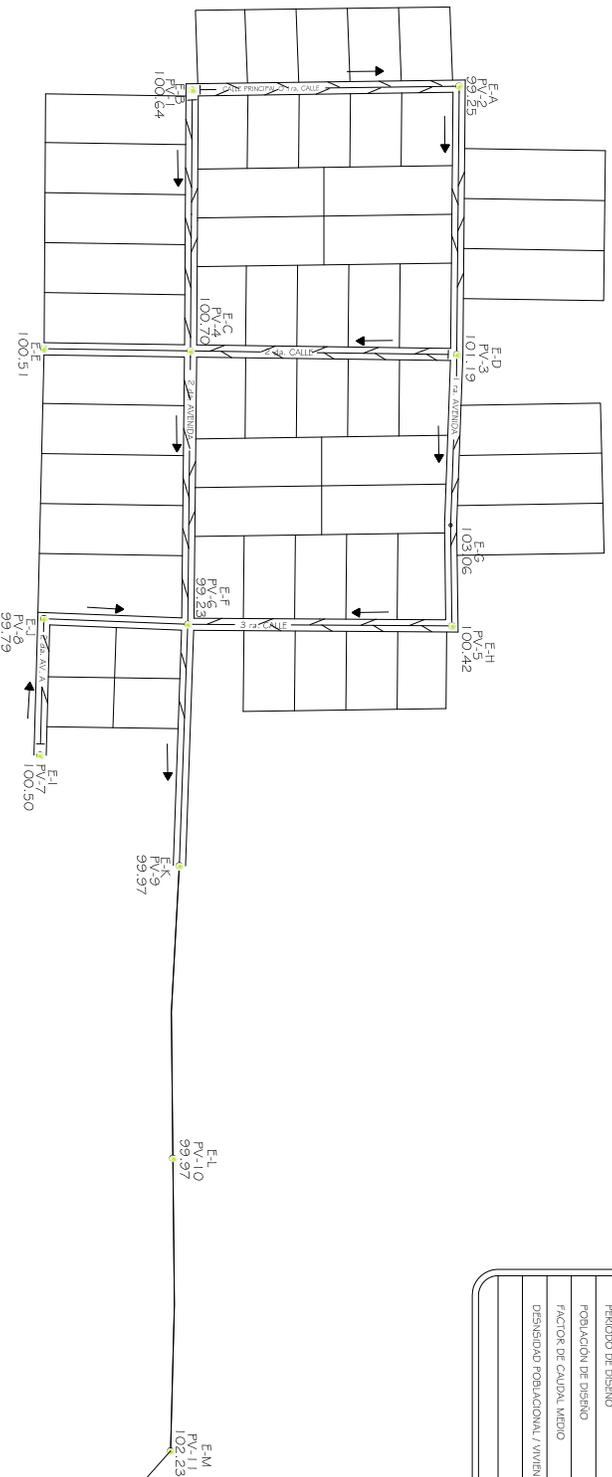
numero de casas tramos	Población Futura acumulada	Población futura tramos	Población Actual acumulada	Población actual tramos	Factor del Caudal Medio
10	147	147	70	70	0,0020
5	220	73	105	35	0,0020
5	294	73	140	35	0,0020
9	426	132	203	63	0,0020
10	367	147	175	70	0,0020
7	103	103	49	49	0,0020
7	573	103	273	49	0,0020
2	29	29	14	14	0,0020
0	29	0	14	0	0,0020
2	1057	29	504	14	0,0020
0	1057	0	504	0	0,0020
0	1057	0	504	0	0,0020
0	1057	0	504	0	0,0020

Caudal sanitario	caudal Domiciliar	caudal de Conex. lícitas	Factor de hardmon futuro	Factor de hardmon actual	caudal/diseño l/s actual
0,2937	0,2447	0,058731892	4,19	4,28	0,60
0,4405	0,3671	0,088097838	4,13	4,24	0,89
0,5873	0,4894	0,117463784	4,08	4,20	1,18
0,8516	0,7097	0,170322487	4,01	4,15	1,68
0,7341	0,6118	0,146829731	4,04	4,17	1,46
0,2056	0,1713	0,041112325	4,24	4,32	0,42
1,1453	0,9544	0,22905438	3,94	4,10	2,24
0,0587	0,0489	0,011746378	4,36	4,40	0,12
0,0587	0,0489	0,011746378	4,36	4,40	0,12
2,1143	1,7620	0,422869624	3,78	3,97	4,00
2,1143	1,7620	0,422869624	3,78	3,97	4,00
2,1143	1,7620	0,422869624	3,78	3,97	4,00
2,1143	1,7620	0,422869624	3,78	3,97	4,00

caudal/diseño l/s futuro	diámetro pulgadas	s %	velocidad sección llena	caudal a sección llena l/s	relaciones q/Q actual	relación v/V actual
1,23	6	1,55	1,5665	28,58	0,02098	0,40
1,82	6	0,24	0,6117	11,16	0,07975	0,60
2,40	6	0,39	0,7819	14,26	0,08246	0,60
3,41	6	0,18	0,5277	9,63	0,17485	0,75
2,97	6	0,36	0,7525	13,73	0,10629	0,65
0,87	6	0,22	0,5958	10,87	0,03892	0,48
4,52	6	0,42	0,8151	14,87	0,15040	0,72
0,26	6	0,55	0,9360	17,07	0,00721	0,29
0,26	6	1,12	1,3306	24,27	0,00508	0,26
8,00	6	0,26	0,6447	11,76	0,34047	0,90
8,00	6	0,20	0,5626	10,26	0,39015	0,94
8,00	6	0,20	0,5626	10,26	0,39015	0,94
8,00	6	0,18	0,5397	9,84	0,40676	0,95

velocidad v(m/s) actual	tirante d/D actual	relaciones q/Q futuro	relación v/V futuro	velocidad v(m/s) futuro	tirante d/D futuro	Altura Pozo Entrada	cota invert entrada
0,63	0,10	0,0431	0,50	0,78	0,14	1,00	99,64
0,36	0,19	0,1631	0,74	0,45	0,27	1,30	97,95
0,47	0,19	0,1681	0,74	0,58	0,28	3,50	97,69
0,40	0,28	0,3547	0,91	0,48	0,41	3,00	97,42
0,49	0,22	0,2160	0,80	0,60	0,32	3,50	97,69
0,29	0,13	0,0802	0,60	0,36	0,19	1,00	99,64
0,59	0,26	0,3037	0,88	0,71	0,38	3,40	97,3
0,27	0,06	0,0150	0,36	0,34	0,09	1,30	99,2
0,35	0,05	0,0105	0,33	0,43	0,07	0,90	98,89
0,58	0,40	0,6803	1,07	0,69	0,60	2,40	96,83
0,53	0,43	0,7796	1,11	0,62	0,66	3,40	96,57
0,53	0,43	0,7796	1,11	0,62	0,66	3,65	96,32
0,51	0,44	0,8128	1,11	0,60	0,68	6,15	96,08

Altura Pozo Salida	cota invert salida	pendiente tubería	volumen excavación entre pozo	velocidad
1,30	99,61	1,55	112,82	0,78
3,50	97,92	0,24	237,56	0,45
3,00	97,66	0,39	204,46	0,58
2,00	97,39	0,18	242,98	0,48
3,40	97,66	0,36	338,45	0,60
1,30	99,61	0,22	110,74	0,36
2,40	97,27	0,42	292,23	0,71
0,90	99,17	0,55	55,44	0,34
1,00	98,86	1,12	50,45	0,43
3,40	96,80	0,26	258,38	0,69
3,65	96,54	0,20	396,56	0,62
6,15	96,29	0,20	529,20	0,62
4,65	96,05	0,18	607,50	0,60



PLANTA GENERAL DE LA ALDEA LAS VENTANAS. SAN MANUEL CHAPARRON. JALAPA.

ESCALA 1":1250

Est. P.O.	AZIMUT	Dist. H.	COZA
A	254'	47' 51"	108,00
B	165'	57' 40"	108,598
C	76'	22' 00"	108,00
D	346'	07' 00"	108,981
E	256'	28' 10"	38,981
F	159'	10' 25"	113,284
G	148'	30' 25"	63,450
H	184'	50' 18"	38,973
I	192'	48' 55"	55,998
J	102'	10' 25"	50,00
K	167'	38' 10"	98,998
L	89'	25' 29"	128,00
M	137'	23' 38"	128,00

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
DOTACION	1.60 L/HABIDA
FACTOR DE RETORNO	0.6
POBLACION ACTUAL	391 HAB.
NO. DE CASAS ACTUALES	57 CASAS
CRECIMIENTO POBLACIONAL	2.5 %
PERIODO DE DISEÑO	30 AÑOS
POBLACION DE DISEÑO	637 HABITANTES
FACTOR DE CAUDAL MEDIO	0.002
DENSIDAD POBLACIONAL / VIVIENDA	7. HAB./VIV

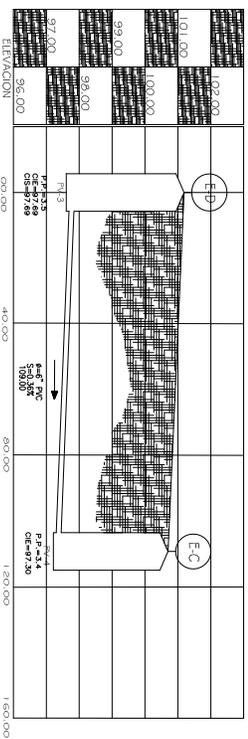
LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ERERCIO PROFESIONAL SUPERVISADO

DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO
ALDEA LAS VENTANAS, SAN MANUEL CHAPARRON, JALAPA

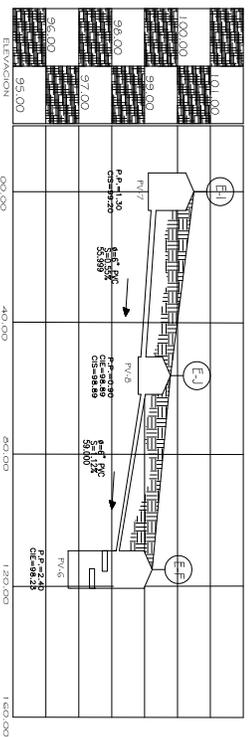
PROYECTO		PLANTA	
PROYECTANTE	ALEJANDRO JOSE LUCERO MARRQUIN	ESCALA	INDICADA
PROYECTANTE	ALEJANDRO JOSE LUCERO MARRQUIN	FECHA	ENERO 2008
PROYECTANTE	JUAN VEROZ COS	NO. DE PLANOS	20/11/16/1
PROYECTANTE		FECHA DE EMISIÓN	1/7

Este plano pertenece a la Universidad de San Carlos de Guatemala, en Jalapa. No debe ser utilizado sin el consentimiento de la Universidad de San Carlos de Guatemala.



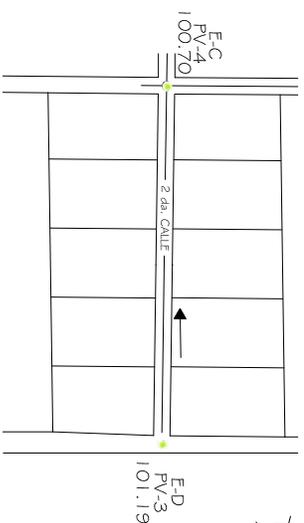
PERFIL DE ESTACIONES - D, C.

ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:1250



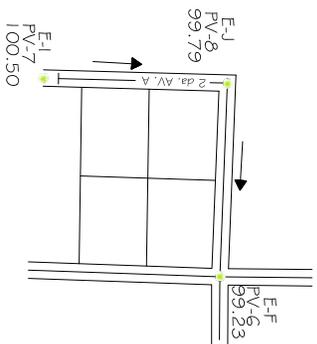
PERFIL DE ESTACIONES - I, J, F.

ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:1250



PERFIL DE ESTACIONES - D, C.

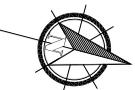
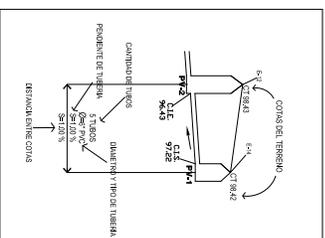
ESCALA 1:1250



PERFIL DE ESTACIONES - D, C.

ESCALA 1:1250

NOMENCLATURA	
PLANTA	PERFIL
①	1/2
②	3/4
③	4/5
④	5/6
⑤	6/7
⑥	7/8
⑦	8/9
⑧	9/10
⑨	10/11
⑩	11/12
⑪	12/13
⑫	13/14
⑬	14/15
⑭	15/16
⑮	16/17
⑯	17/18
⑰	18/19
⑱	19/20
⑲	20/21
⑳	21/22
㉑	22/23
㉒	23/24
㉓	24/25
㉔	25/26
㉕	26/27
㉖	27/28
㉗	28/29
㉘	29/30
㉙	30/31
㉚	31/32
㉛	32/33
㉜	33/34
㉝	34/35
㉞	35/36
㉟	36/37
㊱	37/38
㊲	38/39
㊳	39/40
㊴	40/41
㊵	41/42
㊶	42/43
㊷	43/44
㊸	44/45
㊹	45/46
㊺	46/47
㊻	47/48
㊼	48/49
㊽	49/50
㊾	50/51
㊿	51/52

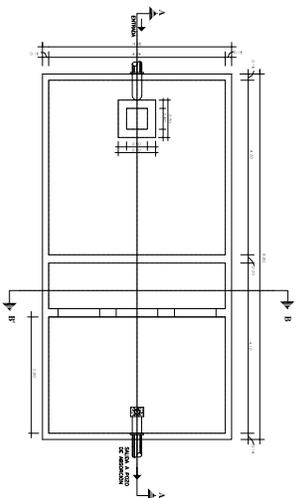


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ERFICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO
CLIENTE: ALDEA LAS VENTANAS, SAN MANUEL CHAMPARON, JALAPA

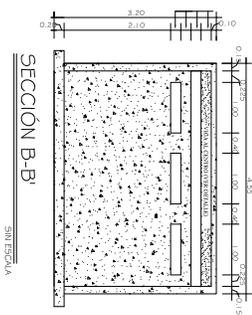
PLANTA - PERFIL

PROYECTANTE	INSTRUMENTO	ESCALA
ALEJANDRO JOSÉ LUCERO MARGOLIN	TEODOLITO	INDICADA
ELABORADOR	FECHA	PROYECTO
JUAN WERCOS COS	ENERO 2008	200113451
REVISOR	FECHA	PROYECTO
ALDO J. J. J.	200113451	200113451
APROBADO	FECHA	PROYECTO
ALDO J. J. J.	200113451	200113451
5	7	



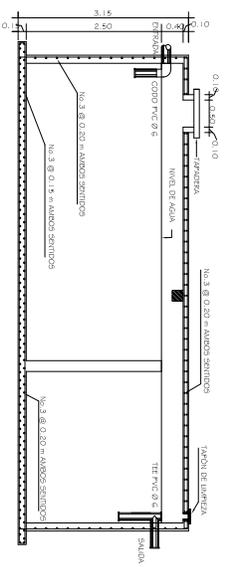
PLANTA DE FOSA SÉPTICA

SIN ESCALA

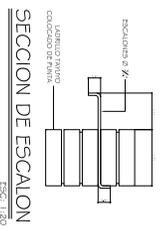


SECCIÓN B-B'

SIN ESCALA

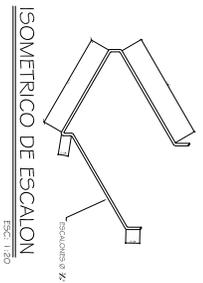


SIN ESCALA



SECCION DE ESCALON

ESCALA 1:50



ISOMETRICO DE ESCALON

ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES

Fc: 210 Kg/cm² Fy: 4200kg/cm²

- CONCRETO CICLOPEO TENDRA LA SIGUIENTE PROPORCIÓN:

- 67% Concreto clase 3000 lbs/plg²

- 33% Piedra bola de 5cms de diametro minimo

y 10 cms de diametro máximo

- Se utilizara ladrillo tayuyo de 0.06 x 0.11 x 0.23

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
TÍTULO: DETALLE DE FOSA SÉPTICA Y POZOS DE VISITA	ASIGNATURA: CONCRETO
AUTOR: ALEJANDRO JOSÉ LUZCERO MARBOLÍN	COORDINADOR: OSCAR GONZÁLEZ
ASISTENTE: ALEJANDRO JOSÉ LUZCERO MARBOLÍN	FECHA: ENERO 2008
SUPERVISOR: JUAN VÉRCO COS	FECHA: 2007.11.16.01
TÍTULO: DETALLE DE FOSA SÉPTICA Y POZOS DE VISITA	ASIGNATURA: CONCRETO
AUTOR: OSCAR GONZÁLEZ	COORDINADOR: OSCAR GONZÁLEZ
ASISTENTE: ALEJANDRO JOSÉ LUZCERO MARBOLÍN	FECHA: ENERO 2008
SUPERVISOR: JUAN VÉRCO COS	FECHA: 2007.11.16.01
TÍTULO: DETALLE DE FOSA SÉPTICA Y POZOS DE VISITA	ASIGNATURA: CONCRETO
AUTOR: OSCAR GONZÁLEZ	COORDINADOR: OSCAR GONZÁLEZ
ASISTENTE: ALEJANDRO JOSÉ LUZCERO MARBOLÍN	FECHA: ENERO 2008
SUPERVISOR: JUAN VÉRCO COS	FECHA: 2007.11.16.01

