



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ALDEA VALLE ABAJO; Y PUENTE VEHICULAR ALDEA
LAS FLORES, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO
DE JUTIAPA**

Eduardo Alejandro Gudiel Contreras
Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, julio de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA VALLE
ABAJO; Y PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS FLORES, MUNICIPIO DE
EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

EDUARDO ALEJANDRO GUDIEL CONTRERAS

ASESORADO POR: EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
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
ALDEA VALLE ABAJO; Y PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS
FLORES, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO
DE JUTIAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 09 de septiembre de 2005.

Eduardo Alejandro Gudiel Contreras

DEDICATORIA A:

- Dios** por permitirme alcanzar mis metas.
- Mis Padres** Lidia Marina Contreras y Pompilio Romeo Gudiel por el amor y sacrificio que me manifestaron día a día para realizar mis sueños. (QEPD)
- Mis hermanos** Flor de María, Danilo, Silvia, Yolanda, Julio, por ser un estímulo de superación.
- Mi esposa e hijo** por el amor que me brindan
- Mi tío** Manuel Contreras, por su apoyo y sus sabios consejos.
- Facultad de Ingeniería** por formar en mí un hombre competente.
- Mi asesor** Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por compartir sus conocimientos sin interés alguno.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE ABREVIATURAS.....	IX
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XX
INTRODUCCIÓN.....	XXI

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía de aldea Valle Abajo y aldea Las Flores.....	1
1.2	Características generales de las comunidades.....	1
1.2.1	Ubicación y acceso.....	1
1.2.2	Topografía.....	2
1.2.3	Clima.....	2
1.2.4	Hidrografía.....	2
1.3	Infraestructura.....	3
1.3.1	Vivienda.....	3
1.4	Descripción demográfica.....	3
1.4.1	Estructura de la población.....	3
1.4.2	Tasa de crecimiento poblacional.....	4
1.5	Educación.....	4
1.6	Salud.....	4
1.7	Servicios.....	5
1.8	Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares de estudio.....	5

1.8.1	Descripción de necesidades.....	5
1.8.2	Justificación social y económica.....	6
1.8.3	Priorización.....	6

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea Valle Abajo El Progreso, Jutiapa.....	7
2.1.1	Aspectos preliminares.....	7
2.1.1.1	Descripción del proyecto.....	7
2.1.1.2	Estudio topográfico.....	7
2.1.1.3	Cálculo de la población futura.....	8
2.1.2	Cálculo de caudales.....	9
2.1.2.1	Caudal domiciliar.....	9
2.1.2.2	Caudal de conexiones ilícitas.....	10
2.1.2.3	Caudal de infiltración.....	10
2.1.2.4	Caudal comercial.....	11
2.1.2.5	Caudal industrial.....	11
2.1.2.6	Factor de caudal medio.....	12
2.1.2.7	Factor de harmond.....	12
2.1.2.8	Caudal de diseño.....	13
2.1.3	Pendientes.....	13
2.1.3.1	Máximas y mínimas.....	13
2.1.4	Velocidades.....	13
2.1.5	Cálculo de cotas invert.....	14
2.1.6	Diámetros de tuberías.....	17
2.1.7	Profundidad de tuberías.....	18
2.1.8	Pozos de visita.....	18
2.1.9	Diseño hidráulico.....	19
2.1.10	Plan de operación y mantenimiento del sistema.....	22

2.1.11	Selección del tipo de tratamiento.....	22
2.1.12	Propuesta de tratamiento.....	23
2.1.13	Presupuesto.....	24
2.1.14	Evaluación socioeconómica.....	27
2.1.14.1	V.P.N (valor presente neto).....	27
2.1.14.2	Tasa interna de retorno TIR.....	29
2.1.15	Cronograma de ejecución.....	30
2.2	Diseño del puente vehicular Las Flores.....	31
2.2.1	Descripción del proyecto.....	31
2.2.2	Estudio hidrológico.....	31
2.2.2.1	Crecientes.....	31
2.2.2.1.1	Método de sección pendiente.....	32
2.2.2.2	Cálculo de caudal máximo.....	34
2.2.3	Levantamiento topográfico.....	34
2.2.4	Evaluación del tipo de suelo.....	35
2.2.5	Geometría.....	36
2.2.6	Análisis estructural.....	37
2.2.7	Diseño de la superestructura.....	38
2.2.8	Predimensionamiento de la sección de la viga.....	39
2.2.9	Diseño de la losa.....	39
2.2.9.1	Cálculo del peralte.....	39
2.2.9.2	Cálculo de momentos.....	40
2.2.9.3.1	Momentos debido a la carga muerta.....	40
2.2.9.3.2	Momento debido a la sobrecarga...41	41
2.2.9.3.3	Momento debido al impacto.....	41
2.2.9.3.4	Momento último.....	42
2.2.9.4	Cálculo del peralte efectivo.....	42

2.2.9.5	Cálculo del refuerzo transversal cama inferior	42
2.2.10	Refuerzo de acera.....	44
2.2.11	Diseño de vigas principales.....	44
2.2.11.1	Cálculo de momentos por carga muerta.....	45
2.2.11.2	Cálculo de momentos por sobre carga.....	46
2.2.11.3	Cálculo de momentos debido al impacto.....	49
2.2.11.4	Cálculo del momento total.....	50
2.2.11.5	Cálculo del refuerzo.....	50
2.2.11.6	Diseño a corte.....	51
2.2.11.6.1	Carga muerta.....	51
2.2.11.6.2	Sobrecarga.....	52
2.2.11.6.3	Esfuerzos cortantes totales.....	53
2.2.11.6.4	Refuerzo.....	53
2.2.11.6.5	Cálculo del espaciamiento.....	55
2.2.12	Diseño del diafragma.....	55
2.3	Diseño de la subestructura.....	57
2.3.1	Diseño de la cortina.....	58
2.3.1.1	Empuje de la tierra (E).....	59
2.3.1.2	Fuerza longitudinal (FL).....	59
2.3.1.3	Fuerza de sismo (EQ).....	59
2.3.1.4	Grupo de cargas.....	60
2.3.1.5	Cálculo del refuerzo.....	61
2.3.1.6	Refuerzo por corte.....	62
2.3.2	Diseño de la viga de apoyo.....	62
2.3.3	Diseño del estribo.....	63
2.3.3.1	Cálculo del momento de volteo.....	64
2.3.3.2	Cálculo del momento estabilizante.....	65
2.3.3.3	Revisión del muro sin superestructura.....	66

2.3.3.4	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	68
2.4	Presupuesto.....	70
2.5	Cronograma de ejecución.....	76
3.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	
3.1	Marco legal.....	77
3.2	Impactos ambientales.....	77
3.3	Plan de gestión ambiental.....	79
3.4	Medidas de mitigación.....	80
3.4.1	En construcción.....	80
3.4.2	En operación.....	81
	CONCLUSIONES.....	83
	RECOMENDACIONES.....	85
	BIBLIOGRAFÍA.....	87
	ANEXOS.....	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Cotas invert	26
2. Sección de canal	30
3. Área de la sección del río	36
4. Geometría de la superestructura	41
5. Diagrama de momentos.	48
6. Diagrama de carga muerta	22
7. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	22
8. Diagrama de cuerpo libre para carga viva	52
9. Diagrama de cargas para obtener momentos máximos	54
10. Detalle de elevación de viga principal	55
11. Diagrama de posición de carga que produce corte máximo	58
12. Diagrama de corte	59
13. Refuerzo de diafragmas	23
14. Geometría de la cortina y viga de apoyo	22
15. Geometría y diagrama de presiones del estribo	21
16. Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación.	

TABLAS

I. Estructuras de la población	27
II. Velocidades máximas y mínimas	34
III. Profundidades mínimas para evitar rupturas en diferentes diámetros	65
IV. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario	66
V. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario	71
VI. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario	76
VII. Resumen presupuesto del alcantarillado sanitario	77
VIII. Cronograma de ejecución del alcantarillado sanitario	11
IX. Cálculo de momento de volteo del puente vehicular	11
X. Cálculo de momento estabilizante	11
XI. Resumen presupuesto del puente vehicular	11
XII. Cronograma de ejecución del puente vehicular	11

LISTA DE ABREVIATURAS

@	A cada cierta distancia
AT	Área total
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y
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
d	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
Its./ hab/ día	Litros por habitantes al día
Its./ Km./día.	Litros por kilómetros al día
Its./ 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 a diseño a sección 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 los peatones.
Acero de refuerzo	cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Altimetría	procedimientos utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Alcantarillado sanitario	sistema que se utiliza para conducir únicamente para conducir aguas negras o servidas.
Canal de rejas	son unidades que tienen como función retener los sólidos gruesos, por medio de rejas o barras y están constituidas por dispositivos de retención y dispositivos de remoción.
Caudal	cantidad de agua que brota de un manantial o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
Caudal de filtración	es la cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes debido al nivel de la capa freática.

Caudal de diseño	es la elevación de tramo por tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado.
Cota de cimentación	altura donde se contruyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota invert	es la parte más baja de un colector donde entra una o varias tuberías y solo una sale.
Deslizamiento	fuerza que tiende a deslizar horizontalmente al muro.
Diafragma	unidades utilizadas para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
Dotación	cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades.
Empuje	fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
Factor de retorno	factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día.
Fuerza de sismo	carga que es inucida por un sismo y provoca esfuerzos en la superestructura.

Impacto	carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Período de diseño	tiempo durante el cual un sistema, ya sea de agua potable, drenajes, pavimento, etc., dará un servicio satisfactorio a la población.
Planimetría	es la proyección del terreno sobre un plan horizontal imaginario.
Pozo de visita	estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.
Puente	estructura que permite el tráfico de un punto a otro, por cualquier interrupción.
Relaciones hidráulicas	relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.

Sobrecarga	carga adicional a la aplicada, que se toma Como factor de seguridad.
Subestructura	conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructur	elementos diseñados para soportar las cargas del tráfico y transmitir las a la subestructura.
Volteo	elemento de la fuerza horizontal que tienden a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El informe que a continuación se presenta contiene el resultado del Ejercicio de Práctica Supervisada (E.P.S.), realizado en el municipio de El Progreso, Jutiapa, específicamente en las aldeas Valle Abajo y Las Flores.

Para el efecto se desarrollaron dos proyectos, siendo estos:

- Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, aldea Valle Abajo:

El sistema está constituido por 1,517 metros lineales de tubería de PVC, 22 pozos de visita que serán construidos tradicionalmente y 298 conexiones domiciliarias, se incluye presupuesto y planos.

- Diseño del puente vehicular, aldea Las Flores:

Se diseñó un puente vehicular, de una vía, de ocho metros de largo por cinco metros de ancho útil, para soportar una carga de H-15-44, la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclopeo. Para el análisis se utilizó la teoría de Líneas de Influencia, las normas AASHTO y ACI. También se incluyó presupuesto y planos.

OBJETIVOS

- **GENERAL**

Realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Valle Abajo; y el diseño del puente vehicular para la aldea Las Flores, municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa, los cuales servirán para mejorar el nivel de vida de los habitantes del lugar.

- **ESPECÍFICOS**

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldea Valle Abajo y Las Flores.
2. Capacitar a los miembros del comité de las aldeas mencionadas, sobre el mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario y el puente vehicular.

INTRODUCCIÓN

Evidentemente Guatemala es un país en vías de desarrollo, lo cual hace que las necesidades, en cuanto a infraestructura y servicios básicos en nuestras comunidades sean de primer orden, al no contar con soluciones adecuadas para resolver las dificultades que presentan.

Las aldeas del municipio de El Progreso, Jutiapa no es la excepción. La falta de un puente vehicular, dificulta a los habitantes el traslado de forma rápida y segura hacia otros puntos vecinos, al igual que la introducción de un sistema de alcantarillado sanitario, agrava las condiciones de salud para los vecinos del lugar.

El trabajo de E.P.S. está orientado a plantear soluciones, al realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Valle Abajo y el diseño de un puente vehicular para la aldea Las Flores.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía aldea Valle Abajo y aldea Las Flores

1.2 Características generales de las comunidades

1.2.1 Ubicación y acceso

Aldea Valle Abajo

La aldea valle Abajo del municipio El Progreso, departamento de Jutiapa, se encuentra localizada en las coordenadas 28° 09' 05" de latitud Norte y 95° 09' 09" de longitud Este. La distancia de la comunidad a la cabecera municipal es de dos kilómetro aproximados, a la cual se accede por medio de una carretera asfaltada.

Aldea Las Flores

La aldea valle Abajo del municipio El Progreso, departamento de Jutiapa, se encuentra localizada en las coordenadas 25° 10' 03" de latitud Norte y 89° 14' 02" de longitud Este. La distancia de la comunidad a la cabecera municipal es de tres kilómetros, a la cual se accede por medio de una carretera de terracería accesible en toda época del año.

1.2.2 Topografía

La comunidad se caracteriza por terrenos planos y por terrenos semí inclinados de tipo pedregosos los cuales no superan el 18% de pendientes.

1.2.3 Clima

El clima es cálido, con temperatura media de 28° C. El período de lluvia va de mayo a octubre, y en los últimos 10 años, el período de sequía se ha prolongado del mes diciembre al mes de abril, las temperaturas promedio son:

Temperatura máxima = 38° C

Temperatura media = 28° C

Temperatura mínima = 12° C

1.2.4 Hidrografía

Las comunidades son irrigadas por el río Morán el cual esta localizado en la parte más baja del área en estudio, aldea Valle Abajo.

1.3 Infraestructura

1.3.1 Vivienda

Aldea Valle Abajo

En la comunidad existe aproximadamente 92 viviendas, el material predominante de las mismas es de ladrillo, block, con techo de terraza de concreto y lámina.

Aldea Las Flores

En la comunidad existe aproximadamente 312 viviendas, el material predominante de las mismas es de block, con techo de terraza de concreto y muy pocas de lámina.

1.4 Descripción demográfica

1.4.1 Estructura de la Población

La población de la aldea Valle Abajo y aldea Las Flores es totalmente ladina, la cual esta distribuida de la siguiente manera:

Tabla I. Estructura de la población.

LUGAR (ALDEA)	MENORES DE 1 AÑO	1-4 AÑOS	5-14 AÑOS	15-49 AÑOS	RESTO POBLACIÓN	POBLACIÓN TOTAL
VALLE ABAJO	23	85	182	203	59	552
LAS FLORES	56	195	473	899	254	1877

Estos datos fueron proporcionados por el Centro de Salud Cabecera Municipal El Progreso, Jutiapa.

1.4.2 Tasa de crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento poblacional debe de estar bajo una base histórica de mucha información y confiabilidad de censos del lugar; por tanto, lo proporcionado por el Instituto Nacional de Estadística es la recomendada. Sin embargo, esta entidad carece d información de una tasa de crecimiento rural en particular. Únicamente posee la del crecimiento urbano, siendo de 2.6% tomándose está para el estudio de la aldea Valle Abajo.

1.5 Educación

Dentro de las comunidades se cuenta con escuela de nivel pre-primario y primario, a parte de esto se han llevado capacitaciones para los ganaderos y agricultores dentro de algunos programas municipales.

1.6 Salud

Las comunidades no cuentan con su propio centro de salud, por lo cual los habitantes viajan hasta el que se encuentra en la cabecera municipal. Una de las enfermedades más comunes en las comunidades principalmente en Valle Abajo es la diarrea que es una infección intestinal causada por bacterias o parásitos, es muy común en niños.

1.7 Servicios

Aldea Valle Abajo cuenta con los siguientes servicios:

- Agua potable
- Alumbrado público
- Transporte
- Servicio telefónico

Aldea Las Flores cuenta con los siguientes servicios.

- Agua potable
- Sistema de alcantarillado sanitario
- Alumbrado público
- Transporte
- Servicio telefónico

1.8 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares en estudio.

1.8.1 Descripción de las necesidades

Las aldea Valle Abajo y Las Flores, del municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa, ubicadas en la periferia del casco urbano, a pesar de estar tan cerca de la cabecera municipal, padecen de una serie de necesidades de carácter físico, como son en el orden de servicios básicos e infraestructura (carreteras, sistema de alcantarillado sanitario, escuelas, sistema de tratamiento de aguas negras, etc.).

1.8.2 Justificación social y económica

Como consecuencia de la no atención a estas necesidades, los pobladores se ven afectados en el nivel y calidad de vida.

1.8.3 Priorización

Las razones por las cuales se priorizaron dichos proyectos, son las siguientes:

Proyecto sistema de alcantarillado sanitario:

- La aldea Valle Abajo no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, servicio indispensable para la comunidad.
- Aguas grises escurren superficialmente por las calles de la aldea.
- Alto índice de enfermedades en la población.
- Muchas familias se abastecen de agua por medio de pozos, los cuales no pueden alterar muy fácilmente.

Proyecto puente vehicular

- La aldea Las Flores no cuenta con un puente vehicular en la calle principal que cuente con características adecuadas para la circulación de vehículos.
- En la actualidad solo cuenta con puente construido hace más de 50 años, lo que dificulta el paso de vehículos en épocas de invierno, por la crecida del río.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del alcantarillado sanitario aldea Valle Abajo, El Progreso, Jutiapa.

2.1.1 Aspectos Preliminares

2.1.1.1 Descripción del proyecto

Este proyecto comprende el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la aldea Valle Abajo, El Progreso, Jutiapa. Para su realización se llevo a cabo un levantamiento topográfico, en lo que se refiere a la altimetría y planimetría.

La red tiene una línea principal con 1,522 metros en lo cuales se diseñaron 22 pozos de visita, la tubería a utilizar será de PVC y tendrá un diámetro mínimo de 6", las cuales deben cumplir con las normas ASTM 3034.

2.1.1.2 Estudio Topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, pozos de visita, y en general, ubicar todos aquellos puntos de importancia. Se realizaron los levantamiento siguiente, planimétrico utilizando el método de conservación del azimut y el altimétrico utilizando una velación simple.

2.1.1.3 Cálculo de la población futura

Es la cantidad de personas que se estiman por algún método, tomando como base censos de población en años anteriores y que tributarán caudales al sistema de alcantarillado utilizado. De acuerdo con los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística en años anteriores, se observa que la curva de crecimiento poblacional presenta una forma parabólica, por lo que para la proyección de la población futura en el caso de la aldea Valle Abajo, se decidió utilizar el método de incremento geométrico, el cual se define a través de la siguiente fórmula:

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

P_f = Población futura.

P_o = Población actual.

R = Tasa de crecimiento.

n = período de diseño.

Para el proyecto de alcantarillado sanitario en la aldea Valle Abajo, se utilizaron los siguientes datos:

$$P_o = 92 \text{ casas} \times 6 \text{ hab/casa} = 552 \text{ habitantes}$$

$$r = 2.6 \% \text{ según INE}$$

$$n = 30 \text{ años}$$

2.1.2 Cálculo de caudales

2.1.2.1 Caudal domiciliar

Está conformado por el agua que es utilizada por las personas para diferentes necesidades dentro de su vivienda, limpieza, higiene personal, lavado de alimentos etc. Denominada caudal de desecho doméstico, es conducida hacia la red de alcantarillado existente y está relacionada con la dotación de agua potable según el lugar.

El factor de retorno varia entre 0.7 y 0.8, en el diseño fue adoptado el 0.8.

$$Q_{\text{dom.}} = \frac{\text{Dotación} * \text{No. De habitantes} * Fr}{86400 \text{ seg/día}}$$

Dotación es la cantidad de agua potable que debe disponer una persona para satisfacer su necesidad, se rige según la región la cual será servida, puede variar entre 60 a 300 litros diarios por habitante. La dotación depende de los recursos hidráulicos de la cada región, de las características urbanísticas y sociales de las comunidades.

De acuerdo con los datos obtenidos en la municipalidad de El Progreso, Jutiapa, se estableció que la dotación para el sector de la aldea Valle Abajo, es de 120 litros/habitante/día.

2.1.2.2 Caudal de conexiones ilícitas

Este tipo de caudal es producido por las viviendas que, por no contar con un sistema de alcantarillado apropiado para las aguas pluviales, las introducen al sistema de alcantarillado sanitario.

El caudal de conexiones ilícitas se relaciona directamente con el caudal de aguas pluviales, pero por no contar con datos suficiente para su cálculo, se considera que un porcentaje de las viviendas hace este tipo de conexión. En este caso, se estima un caudal de conexiones equivalente a 100 lts/hab/día.

2.1.2.3 Caudal de infiltración

El caudal de infiltración es el que entra por diversas causas en el alcantarillado sanitario, ya que por el nivel freático de las aguas subterráneas del lugar que están en relación con la profundidad de las tuberías que se colocarán, permeabilidad del terreno, mano de obra calificada y supervisión cuando se ejecute el proyecto.

El cálculo del caudal de infiltración se mide de la siguiente forma: litros diarios por hectáreas o litros diarios por kilómetros de tubería instalada, incluso la longitud de las conexiones domiciliarias, la cual se asume un promedio de seis metros por conexión de cada vivienda. El factor que se utiliza puede variar entre 12,000 y 20,000 lts./km./día.

En este estudio el caudal será igual a 0 ya que la tubería PVC que se utilizara en los colectores primarios y secundarios así como las tuberías de las acometidas domiciliarias es impermeable.

$$Q_{inf.} = \frac{F_{inf.} (m \text{ de tubería} + (\text{No. De viviendas} * 6))}{1,000}$$

2.1.2.4 Caudal comercial

Es el caudal que proviene de las diferentes actividades comerciales que se desarrollan en el lugar, entre las cuales se puede mencionar, hoteles, restaurantes, comedores centros comerciales, edificios etc. En la actualidad, la dotación para los comercios de acuerdo, con su actividad, varía de 2,000 a 5,000 lts./día, se obtiene el siguiente caudal comercial:

$$Q_c = \frac{\text{Dotación} * \text{No. De comercios}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

2.1.2.5 Caudal industrial

Es el caudal proveniente de desechos industriales derivado de las fábricas de productos alimenticios, licoreras, maquiladoras, textiles, productos enlatados y de vidrio etc.

Este caudal depende de la dotación y del tipo de industria, se determina entre 1,000 a 18,000 lts./industria/día.

2.1.2.6 Factor de caudal medio

Se obtiene del caudal medio (Q_{medio}) del área que se va a drenar entre la distribución del número de habitantes. El caudal medio está compuesto por la suma de todos los caudales descritos anteriormente.

El factor de caudal medio varía de 0.002 a 0.005; si el cálculo de éste se encuentra entre los rangos, se utiliza el calculado, de lo contrario se utiliza el más próximo al que se había estimado.

$$Q_{medio} = Q_{dom.} + Q_{com.} + Q_{inf.} + Q_{c. Ilícitas} + Q_{ind.}$$

$$F_{Q_{medio}} = Q_{medio} / \text{No. Hab.}$$

$$(0.002 < F_{Q_{medio}} < 0.005)$$

2.1.2.7 Factor de Harmond

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

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = Población futura acumulada en miles.

2.1.2.8 Caudal de diseño

Al caudal de diseño, también se le llama caudal máximo. Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde ésta fluya, primero se tendrán que integrar los valores que se describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{dis} = \text{No. de habitantes} * F_{Q_{medio}} * F.H.$$

Donde:

No. De hab. = Número de habitantes futuros acumulados

F.H. = Factor de Hardmond

F_{Qmedio} = Factor de caudal medio

2.1.3 Pendientes

2.1.3.1 Máximas y mínimas

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca velocidades mayores o iguales a 0.60 mts/seg, y la pendiente máxima la que provoca velocidades menores o iguales a 3.00 mts/seg.

2.1.4 Velocidades

La velocidad de flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utilice.

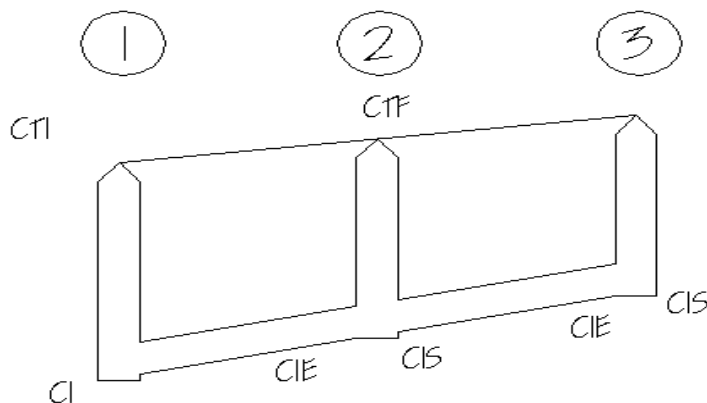
La velocidad de flujo debe estar comprendida entre el siguiente rango, para evitar problemas de taponamiento y desgaste en las tuberías que se utilice.

Tabla II. Velocidades máximas y mínimas.

Tipo de tubería	Velocidad mínima	Velocidad máxima
Concreto	0.6 m/s	3 m/s
PVC	0.4 m/s	4 m/s

2.1.5 Cálculo de cotas invert

Figura 1. Cotas invert



Es la cota que determina la localización de la parte inferior de la tubería.

Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario, se deben considerar los siguientes aspectos que se refieren a las cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita:

- Cuando a un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará. Como mínimo, a 3 cms debajo de la cota invert de entrada.

$$DA = DB$$

$$C \text{ invert de salida} = C \text{ invert de entrada} + 0.03$$

- Cuando a un pozo de visita entra una tubería de un diámetro y salga otra de diferente diámetro, la cota invert de salida estará, como mínimo, debajo de la cota invert de entrada, igual a la diferencia de los diámetros de la cota invert de entrada y salida.

$$DA < DB$$

$$C \text{ invert de salida} = C \text{ invert de entrada} + (DA - DB)$$

- Cuando a un pozo de visita la tubería de salida es del mismo diámetro a las que ingresan en él, la cota invert de salida mínima estará a 3 cms debajo de la cota más baja que entre.

$$DA = DB = DC = DD$$

$$C \text{ invert de salida} = C \text{ invert de entrada} + 0.03$$

- Cuando a un pozo de visita la tubería de salida es de diferente diámetro a las que ingresan en éste, la cota invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomara el valor menor.

Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería del alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera.

H_{min} = Altura mínima que depende del tráfico que circule por las calles

CI = Cota invert inicial

CT_i = Cota del terreno inicial

CT_f = Cota del terreno final

CIS = Cota invert de la tubería de salida

CIE = Cota invert de la tubería de entrada

DH = Distancia horizontal

S% = Pendiente del terreno o tubería

Et = Espesor de la tubería

Ecuaciones para calcular cotas invert

$$CT_f = CT_i - (DH * S\% \text{ terreno})$$

$$S\% = ((CT_i - CT_f) / DH) * 100$$

$$CI = CT - (H_{min} + Et + D \text{ tubo})$$

$$CIE_2 = CI - DH * S\% \text{ tubo}$$

CIS = Dependerá de las especificaciones de los pozos de visita

$$CIE_3 = CIS_2 - DH * S\% \text{ tubo}$$

$$H_{\text{pozo}} = CT - CIS$$

Tabla III. Profundidades mínimas para evitar rupturas, diferentes diámetros.

Diámetro (pulgadas)	Tránsito normal (mts)	Tránsito pesado (mts)
08	1.22	1.42
10	1.28	1.48
12	1.38	1.58
16	1.41	1.51
18	1.50	1.70
21	1.58	1.78
24	1.66	1.86
30	1.84	2.04
36	1.99	2.19
42	2.14	2.34
48	2.25	2.45
60	2.55	2.75

2.1.6 Diámetro de tuberías

Basados en los diferentes estudios y diseños de alcantarillados en la práctica de campo, se tiene que los diámetros mínimos para aguas servidas o negras es de 6 pulgadas.

2.1.7 Profundidad de tuberías

Para instalarse en condiciones de cargas en carreteras y en lugares donde las cargas muertas sean considerables, se tienen valores para las diferentes tuberías a fin de evitar rupturas.

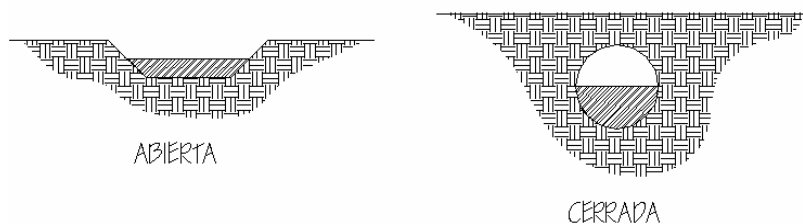
2.1.8 Pozos de visita

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleadas como medio de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de vista en los siguientes casos:

- a) En toda intercepción de colectores
- b) Al comienzo de todo colector
- c) En todo cambio de sección o diámetro
- d) En todo cambio de dirección o pendiente
- e) En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 metros
- f) En las curvas de colectores visitables a no más de 30 metros

La forma constructiva de los pozos de visita se ha normalizado considerablemente y se han establecido diseños que se adoptan a un modo general.

Figura 2. Sección de canal



2.1.9 Diseño hidráulico

Densidad de vivienda 6 hab / vivienda Factor caudal medio 0.003

Tasa de crecimiento 3% Tubería PVC 6" mínimo

Periodo de diseño 31 años Velocidad mínima 0.4 m/s

Tabla IV. Diseño Hidráulico

Velocidad máxima 3.0 m/s

De	A	cota inicial	cota final	longitud metros	pendiente terreno	numero de casas	Población Futura	Población Actual	Fqd
0	1	107,09	101,36	65,55	8,74	5	65	30	0,0046
3	2	106,47	103,91	75,91	3,37	3	39	18	0,0046
2	1	103,91	101,36	75,91	3,36	6	78	36	0,0046
3	4	106,47	103,07	59,8	5,69	5	65	30	0,0046
4	5	103,07	99,67	59,81	5,68	9	117	54	0,0046
5	6	99,67	93,45	64,34	9,67	10	130	60	0,0046
6	7	93,45	89	56,45	7,88	11	143	66	0,0046
12	11	103,27	101,24	82,93	2,45	12	156	72	0,0046
11	10	101,24	99,04	72,92	3,02	18	233	108	0,0046
14	13	113,06	106,35	60,55	11,08	1	13	6	0,0046
13	10	106,35	99,04	47,71	15,32	4	52	24	0,0046
10	9	99,04	93,56	57,54	9,52	23	298	138	0,0046
9	8	93,56	89,89	65,83	5,57	25	324	150	0,0046
8	7	89,89	89	65,96	1,35	30	389	180	0,0046
14	15	113,06	109,18	85,94	4,51	5	65	30	0,0046
16	15	110,09	109,18	66,97	1,36	3	39	18	0,0046
15	17	109,18	105,66	84,95	4,14	22	285	132	0,0046
17	12	105,66	103,27	60,74	3,93	27	350	162	0,0046
12	18	103,27	98,79	35,34	12,68	30	389	180	0,0046
18	19	98,79	88,41	88,73	11,70	31	402	186	0,0046
12	20	103,27	102,21	53,79	1,97	1	13	6	0,0046
20	21	102,21	95,98	75,3	8,27	8	104	48	0,0046
21	22	95,98	88,56	53,79	13,79	9	117	54	0,0046

Continuación

caudal l/s actual	Caudal l/s Fututo	diámetro pulgadas	S %	area tuberia m ²	velocidad sección llena	capacidad llena l/s
0,60	1,28	6	9,96	0,018241	2,7490	50,15
0,96	2,05	6	3,68	0,018241	1,6698	30,46
1,67	3,58	6	3,45	0,018241	1,6181	29,52
2,26	4,86	6	6,10	0,018241	2,1518	39,25
3,31	4,32	6	6,94	0,018241	2,2943	41,85
4,47	7,37	6	10,06	0,018241	2,7620	50,38
5,75	7,07	8	10,10	0,032429	3,3528	108,73
7,13	10,37	10	4,05	0,050671	2,4644	124,88
9,18	11,80	10	3,09	0,050671	2,1507	108,98
9,30	7,34	6	11,41	0,018241	2,9423	53,67
9,78	12,82	6	9,96	0,018241	2,7482	50,13
12,37	12,93	8	9,73	0,032429	3,2916	106,74
15,17	18,88	10	5,62	0,050671	2,9027	147,08
18,51	20,13	10	1,96	0,050671	1,7122	86,76
19,10	20,16	6	4,55	0,018241	1,8578	33,89
19,46	20,91	10	3,34	0,050671	2,2392	113,46
21,94	25,52	8	4,23	0,032429	2,1690	70,34
24,96	27,43	8	4,76	0,032429	2,3015	74,64
28,29	32,72	6	4,44	0,018241	1,8358	33,49
31,73	34,86	8	1,34	0,032429	1,2219	39,63
31,85	32,99	12	4,54	0,072966	2,9447	214,86
32,79	36,88	10	8,29	0,050671	3,5245	178,59
33,84	35,25	10	2,55	0,050671	1,9540	99,01

Continuación

velocidad v(m/s) futuro	tirante d/D futuro	Altura pozo Agua arriba	cota invert agua arriba	altura pozo agua abajo	cota invert agua abajo	pendiente tubería
1,17	0,11	1,00	106,09	1,80	99,56	9,96
0,95	0,18	1,50	104,97	1,73	102,18	3,68
1,09	0,24	1,73	102,18	1,80	99,56	3,45
1,46	0,24	1,50	104,97	1,75	101,32	6,10
1,48	0,22	1,75	101,32	2,50	97,17	6,94
1,97	0,26	2,50	97,17	2,75	90,7	10,06
1,88	0,17	2,75	90,7	4,00	85	10,10
1,49	0,19	3,40	101,1	3,50	97,74	4,05
1,41	0,22	3,50	97,74	3,55	95,49	3,09
2,06	0,25	2,80	110,26	3,00	103,35	11,41
2,30	0,34	3,00	103,35	3,55	98,6	9,96
2,23	0,24	3,55	95,49	3,67	89,89	9,73
1,99	0,24	3,67	89,89	3,70	86,19	5,62
1,39	0,33	3,70	86,19	4,10	84,9	1,96
1,94	0,56	2,80	110,26	2,83	106,35	4,55
1,71	0,29	1,50	108,59	2,83	106,35	3,34
1,99	0,42	2,83	106,35	2,90	102,76	4,23
2,12	0,42	2,90	102,76	3,40	99,87	4,76
2,09	0,80	3,40	99,7	3,60	98,13	4,44
1,38	0,73	3,60	95,19	3,80	94	1,34
2,13	0,26	3,40	101,2	3,45	98,76	4,54
2,78	0,31	3,45	98,76	3,46	92,52	8,29
1,79	0,41	3,46	92,52	3,50	91,15	2,55

2.1.10 Plan de operación y mantenimiento del sistema

Mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario: Es la aplicación de técnicas o mecanismo que permiten conservar el alcantarillado en buenas condiciones físicas y de funcionamiento, con el propósito de alcanzar la duración esperada de acuerdo a la vida útil para la que fue diseñada.

La responsabilidad de mantenimiento estará a cargo del Comité de Vecinos de la Comunidad, Se recomienda que las revisiones del sistema se realicen en intervalos que no sobrepasan los cuatro meses.

2.1.11 Selección del tipo de tratamiento

En la selección del tipo de tratamiento para las aguas residuales de la aldea Valle Abajo, existen varios factores importantes que se deben tomar en cuenta para la determinación del mismo, en este caso se conectará a otra red de drenajes que tiene un tratamiento, sumando estos dos sistemas de alcantarillado, el sistema de tratamiento se da abasto para tratar el caudal total de las aguas negras. Dichos factores van asociados a:

- eficiencia
- economía
- operación y mantenimiento

Se determino que éste sistema de alcantarillado sanitario sea conectado al sistema actual de la aldea Valle Arriba, que cuenta con un tratamiento adecuado para aguas negras una pequeña planta de tratamiento, la cual sería abastecida por los dos sistemas, dichos factores son los siguientes:

a) Eficiencia

Resulta ser un sistema de una gran eficiencia en la mejoría de la calidad del caudal de aguas servidas, por medio de un proceso anaeróbico. Además, evita la proliferación de mosquitos portadores de enfermedades.

b) Economía

Con la unión de estos sistemas para tratarlos en un sólo punto, permite obtener una economía relativamente aceptable, ya que no necesita grandes inversiones en terrenos ni en infraestructura.

c) Operación u mantenimiento

El mantenimiento se da por parte de la municipalidad de El Progreso, Jutiapa, que cuenta con personal capacitado para la operación y el mantenimiento del tratamiento.

2.1.12 Propuesta de tratamiento

Se propone conectar el sistema de tratamiento a la red ya existente por medio de los cuales se sumara y se transportará las aguas negras a la planta de tratamiento existente, la planta de tratamiento es adecuada para tratar los dos sistemas, éste estudio lo realizaron por parte del INFOM en colaboración con el desarrollo del Municipio.

2.1.13 Presupuesto

En la integración del presupuesto se consideraron como costos directos: la mano de obra calificada, no calificada, los materiales de construcción y el transporte de los mismos.

Los precios de los materiales se cotizaron de acuerdo al lugar y la fecha en que se realizó el estudio, para integrar el presupuesto total de la obra, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos.

Tabla VII. Presupuesto

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	MONTO
1.	REPLANTEO TOPOGRÁFICO				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Herramienta	global	1	Q500.00	Q500.00
	Clavo	global	1	Q100.00	Q100.00
	Madera	global	1	Q100.00	Q100.00
				Sub total=	Q700.00
	MANO DE OBRA				
	Topógrafo	ML	1517	Q0.90	Q1,365.30
	Cadenero	ML	1517	Q0.50	Q758.50
				Sub total=	Q2,123.80
				TOTAL=	Q.2,823.80
2.	PRELIMINARES				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Herramienta	global	1	Q500.00	Q500.00
				Sub total=	Q500.00
	MANO DE OBRA				
	Trazo y estaqueado	ML	1517	Q0.80	Q1,213.60
				Sub total=	Q1,213.60
				TOTAL=	Q.1,713.60
3.	EXCAVACIÓN				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Herramienta	global	1	Q1,200.00	Q1,200.00
	Maquinaria	hora	500	Q400.00	Q200,000.00
				Sub total=	Q201,200.00
	MANO DE OBRA				
	Excavación	M3	314	Q20.00	Q6,280.00
	Nivelación	ML	1517	Q5.00	Q7,585.00
				Sub total=	Q13,865.00
				TOTAL=	Q.215,065.00

Continuación

4.	COLECTOR PVC 6" (630.86 ML)				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Tubo de PVC de 6" Junta rápida	unidad	106	Q405.00	Q42,930.00
	Empaque 6"	unidad	106	Q15.00	Q1,590.00
	Lubricante	global	1	Q1,000.00	Q1,000.00
				Sub total=	Q45,520.00
	MANO DE OBRA				
	Colocación de tubería	ML	630.86	Q20.00	Q12,617.20
	Relleno por capas a mano	M3	947	Q15.00	Q14,205.00
				Sub total=	Q26,822.20
				TOTAL=	Q.72,342.20
5.	COLECTOR PVC 8" (348.41 ML)				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Tubo de PVC de 8" Junta rápida	unidad	59	Q954.00	Q56,286.00
	Empaque 8"	unidad	59	Q17.00	Q1,003.00
	Lubricante	global	1	Q600.00	Q600.00
				Sub total=	Q57,889.00
	MANO DE OBRA				
	Colocación de tubería	ML	348.41	Q20.00	Q6,968.20
	Relleno por capas a mano	M3	523	Q15.00	Q7,845.00
				Sub total=	Q14,813.20
				TOTAL=	Q.72,702.20
6.	COLECTOR PVC 10" (483.70 ML)				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Tubo de PVC de 10" Junta rápida	unidad	81	Q1,115.00	Q90,315.00
	Empaque 10"	unidad	81	Q20.00	Q1,620.00
	Lubricante	global	1	Q800.00	Q800.00
				Sub total=	Q92,735.00
	MANO DE OBRA				
	Colocación de tubería	ML	483.7	Q20.00	Q9,674.00
	Relleno por capas a mano	M3	726	Q15.00	Q10,890.00
				Sub total=	Q20,564.00
				TOTAL=	Q.113,299.00
7.	COLECTOR PVC 12" (53.79 ML)				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Tubo de PVC de 12" Junta rápida	unidad	9	Q1,225.00	Q11,025.00
	Empaque 12"	unidad	9	Q25.00	Q225.00
	Lubricante	global	1	Q200.00	Q200.00
				Sub total=	Q11,450.00
	MANO DE OBRA				
	Colocación de tubería	ML	53.79	Q20.00	Q1,075.80
	Relleno por capas a mano	M3	162	Q15.00	Q2,430.00
				Sub total=	Q3,505.80
				TOTAL=	Q.14,955.80
8.	POZOS DE VISITA				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Ladrillo Tayuyo de 6.5x11x23 cms	unidad	13624	Q1.50	Q20,436.00
	Cemento	sacos	550	Q38.00	Q20,900.00

Continuación				
Arena	M3	65	Q120.00	Q7,800.00
Pierin	M3	45	Q145.00	Q6,525.00
Cal	qq	60	Q25.00	Q1,500.00
Hierro legitimo de 1/4	qq	13	Q270.00	Q3,510.00
Hierro legitimo de 3/8	qq	10	Q270.00	Q2,700.00
Hierro legitimo de 1/2	qq	100	Q270.00	Q27,000.00
Hierro legitimo de 3/4	qq	7.5	Q270.00	Q2,025.00
Alambre de amarre	LB	30	Q4.00	Q120.00
Madera	PT	30	Q3.50	Q105.00
			Sub total=	Q92,621.00
MANO DE OBRA				
Excavación	M3	525	Q25.00	Q13,125.00
Construcción de pozo	unidad	23	Q1,600.00	Q36,800.00
Evacuación de material sobrante	camionada	50	Q200.00	Q10,000.00
			Sub total=	Q59,925.00
			TOTAL=	Q,152,546.00

9.	CONEXIONES DOMICILIARES			
	MATERIALES Y EQUIPO			
Tubos de Concreto de 16"	unidad	298	Q90.00	Q26,820.00
Cemento	saco	195	Q38.00	Q7,410.00
Arena	M3	18	Q120.00	Q2,160.00
Piedrin	M3	15	Q145.00	Q2,175.00
Cal	qq	95	Q25.00	Q2,375.00
Tubos de PVC de 8"	unidad	56	Q954.00	Q53,424.00
Codos PVC	unidad	298	Q25.00	Q7,450.00
Cemento Solvente	galón	4	Q500.00	Q2,000.00
			Sub total=	Q103,814.00
	MANO DE OBRA			
Instalación de domiciliars	unidad	298	Q150.00	Q44,700.00
			Sub total=	Q44,700.00
				Q,148,514.00

SUB TOTAL= Q.793,961.6

10.	COSTOS INDIRECTOS		
Gastos administrativos	10%	Q79,396.16	
Utilidades	15%	Q119,094.24	
Gastos legales, financieros	5%	Q39,698.08	
Imprevistos	10%	Q79,396.16	
		TOTAL=	Q317,584.64

El cambio del día.

	TOTAL DEL PROYECTO=	
	Q1,111,546.24	
	TOTAL DEL PROYECTO=	
	\$.145,300.16	

2.1.14 Evaluación socio-económica

2.1.14.1 V.P.N (valor presente neto)

Este es una alternativa para la 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 mala inversiones que provoque en un futuro perdidas.

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

$$VPN < 0$$

$$VPN = 0$$

$$VPN > 0$$

Cuando el $VPN < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos esta alertando o previniendo que el proyecto no es rentable.

Cuando el $VPN = 0$ nos esta indicando que exactamente se esta generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el $VPN > 0$, esta indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad.

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

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

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

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

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

N= periodo de tiempo que se pretende dure la operación.

Datos del proyecto

Costo total del proyecto = Q1,111,546.24

Costo de mantenimiento = Q21,000.00/anual

Como es un proyecto de inversión social la municipalidad absorberá el 50% del costo total del proyecto y la comunidad pagara el otro 50% en un periodo de 5 años en cuotas anuales de Q373.00/anuales por derecho de conexiones domiciliarias. Cuota de mantenimiento de Q10.00/mensuales.

Cuota de mantenimiento de Q6.00/mensuales

A1= Q 178,800.00+ Q21,000 = Q199,800.00

A2= Q21.000.00

N = 5 años

$$VPN = -555,773.12 + 199,800.00 \left(\frac{(1 + 0.10)^5 - 1}{0.10(1 + 0.10)^5} \right) - 21,000 \left(\frac{(1 + 0.10)^5 - 1}{0.10(1 + 0.10)^5} \right)$$

VPN = 12,2019 para un interés del 10% anual en un periodo de 5 años

$$VPN = -555,773.12 + 199,800.00 \left(\frac{(1 + 0.02)^5 - 1}{0.02(1 + 0.02)^5} \right) - 21,000 \left(\frac{(1 + 0.02)^5 - 1}{0.02(1 + 0.02)^5} \right)$$

VPN = 48042 para un del interés 2% anual en un periodo de 5 años

2.1.14.2 Tasa interna de retorno (TIR)

Conceptualmente podemos decir que la tasa de Retorno es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación de una alternativa.

$$TIR = VPB \text{ Beneficio} - VPN \text{ Gastos} = 0$$

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 -

$$TIR = I1 + \left(\frac{VPN1}{VPN1 + VPN2} \right) (I2 - I1)$$

$$TIR = 0.02 + \left(\frac{48,042.48}{48,042.48 + 215,703.10} \right) * (0.10 - 0.20) = 0.0346$$

$$TIR = 3.46\%$$

2.1.15 Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se estipula el tiempo promedio de la ejecución de la obra, el cronograma nos indica el tamaño en trabajo del proyecto en este estudio se realizó por el tiempo de nueve meses.

Tabla VIII. Cronograma de ejecución

REGLON	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9
1.Replanteo topográfico									
2.Preliminares									
3.Excavación									
4.Tubería de 6"									
5.Tubería de 8"									
6.Tubería de 10"									
7.Tubería de 12"									
8.Pozos de Visita									
9.Conexiones domiciliarias									

2.2 Diseño del puente vehicular Las Flores

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto tiene como fin primordial cruzar la quebrada que une el caserío Las Flores con la calle principal de la aldea, logrando una vía de comunicación corta y económica para el beneficio de los habitantes del lugar.

Se diseñará un puente vehicular de una vía, de 8 m de largo por 3.8 m de ancho y banquetas laterales de 0.60 m

El puente contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, corona, vigas principales, diafragmas externos, losa de rodadura y banquetas, de concreto armado, los barandales se construirán de metal.

Además contará con drenaje y protección en los aproches, mediante gaviones.

2.2.2 Estudio hidrológico

2.2.2.1 Crecientes

Las crecientes en un río pueden dividirse en tres tipos los cuales se muestran a continuación:

1. Crecida normal: la que mantiene el río y varía muy poco.
2. Crecida máxima: es la que ocurre casi anualmente en el invierno.
3. Crecida máxima extraordinaria: es la que ocurre cuando se da un fenómeno natural (lluvias muy intensas).

En el diseño de un puente se debe considerar la crecida máxima. Generalmente se coloca la superestructura a dos metros de la crecida máxima.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos, existen varios métodos entre los cuales tenemos: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, etc.

El método que se utilizó en el presente proyecto fue el de sección-pendiente el cual se explica a continuación.

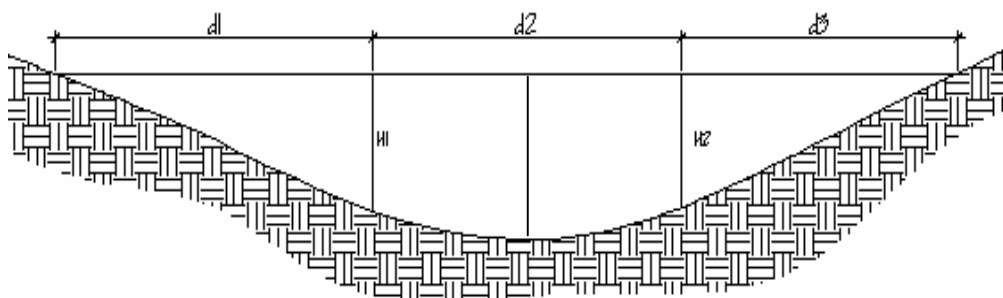
2.2.2.1.1 Método de sección pendiente

Es uno de los métodos más utilizados en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a consultar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y registros en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

Figura 3. Área de la sección del río.



$$A1 = (d1/2+d2/2) * H1$$

$$A2 = (d2/2+d3/2) * H2$$

$$AT = A1 + A2$$

$$A1 = (4/2+2/2)*0.45 = 1.35 \text{ mt}^2$$

$$A2 = (2/2+4/2)*0.50 = 1.50 \text{ mt}^2$$

$$\mathbf{AT = 2.85 \text{ mt}^2}$$

Luego se obtiene el valor de la velocidad “v” por medio de la fórmula de MANNIG:

$$V = 1/N * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}$$

Donde:

V= Velocidad (m/s)

R= Radio hidráulico

S= Pendiente

N= coeficiente de rugosidad

Para obtener la pendiente se recorrió a los datos del levantamiento topográfico.

Los datos obtenidos en campo dieron como resultado:

N = 0.04 (superficie limosa)

R = AT/PM

Pendiente para el caudal máximo 1.03%

Altura crecida 0.5m

Área de desalojo 2.85m²

2.2.2.2 Cálculo del caudal máximo

Datos:

$$\text{Área} = 2.85\text{m}^2$$

$$\text{Pendiente} = 1.03\%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.04$$

$$\text{Perímetro mojado} = 13.11\text{m}$$

Cálculos:

$$R = A/P.M. = 2.85/13.11 = 0.2174$$

$$V = 1/0.04 * 0.4347^{(2/3)} * 0.0103^{(1/2)} = 1.43 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 1.43 * 2.85 = 4.075 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo a estos resultados la altura del Puente es:

$$H = \text{cota de cimentación} + \text{crecida extra máxima} + 2 \text{ m}$$

$$H = 0.80 + 1.70 + 2 = 4.50 \text{ m}$$

2.2.3 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

Se realizaron los levantamientos siguientes:

- Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut.
- Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

Con la información obtenida se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales, que se muestra en el plano planta perfil, de anexos.

2.2.4 Evaluación del tipo de suelo

La elección del tipo de subestructura, y cimentación que va a utilizar en el proyecto de un puente depende, en buena medida, de los resultados del estudio de suelos. De la inspección visual, se determinó que es un suelo tipo arenoso.

El valor soporte del suelo se obtuvo de la siguiente tabla, donde se verificó un valor de 64 Ton/m², siendo este valor el visto en campo.

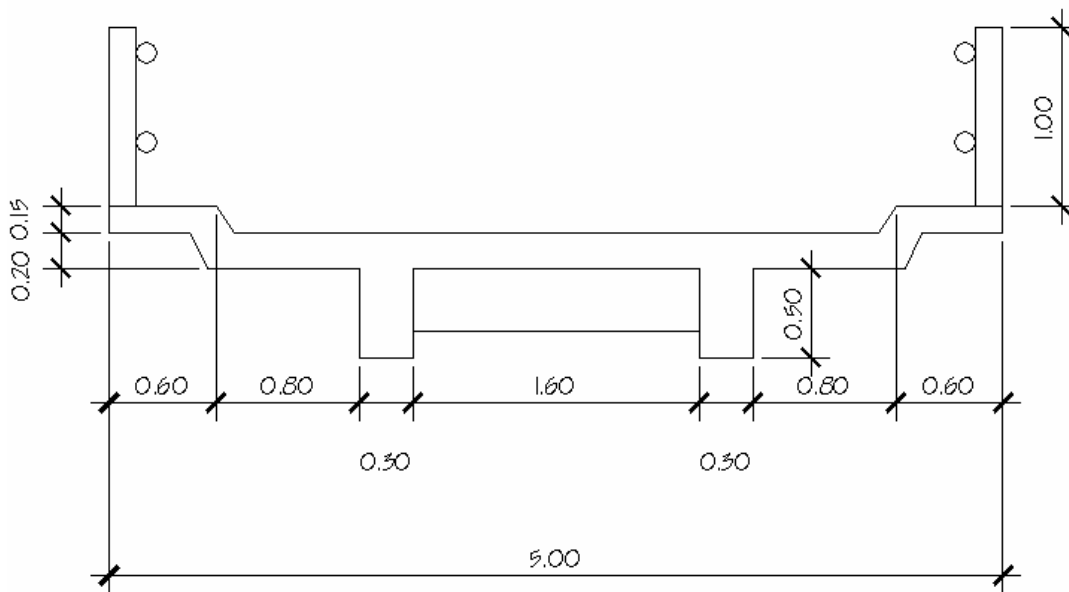
MATERIALES DEL SUELO	TON/M ²	OBSERVACIONES
Roca regular	430	no hay grietas
Roca intermedia	215	
Roca porosa	28-86	
Suelos gravillosos	43-86	con arena
Suelos arcillosos	22-53	solidez
Suelos limosos	16-32	densos
Suelos arenosos	32-64	densos

Fuente: Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones.

2.2.5 Geometría

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado; compuesta de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo y cortinas de concreto armado, estribos de concreto ciclópeo y barandales de protección; en conjunto conformará una estructura de 8 metros de largo y 5 metros de ancho.

Figura 4. Geometría de la superestructura.



2.2.6 Análisis estructural

Método de Línea de Influencia: las líneas de influencia tienen bastantes aplicaciones en el diseño de las estructuras que resisten grandes cargas vivas. La teoría se aplica a estructuras sometidas a una carga distribuida o una serie de fuerzas concentradas, y se dan aplicaciones específicas en armaduras de puentes.

Para puentes carreteros mencionamos que las cargas vivas principales sobre claros de puentes son las debidas al tránsito. La carga vehicular mas pesada que se encuentra es la causada por una serie de camiones. Las especificaciones para cargas de camiones sobre puentes carreteros están contenidas en las normas AASHTO.

Las cargas de impacto son desarrolladas por los vehículos móviles que pueden rebotar o ladearse al circular sobre un puente, provocando un impacto en la cubierta de éste.

El incremento porcentual de cargas vivas debido al impacto se llama factor de impacto. Este factor se obtiene generalmente de formulas desarrolladas a partir de evidencia experimental.

Para puentes carreteros, las especificaciones AASHTO requiere que

$$I = 50/L + 125$$

Donde L es la longitud del claro en pies que está sometida a la carga viva.

Los datos para diseño son los siguientes:

Ancho útil	3.80m
Luz útil	8 m
Resistencia del concreto	$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
Peso del concreto ciclópeo	$W_{cc} = 2,500 \text{ Kg/m}^3$
Peso del concreto armado	$W_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
Peso del asfalto	$W_a = 2,100 \text{ kg/m}$
Capacidad soporte del suelo	$15,000 \text{ Kg/m}^2$
Luz total	8.70 m
Ancho total	5.00 m
Sobrecarga	H-15-44 = 12,000 Libras

2.2.7 Diseño de la superestructura

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

2.2.8 Predimensionamiento de la sección de la viga

La sección de las vigas principales se determina 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.

Por criterio personal se propone:

Altura = 0.70m

Base = 0.30m

La luz eficaz entre vigas es de 1.6 mt = S.

2.2.9 Diseño de losa

2.2.9.1 Cálculo del peralte

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

$$T = 1.2 (L+3.05) /30 \geq 0.17m$$

Donde: T = espesor

L= luz libre entre vigas

$$T= 1.2(1.6+3.05) /30 = 0.19m$$

Se utilizará un espesor de 20 cm.

2.2.9.2 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

2.2.9.2.1 Momento debido a la carga muerta

El momento debido a la carga muerta se obtiene al calcular el momento positivo y negativo, según ACI tenemos:

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} \cdot L^2}{10}$$

Donde:

M_{cm} = momento debido a la carga muerta (Kg-m)

W_{cm} = Carga muerta (kg/m)

L = luz entre vigas (m)

$$W_{losa} = 0.20 \cdot 2400 \cdot 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = 0.05 \cdot 2100 \cdot 1 = 105 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = (\text{tubo procesado}) = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{-----}$$
$$W_{cm} = 625 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{625 \cdot (1.75)^2}{10} = 191.41 \text{ kg-m}$$

2.2.9.3.2 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:

$$M_{cv} = [0.8(L+2)/32] * P$$

Siendo: L = luz libre entre vigas (pies) = 5.25 pies
P = eje mas pesado (lb) = 12,000 lb.

$$M_{cv} = [0.8+(5.25+2)/32]*12.000 = 2,175 \text{ lb-pie} = 301.41 \text{ kg-m}$$

2.2.9.3.3 Momento debido al impacto

El 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

$$I = 15 / (L+38)$$

Donde:

I = fracción de impacto

L = luz del puente.

$$I = 15 / (8+38) = 0.32$$

Como $0.32 = 32\% > I_{\max}$, utilizar $I_{\max} = 30\%$

2.2.9.3.4 Momento último

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

$$M_u = 1.3[M_{cm} + 5/3(M_{cv} * l)]$$

$$M_u = 1.3[612.50 + 5/3(301.41)] = 1,645 \text{ kg-m}$$

2.2.9.4 Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se determina de la siguiente manera:

$$d = t - \text{Recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ Diámetro}$$

$$d = 20 - 2.5 - 1.59/2 = 16.70 \text{ cm}$$

2.2.9.5 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero se utilizará la siguiente fórmula

$$A_s = [b * d - \sqrt{(b * d)^2 - (M_u * b) / (0.003825 * f'c)}] * 0.85 * f'c / f_y$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$M_u = 1,645 \text{ kg-m}$$

$$d = 16.70 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = 3.97 \text{ cm}^2$$

Determinando $A_{s_{min}}$ y $A_{s_{max}}$ se verificará si el A_s está en el rango. Según norma ACI se tiene:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$\rho_{min} = 14.1 / F_y$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \rho_{bal} * b * d \quad \rho_{bal} = B_1 * (0.85 * f'_c / F_y) * (6120 / (6120 + F_y))$$

Donde:

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

$$d = 16.70 \text{ cm}$$

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

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

$$B_1 = 0.85$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$\rho_{min} = 0.005$$

$$A_{s_{min}} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = 0.38876$$

$$A_{s_{max}} = 30.85 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero calculado es menor que el área de acero mínima, utilizar:

$$A_{s_{min}} = 8.38 \text{ cm}^2$$

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

No. 4 @ 15 cm perpendicular al tránsito

- Refuerzo longitudinal cama superior e inferior

Según AASHTO(3.24.10.2) recomienda que el refuerzo longitudinal se calcula de la siguiente manera:

$$FL = 2.20/\sqrt{S} , \text{ donde } S = 1.6 \leq 0.67 ; \quad FL = 2.20/\sqrt{1.06} = 1.73 > 0.67$$

$$As = 0.67 * As_{\text{Transversal}} = 0.67 * 8.37 = 5.60 \text{ cm}^2$$

proponiendo un armado No.4 @ 20 cm.

- **Calculo del refuerzo transversal cama superior**

Se calcula refuerzo por temperatura.

$$As_{\text{Temp.}} = 0.002 b * T$$

$$As_{\text{Temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No.3 el armado queda distribuido de la siguiente manera:

No.3 @ 17 cm, colocado en la cama superior perpendicular al tráfico.

2.2.10 Refuerzo de acera

Para el refuerzo de acera, se tomará el mismo que el de la losa tanto transversal como longitudinal.

En la cama inferior No.4 @ 15 cm transversal

En la cama superior No. 3 @ 17 cm transversal

En ambas camas No.4 @ 20 cm longitudinal

2.2.11 Diseño de vigas principales

Según el predimensionamiento de la sección de la viga se tiene:

$$\text{BASE} = 0.30 \text{ MT}$$

$$\text{ALTURA} = 0.70 \text{ MT}$$

2.2.11.1 Cálculo del momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta es la sumatoria de todas las cargas que actúan en la viga.

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \cdot 2400 \cdot 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0.05 \cdot 2100 \cdot 1 = 105 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = (\text{tubo procesado}) = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 0.30 \cdot 2400 \cdot 0.70 = 504 \text{ kg/m}$$

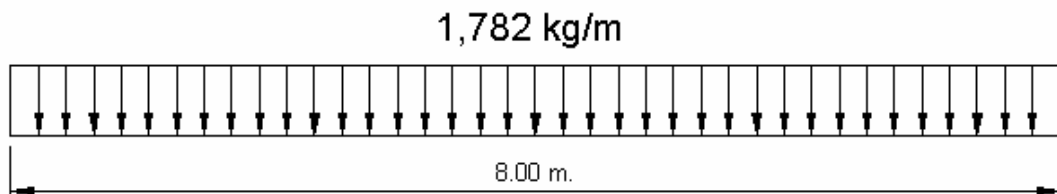
$$\text{-----}$$
$$W_{\text{cm}} = 1129 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = 1.4 \cdot 1129 = 1,782 \text{ kg-m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

$$M_{\text{cm}} = \frac{1,782 \cdot (1.75)^2}{10}$$

Figura 6. Diagrama de carga muerta

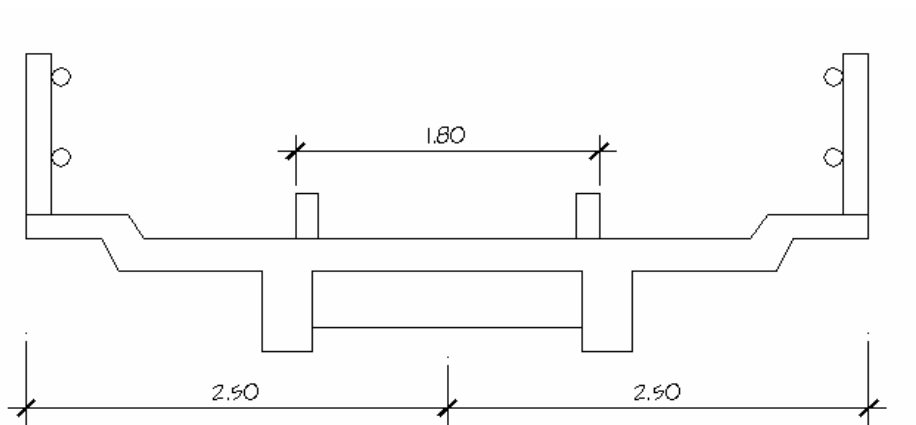


2.2.11.2 Cálculo del momento por sobrecarga.

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas,

$S = 2M > 1.80$, ENTONCES LA CARGA SOBRE CADA VIGA SERÁ LA REACCIÓN DE LAS CARGA POR RUEDA.

FIGURA 7. DIAGRAMA DE POSICIÓN DE CARGAS PARA OBTENER MOMENTOS MÁXIMOS.



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

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

$S/1.75$; en donde S es la separación máxima entre vigas.

Fracción de carga $1.75/1.75 = 1$

La carga por rueda se obtiene de la siguiente manera:

Carga rueda trasera = peso del camión por rueda * fracción de carga * factor de carga última.

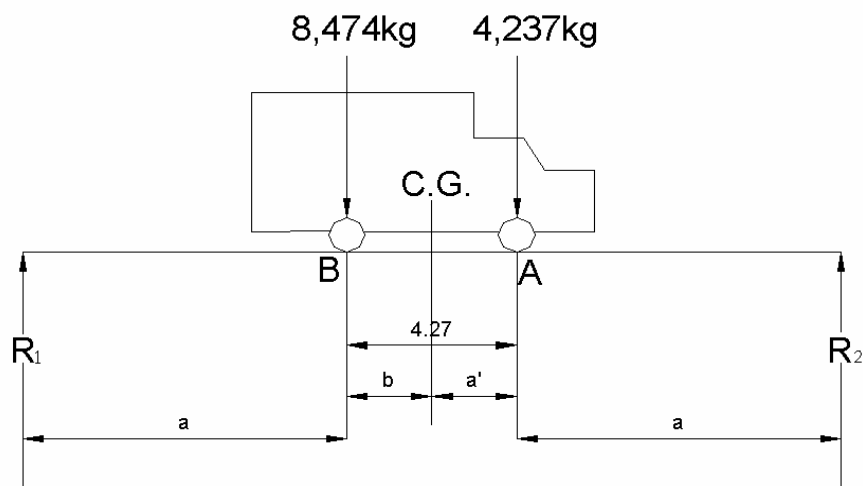
$$\text{Carga rueda trasera} = 5,454 * 0.914 * 1.7 = \mathbf{8,474 \text{ kg.}}$$

Carga rueda delantera = Peso del camión * fracción de carga * factor de carga última

$$\text{Carga rueda delantera} = 2,727 * 0.914 * 1.7 = \mathbf{4,237 \text{ kg}}$$

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

Figura 8. Diagrama de cuerpo libre para carga viva



Del diagrama anterior se obtiene el valor de "x", para lo cual es necesario hacer sumatoria de momento, y de esa manera identificar a que distancia se localiza el centro de gravedad.

$$M_{CG} = 0$$

$$8,474 X = 4,237*(4.27 - X)$$

$$X = 1.42m$$

De esta manera se determina "a", despejando la siguiente igualdad:

$$2a + x = 8$$

$$2a + 1.42 = 8$$

$$a = 3.29m$$

Contando con las distancias, se analiza por estática el diagrama de cargas anterior, se obtiene la reacción que existe en el apoyo "2" (R_2)

$$M_{R2} = 0$$

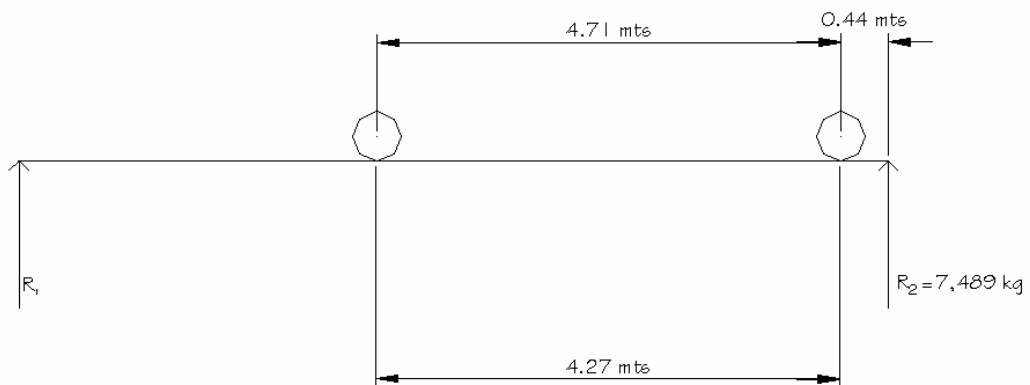
$$8 R_2 = 3.29 * 8,474 + 7.56 * 4,237$$

$$R_2 = 7,489 \text{ kg}$$

$$R_1 = 5,222 \text{ kg}$$

Para el momento máximo, se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se hace el análisis del momento.

Figura 9. Diagrama de carga para obtener momentos máximos



$$M_{\text{máx}} = 7,489 * 4.71 - 4,237 * 4.27$$

$$M_{\text{máx}} = 17,781 \text{ kg-m}$$

2.2.11.3 Cálculo del momento debido al impacto

Aplicando el concepto del inciso 3.7.2.3.3, se tiene:

$$I = 15 / (L + 38) ; L = 8 \text{ mt}$$

$$I = 15 / (8 + 38) = 0.32 > 0.30 \text{ utilizar } 0.30$$

$$M_{\text{máx}} = I * M_{\text{por sobrecarga}}$$

$$M_{\text{Imax}} = 0.30 * 17.781 = 53,334.3 \text{ kg-m}$$

2.2.11.4 Cálculo del momento total

El momento total se obtiene mediante la siguiente formula:

$$M_{T\text{máx}} = M_{\text{sobre carga}} + M_{\text{por impacto}} + M_{\text{por carga muerta}}$$

$$M_{T\text{máx}} = 64,309 \text{ kg-m}$$

2.2.11.5 Cálculo del refuerzo

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

$$M = 64,309 \text{ kg - m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f'c = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 65 \text{ cm}$$

$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$A_{s\text{min}} = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 45.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 46.32 \text{ cm}^2$$

Como $A_s \text{ max} > A_s > A_s \text{ mín}$

El armado quedará de la siguiente manera:

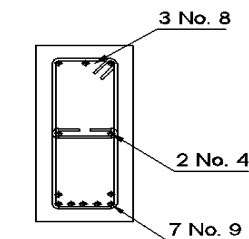
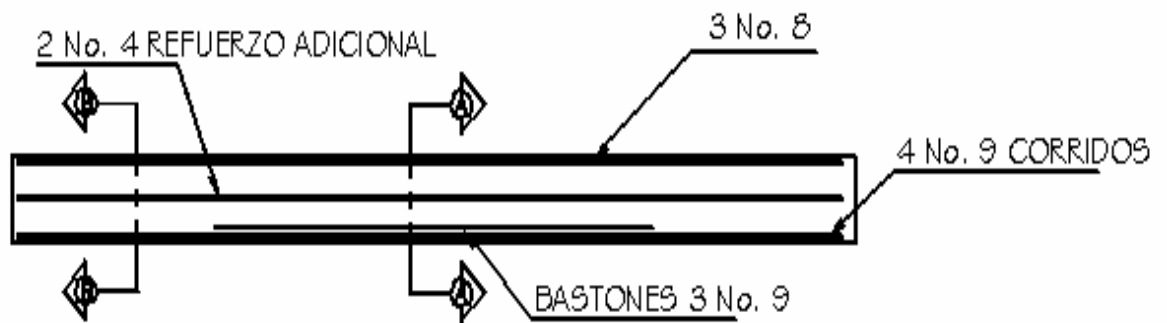
Cama inferior centro: 7 No. 9

Refuerzo adicional: $0.25 \text{ pulg.}^2 * \text{ cada pie de peralte de la viga} = 2 \text{ No. } 4$,

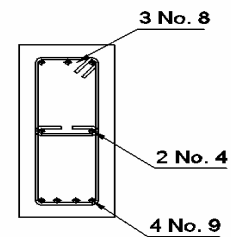
Cama superior: $33\% * (A_s) = 0.33 * 45.67 = 15.06 \text{ cm}^2 = 3 \text{ No. } 8$

Cama inferior en apoyos : $50\% A_s = 22.83 \text{ cm}^2 = 4 \text{ No. } 9$

Figura 10. Detalle de elevación de viga principal



SECCION A - A



SECCION B- B

2.2.11.6 Diseño a corte

2.2.11.6.1 Carga muerta.

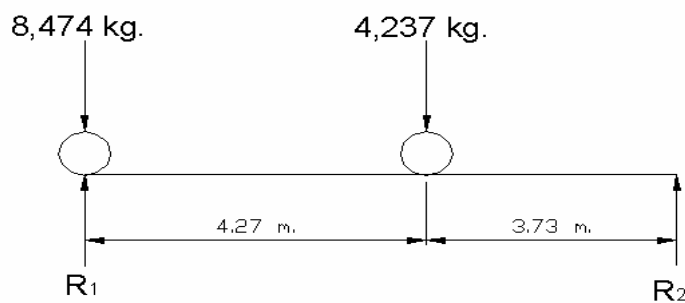
El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$V_{\text{máx}} = W * L/2 + P = 2,083.20 * 8/2 + 326 = 8,658.80 \text{ kg}$$

2.2.11.6.2 Esfuerzo por sobrecarga

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

Figura 11. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo.



Realizando sumatoria de momentos en R_2 igual a cero; se obtiene la reacción R_1 . que a su vez es $V_{\text{máx}}$.

$$R_1 \cdot 8 = 8,474 \cdot 8 + 4,237 \cdot 3,73$$

$$R_1 = 10,449.50 \text{ kg} = V_{\text{máx}}$$

2.2.11.6.3 Esfuerzos cortantes totales

$$V_{\text{total Max}} = 1.3[V_{\text{cm}} + 5/3(V_{\text{cv}} * I)]$$

$$V_{\text{total Max}} = 1.3[8,658.80 + 5/3(10,449.50 * 1.3)]$$

$$V_{\text{total Max}} = 40,689.20 \text{ kg}$$

2.2.11.6.4 Cálculo del Refuerzo

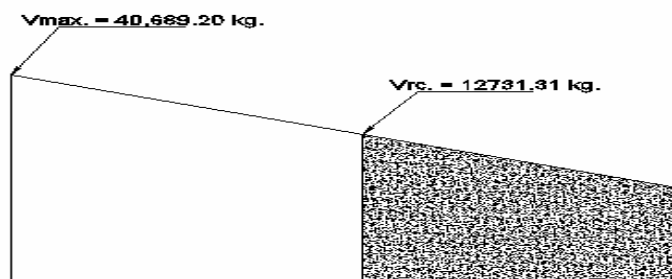
Con base al diagrama de corte real y con la siguiente fórmula, se calcula la fuerza última de resistencia del concreto a corte:

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

$$V_{\text{rc}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} (30 * 65)$$

$$V_{\text{rc}} = 12,731.31 \text{ kg}$$

Figura 12. Diagrama de corte



Por medio del diagrama de corte se obtiene el corte máximo ($V_{m\acute{a}x}$). Una vez determinados estos esfuerzos V_{rc} y $V_{m\acute{a}x}$; se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero; el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{m\acute{a}x} - V_{rc}$$

$$V_s = 40,689.20 - 12,731.31 = 27,957.90 \text{ kg}$$

Comprobando límites de espaciamiento:

$$\text{Si } \phi * 1.1 * \sqrt{F_c} * b * d < V_s < 2.1 * \sqrt{F_c} * b * d$$

$$S_{m\acute{a}x} = d/4$$

$$\text{Pero si } V_s < \phi * 1.1 * \sqrt{F_c} * b * d$$

$$S_{m\acute{a}x} = d/2$$

Calculando:

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 26,421.40 \text{ kg}$$

$$2.1 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 59,342.18 \text{ kg}$$

Como $26,421.40 < V_s < 59,342.18$

$$S_{m\acute{a}x} = d/4$$

$$65/4 = 16.25 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 16 \text{ cm}$$

2.2.11.6.5 Cálculo del espaciamiento

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = A_v * F_y * d / V_s$$

Utilizando refuerzo No. 3:

$$S = 2 * 0.71 * 2,810 * 65 / 27,957.90 = 9.27 \text{ cm}$$

$$S = 9 \text{ cm}$$

La longitud que cubre el del espaciamiento en los extremos, se determina de la siguiente manera:

$$V_{\max}/4 = V_{rc}/X$$

X = longitud en los extremos donde el espaciamiento sera de 9 cm

$$40,689.20/4 = 12,731.31/X$$

$$X = 1.25 \text{ mt}$$

14 estribos @ 0.9 cm y 17 estribos @ 16 cm.

2.2.12 Diseño de diafragmas

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

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

Debido a que la luz del puente es de 8 MT, no se utilizará diafragma intermedio. Por especificación AASHTO el Predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará con la siguiente fórmula.

$$\begin{aligned} \text{Diafragma exterior} \quad h &= 0.5 * h \text{ viga} \\ \mathbf{H} &= \mathbf{0.5 * 0.7 = 0.35 \text{ m}} \\ B &= 0.5 * b \text{ viga} \\ \mathbf{B} &= \mathbf{0.5 * 0.3 = 0.15 \text{ m}} \end{aligned}$$

Se Propone: **altura 40 cm y base 30 cm.**

Según especificación AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ mín} = 14.1 / F_y * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = 14.1 / 2,810 * 20 * 40$$

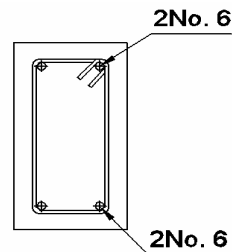
$$\mathbf{A_s = 4.01 \text{ cm}^2}$$

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

$$S = 0.5 * 40 = 20 \text{ cm}$$

Proponiendo armado: 4 No. 6 + est No.3 @ 0.20m

Figura 13. Refuerzo de diafragmas



2.3 Diseño de la subestructura

La Subestructura está compuesta por los elementos siguientes: cortina, viga de apoyo y estribos.

Neupreno:

En los apoyos se deberá colocar neopreno, que es una especie de cucho, el cual permite homogeneidad en la unión de las vigas principales, con la viga de apoyo, permitiendo un equilibrio de esfuerzos. Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según las cargas, y colocando específicamente el necesitado, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga.

Se calculará de la siguiente manera:

Donde:

P = corte ultimo de diseño

Ap= Área de aplastamiento en centímetros.

$$A_p = P / 0.9 * F'_c$$

$$A_p = 40,669.20 \text{ kg} / 0.9 * 210 = 215.18 \text{ cm}^2$$

$$B = \text{raiz cuadrada de } 215.18 = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Utilizar una base de Neopreno de 15*15 cm, con un espesor de 3/4.”

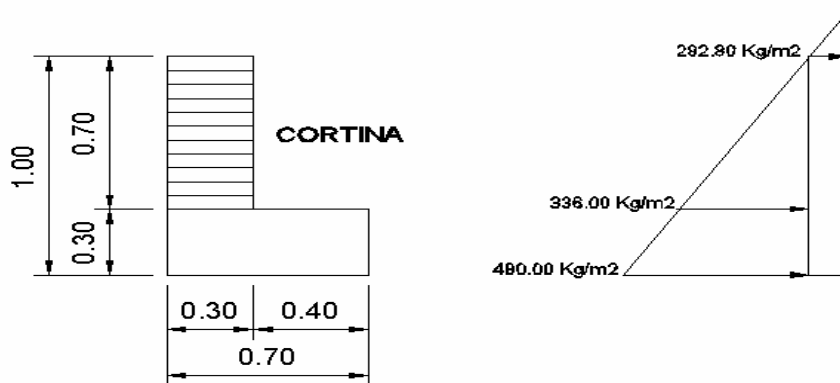
2.3.1 Diseño de la cortina

Según AASTHO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo actuando en ella las fuerzas de : empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal(FL), y la fuerza de sismo (EQ).

De acuerdo a AASTHO 1.1.19, la estructura no debe de diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 kg/m^3 .

Para la geometría de la cortina se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura, lo cual dio como resultado:

Figura 14. Geometría de la cortina y viga de apoyo.



2.3.1.1 Empuje de la tierra (E)

Se incrementa la altura del relleno en 0.61m

$$E = 292.8 + 336 \cdot 0.71/2 = 204.96 + 117.6$$

$$E = 322.56 \text{ kg/m}$$

2.3.1.2 Fuerza longitudinal(FL)

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

$$Cv = 0.05 \cdot 15,000 \text{ kg}$$

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

$$FL = Cv/L = 750/1.8$$

$$FL = 417 \text{ kg}$$

$$\text{El brazo de FL} = b \quad b = 0.70\text{m}$$

2.3.1.3 Fuerza de sismo(EQ)

Se utiliza el 8%, según criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

2.3.1.4 Grupo de cargas

$$W_{\text{Propio}} = 2,400 * 0.30 * 0.70 = 504 \text{ kg}$$

$$EQ = 0.08 * 504 = 40.32 \text{ kg}$$

El punto de aplicación se localiza en $b = \frac{1}{2} * 0.7 = 0.35\text{m}$ al centro de gravedad.

Para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de carga.

Según AASTHO 1.2.22

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

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

Grupo III: esfuerzo 125%

$$M_{III} = 1.3(E * FL)$$

$$E = 99.19 \text{ kg-m}$$

$$FL = 417 * .07 = 291.9 \text{ kg-m}$$

$$M_{III} = 1.3(99.18 + 291.9)$$

$$\mathbf{M_{III} = 508.40 \text{ kg - m}}$$

Grupo VII: esfuerzo 133%

$$M_{VII} = 1.3(E + EQ * b)$$

$$M_{VII} = 1.3(99.18 + 40.32 * 0.35)$$

$$\mathbf{M_{VII} = 147.28 \text{ kg-m}}$$

El momento máximo de los tres grupos calculados, es el grupo III

$$\mathbf{M_{\text{max}} = 508.40 \text{ kg-m}}$$

2.3.1.5 Cálculo del refuerzo

Datos :

$$M = 508.40 \text{ kg-m}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$d = 67.5 \text{ cm}$$

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

$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 30.38 \text{ cm}^2$$

Como $As < As_{\min}$, se utiliza $As_{\min} = 10.16 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado

8 No.4

2.3.1.6 Refuerzo por corte

Grupo III:

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

$$V = 1.3(322.56+417) = 961.43 \text{ kg}$$

Grupo VII:

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

$$V = 1.3(322.56+40.32) = 471.74 \text{ kg}$$

Tomando la mayor de las cargas, en este caso corresponde la carga del grupo III.

$$V_{\max} = 961.43 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 67.50$$

$$V_{rc} = 13,219.94 \text{ kg}$$

Como $V_{rc} > V_{max}$, indica que el concreto resiste.

$$S_{max} = d/2 = 67.5/2 = 33.75 \text{ cm.}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Utilizar No.3 @ 30 cm.

2.3.2 Diseño de la viga de apoyo

Se diseña únicamente por aplastamiento y el refuerzo longitudinal es por temperatura:

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

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 70 * 30$$

$$A_{s_{temp}} = 4.2 \text{ cm}$$

Proponiendo armado

4 No.4

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

$$S = h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

Proponiendo armado

No.3@ 15 cm.

2.3.3 Diseño del estribo

En este caso el estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

La geometría del estribo será la siguiente:

Figura 15. Geometría y diagrama de presiones del estribo.

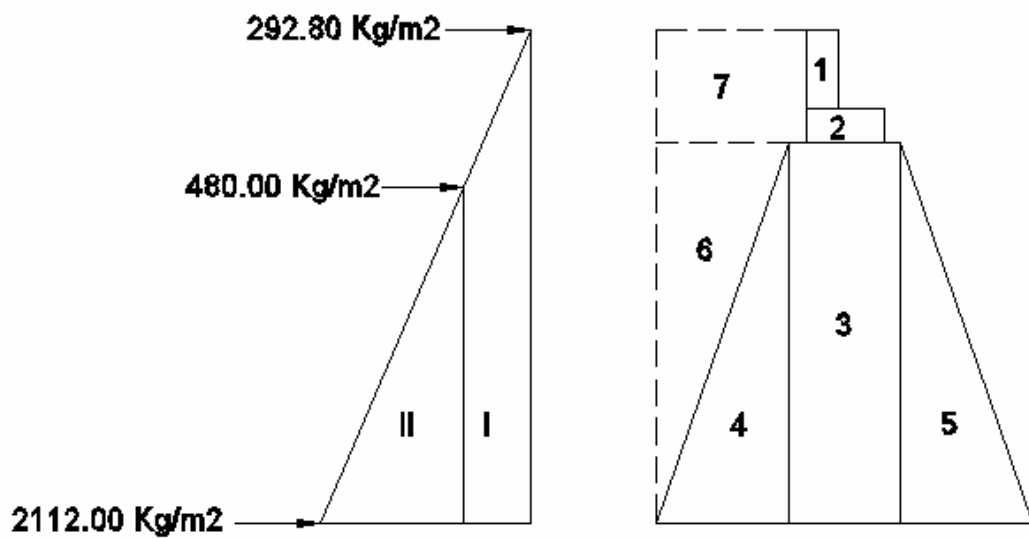
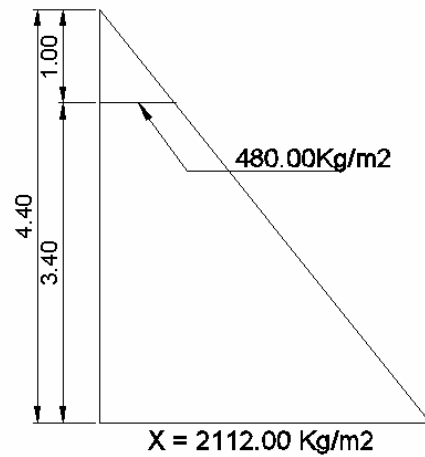


Figura 16. Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación.



2.3.3.1 Cálculo de momento de volteo

El momento de volteo es producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se determina de la siguiente manera:

Sección I:

Empuje = presión * altura

$$\text{Empuje} = 292.8 * 4.40 = 1,288.32 \text{ kg}$$

$$\text{B.P.} = 4.40 / 2 = 2.20 \text{ m}$$

Momento = E * B: P:

$$M = 1,288.32 * 2.20 = 2,834.30 \text{ kg - m}$$

Para la sección II se tiene:

Tabla IX. Cálculo de momento de volteo

Sección	Altura	Presión	Empuje	B. P	Momento
I	4.4	292.80	1,288.32	2.200	2,834.30
II	2.2	2,112.00	4,646.40	1.467	6,814.72
			E=	MV=	
			5,934.72		9,649.02

2.3.3.2 Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno; para la sección I se tiene:

$$\text{Area I} = 0.3 * 0.7 = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso I} = 0.3 * 0.7 * 2,400 * 1 = 504 \text{ kg}$$

$$B: P: l = 1.20 + 0.10 + 0.40 + 0.15 = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 504 * 1.85 = 932.40 \text{ kg} - \text{m}$$

Para las demás secciones se tiene:

Tabla X. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Área (m2)	W (kg/m3)	WE (kg)	B:P (m)	M (kg-m)
1	0.21	2400	504	1.85	932.4
2	0.21	2400	504	1.65	831.6
3	2.72	2700	6528	1.6	10,444.80
4	2.04	2700	5508	1.8	4,406.40
5	2.04	2700	5508	2.4	13,219.20
6	2.04	1700	3468	2.8	9,710.40
7	1.2	1700	2040	2.6	5,304.00
WE =			24,060.00	ME =	44,848.80

2.3.3.3 Revisión del muro sin superestructura

Se harán las verificaciones para un muro de contención por gravedad:

$$\text{Volteo} = \text{ME} / \text{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * [1 \pm (6 * e / b)] > 0 < 15,000 \text{ kg} / \text{m}^2$$

En donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

e = excentricidad = $b / 2 - a$

a = $(ME - MV) / W$

b = base

- **Revisión de volteo**

$$ME / MV = 44,848.80 / 6,551.72 = 6.846 > 1.5$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = 0.5 * W / E = 0.5 * 24,060 / 3,822.72 = 3.147 > 1.5$$

Como la diferencia en ambos chequeos es mayor que 1.5, se asume que la estructura por si sola resistirá el volteo y el deslizamiento.

- **Revisión de presiones**

$$a = (ME - MV) / W = (44,848.80 - 6,551.72) / 24,060.00 = 1.59 \text{ m}$$

3a > b

$$3a = 4.77 \text{ m} > 3.20 \text{ OK}$$

$$e = b / 2 - a = 3.20 / 2 - 1.59 = 0.01$$

$$P \text{ máxima} = 24,060 / (3.20 * 1) * [1 + (6 * 0.01) / 3.20]$$

$$P \text{ máxima} = 9,086.62 \text{ kg/m}^2 < 18,000 \text{ kg / m}^2 \text{ OK}$$

$$P \text{ mínima} = 24,060 / (3.20 * 1) * [1 - (6 * 0.01) / 3.20]$$

$$P \text{ mínima} = 7,37.77 \text{ kg / m}^2 > 0 \text{ OK.}$$

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

2.3.3.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo se realiza para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las estructuras que tendrá que soportar.

- Carga muerta y viva

La carga muerta y viva es la misma que se calculó para la viga de apoyo.

$$CM = 6,864.40 * 1.4 = 9,595.60 \text{ kg}$$

$$CV = 5,987.50 * 1.7 = 10,178.75 \text{ kg}$$

$$CM + CV = 19,766.35 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.6 \text{ m (punto medio de la base)}$$

$$ME1 = (CM + CV) * \text{brazo}$$

$$ME1 = 19,766.35 * 1.6 = 31,626.16 \text{ kg - m}$$

$$MET = ME1 + ME$$

$$MET = 31,626.16 + 44,848.80 = 76,474.96 \text{ kg-m}$$

Revisión de presiones:

$$a = (MET - MV) / [(CM + CV) + We]$$

$$a = (76,474.96 - 6,551.42) / (19,766.35 + 24,060) = 1.594 \text{ m}$$

$$e = 3.20 / 2 - 1.594 = 0.006$$

$$P \text{ máxima} = [(W + CM + CV) / A] * [1 + (6 * e) / b]$$

$$P \text{ máxima} = [(24,060 + 19,766.35) / 3.20] * [1 + (6 * 0.006) / 3.20]$$

$$P \text{ máxima} = 13,850.00 \text{ kg / m}^2 < 15,000 \text{ kg / m}^2 \text{ OK.}$$

$$P \text{ mínima} = [(24,060 + 19,766.35) / 3.20] * [1 - (6 * 0.006) / 3.20]$$

$$P \text{ mínima} = 13,541.67 \text{ kg / m}^2 > 0.00 \text{ chequea}$$

Debido a que ambas presiones se encuentran dentro de los parámetros de diseño la estructura si resiste las presiones.

Por lo que la sección del muro es apta para resistir la carga a la que estará sujeta.

2.4 Presupuesto

Tabla XI. Presupuesto

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	MONTO
1.	REPLANTEO TOPOGRÁFICO				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Herramienta	global	1	Q400.00	Q400.00
	Clavo	global	1	Q50.00	Q50.00
	Madera	global	1	Q100.00	Q100.00
				Sub total=	Q550.00
	MANO DE OBRA				
	Topógrafo	M2	90	Q0.90	Q81.00
	Cadenero	M2	90	Q0.50	Q45.00
				Sub total=	Q126.00
				TOTAL=	Q.676.00

2.	PRELIMINARES				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	Herramienta	global	1	Q1,500.00	Q1,500.00
				Sub total=	Q1,500.00
	MANO DE OBRA				
	Trazo y estaqueado	M2	90	Q2.50	Q225.00
	Nivelación	M3	75	Q5.00	Q375.00
	Acarreo de material sobrante	M3	28	Q5.00	Q140.00
				Sub total=	Q740.00
				TOTAL=	Q.2,240.00

3.	EXCAVACIÓN				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	HERRAMIENTA	GLOBAL	1	Q1,000.00	Q1,000.00
	MAQUINARIA PARA ROMPER ROCA	GLOBAL	1	Q3,000.00	Q3,000.00
				Sub total=	Q4,000.00
	MANO DE OBRA				
	EXCAVACION ESTRUCTURAL EN ROCA	M 3	50.54	Q20.00	Q1,010.80
	ACARREO DE MATERIAL SOBRANTE	M3	21.00	Q4.00	Q84.00
				Sub total=	Q1,094.80
				TOTAL=	Q.5,094.80

4.	LEVANTADO DE ESTRIVOS				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	CEMENTO	SACOS	2226.00	37.00	Q82,362.00
	ARENA DE RIO	M3	124.55	80.00	Q9,964.00

CONTINUACIÓN					
	PIEDRA BOLA	M3	112.00	75.00	Q8,400.00
				Sub total=	Q100,726.00
	MANO DE OBRA				
	LEVANTADO DE MURO	M 3	265.00	45.00	Q11,925.00
				Sub total=	Q11,925.00
				TOTAL=	Q.72,342.20

5.	RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES				
	BALASTO	M3	240.00	12.50	Q3,000.00
				Sub total=	Q3,000.00
	MANO DE OBRA				
	COLOCACION Y CONFORMACION	M 3	240.00	10.00	Q2,400.00
	ACARREO	M3	240.00	8.00	Q1,920.00
				Sub total=	Q4,320.00
				TOTAL=	Q.7,320.00

6.	FORMALETA				
	MATERIALES Y EQUIPO				
	MADERA	PT	3000.00	3.50	Q10,500.00
	CLAVOS	LB	300.00	2.50	Q750.00
				Sub total=	Q11,250.00
	MANO DE OBRA				
	FORMALETEADO	M2	800.00	5.00	Q4,000.00
	ARMADO DE ANDAMIOS	ML	350.00	2.00	Q700.00
				Sub total=	Q4,700.00
				TOTAL=	Q.15,950.00

7.	ARMADO DE VIGA DE APOYO Y CORONA.				
	HIERRO No. 7 GRADO 60	qq	2.00	280.00	Q560.00
	HIERRO No. 6 GRADO 60	qq	5.00	280.00	Q1,400.00
	HIERRO No. 5 GRADO 60	qq	2.00	280.00	Q560.00
	HIERRO No. 4 GRADO 60	qq	4.00	280.00	Q1,120.00
	ALAMBRE DE AMARRE	LB	80.00	280.00	Q22,400.00
	Colocación de tubería	ML	53.79	Q20.00	Q1,075.80
	Relleno por capas a mano	M3	162	Q15.00	Q2,430.00
				Sub total=	Q29,545.80
	MANO DE OBRA				
	ARMADO DE HIERRO	ML	80.00	2.50	Q200.00
				Sub total=	Q.200.00
				TOTAL=	Q.29,745.80

CONTINUACION

8.	FUNDICION DE VIGA DE APOYO Y CORONA				
	CEMENTO	SACOS	40.00	37.00	Q1,480.00
	ARENA DE RIO	M3	2.50	85.00	Q212.50
	GRAVA	M3	2.50	115.00	Q287.50
				Sub total=	Q1,980.00
	MANO DE OBRA				
	FUNDICION DE CONCRETO	M 3	4.00	45.00	Q180.00
				Sub total=	Q180.00
				TOTAL=	Q,2,160.00

9.	ARMADO DE VIGAS PRINCIPA. DIAFRAGMAS Y LOSA DE ROD.				
	HIERRO No. 9 GRADO 60	qq	16.00	280.00	Q4,480.00
	HIERRO No. 8 GRADO 60	qq	3.00	280.00	Q840.00
	HIERRO No. 7 GRADO 60	qq	3.00	280.00	Q840.00
	HIERRO No. 6 GRADO 60	qq	10.00	280.00	Q2,800.00
	HIERRO No. 5 GRADO 60	qq	25.00	280.00	Q7,000.00
	HIERRO No. 4 GRADO 60	qq	5.00	280.00	Q1,400.00
	HIERRO No. 3 GRADO 60	qq	1.00	280.00	Q280.00
	ALAMBRE DE AMARRE	LB	420.00	3.00	Q1,260.00
				Sub total=	Q18,900.00
	MANO DE OBRA				
	ARMADO DE HIERRO	ML	360.00	4.00	Q1,440.00
				Sub total=	Q.1,440.00
				TOTAL=	Q.19,040.00

10	FUNDICIÓN DE V. PRINCIPALES DIAFRAGMAS Y LOSA DE ROD.				
	CEMENTO	SACOS	120.00	37.00	Q4,440.00
	ARENA DE RIO	M3	11.00	85.00	Q935.00
	GRAVA	M3	11.00	115.00	Q1,265.00
				Sub total=	Q6,640.00
	MANO DE OBRA				
	FUNDICION DE CONCRETO	M 3	12.00	60.00	Q720.00
				Sub total=	Q720.00
				TOTAL=	Q.7,360.00

11	ARMADO Y FUNDICIÓN DE BANQUETAS				
	HIERRO No. 5 GRADO 60	qq	1.00	280.00	Q280.00
	HIERRO No. 4 GRADO 60	qq	14.00	280.00	Q3,920.00
	ALAMBRE DE AMARRE	LB	90.00	3.00	Q270.00

CONTINUACION					
.	DRENAJES	TUBO	3	530.00	Q1,590.00
	CEMENTO	SACO	20	37.00	Q740.00
	ARENA	M3	1.5	85.00	Q127.50
	GRAVA	M3	1.5	115.00	Q172.50
				Sub total=	Q7,100.00
	MANO DE OBRA				
	ARMADO DE HIERRO	ML	168.00	4.00	Q672.00
	CLOCACION DE DRENAJES	UNIDAD	8.00	25.00	Q200.00
	FUNDICION DE BANQUETA	M2	11.00	35.00	Q385.00
				Sub total=	Q1,257.00
				TOTAL=	Q,8,357.00
12	ARMADO Y FUNDICIÓN DE BARANDAL				
	CEMENTO	SACOS	6.00	37.00	Q222.00
	ARENA DE RIO	M3	0.50	85.00	Q42.50
	GRAVA	M3	0.50	115.00	Q57.50
	HIERRO No. 4 GRADO 60	qq	2.00	280.00	Q560.00
	HIERRO No. 3 GRADO 60	qq	1.00	280.00	Q280.00
	ALAMBRE DE AMARRE	LB	18.00	3.00	Q54.00
	TUBO GALVANIZADO DE 2" LIVIANO	TUBO	3	233.00	Q699.00
				Sub total=	Q1,915.00
	MANO DE OBRA				
	ARMADO DE HIERRO	ML	85.00	4.00	Q340.00
	FUNDICION DE POSTES	M3	0.50	100.00	Q50.00
	COLOCACION DE BARANDA	ML	18.00	35.00	Q630.00
				Sub total=	Q1,020.00
				TOTAL=	Q,2,935.00

13	TALLADO DEL PUENTE				
	CEMENTO	SACOS	40.00	37.00	Q1,480.00
	ARENA DE RIO	M3	4.00	85.00	Q340.00
	CAL	M3	15.00	18.00	Q270.00
	BROCHAS DE 3"	UNDAD	4.00	7.00	Q28.00
	PINTURA DE ACEITE COLOR AMARILLO	GALON	3.00	72.00	Q216.00
				Sub total=	Q2,334.00
	MANO DE OBRA				
	TALLADO DEL PUENTE	M2	175.00	20.00	Q3,500.00
	PINTURA	M2	80.00	5.00	Q400.00
				Sub total=	Q3,900.00

TOTAL = Q,6,234.00

14	JUNTAS ESTRCTURALES Y UNIONES MECANICAS DE APOYO				
	PLANCHA DE 5' X 3' X 1/4 "	UNIDAD	1.00	703.13	Q703.13
	PERNO DE 1" X 12" C/ TUERCA	UNIDAD	16.00	140.00	Q2,240.00
	PERNO PASANTE DE 1" X 12" C/ TUERCA	UNIDAD	4.00	168.00	Q672.00
	NEOPRENO DE 0.30 X 0.25 X 1/2"	UNDAD	4.00	180.00	Q720.00
	ANGULAR DE 2" X 2" x 1/4"	UNDAD	3.00	120.00	Q360.00
	PLATINA DE 3" X 3/8	UNDAD	2.00	140.00	Q280.00
	ELECTRODO DE 1/8	LBS	8.00	7.00	Q56.00
	PINTURA DE ACEITE COLOR AMARILLO	UNDAD	3.00	72.00	Q216.00
				Sub total=	Q5,247.13
	MANO DE OBRA				
	ARMADO Y COLOCACION DE ANCLAJE	UNIDAD	4.00	50.00	Q200.00
	COLOCACION DE ANGULAR	ML	12.00	15.00	Q180.00
	COLOCACION DE PLATINA	ML	6.00	20.00	Q120.00
				Sub total=	Q500.00
				TOTAL=	Q5,747.13

15	GAVIONES				
	GAVIONES	M3	10.00	240.00	Q2,400.00
				Sub total=	Q2,400.00
	MANO DE OBRA				
	COLOCACION DE GAVIONES	M 3	10.00	65.00	Q650.00
				Sub total=	Q650.00

				TOTAL=	Q.3,050.00
16	ROTULO DE IDENTIFICACIÓN				
	ROTULO DE IDENTIFICACION	GLOBAL	1.00	1,500.00	Q1,500.00
				Sub total=	Q1,500.00
	MANO DE OBRA				
	COLOCACION DEL ROTULO	GLOBAL	1.00	25.00	Q25.00
				Sub total=	Q25.00
				TOTAL=	Q.1,525.00

SUB TOTAL = Q.189,776.93

17	COSTOS INDIRECTOS		
	IMPREVISTOS	10%	Q.18,977.70
	GASTOS ADMINISTRATIVOS	5%	Q.9,488.85
	UTILIDADES	10%	Q.18,977.70
	TOTAL =		Q.47,444.25

**GRAN
TOTAL= Q.237,224.18**

GRAN TOTAL EN DOLARES, EL CAMBIO DEL DIA \$1.00 POR Q.7.65

**GRAN
TOTAL= \$.31,009.70**

2.5 Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se estipula el tiempo promedio de la ejecución de la obra, el cronograma nos indica el tamaño en trabajo del proyecto en este estudio se realizó por el tiempo de nueve meses.

Tabla XII. Cronograma de ejecución

	REGLON	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4
1	Preliminares				
2	Levantado de estribos				
3	Relleno estructural de aproches				
4	Armado y fundición de vigas				
5	Armado y fundición de losa de rodadura				
5	Amado y fundición de banquetas				
6	Barandal				
7	Tallado del puente				

1. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

1.1 Marco legal

DECRETO NÚMERO 68-86

Artículo 8.- (Reformado por el Decreto del Congreso Número 1-93). Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión del Medio Ambiente.

1.2 Impactos ambientales

Componente Social.

Habitantes del barrio o aldeas beneficiadas donde se ubicará el proyecto, recibirán directamente el impacto de acarreo de materiales de construcción y molestias del proceso de sanjeo y construcción durante el tiempo que dure la misma.

Estética.

Ruido, movimiento de tierras, paisaje dañado y degradación visual.

Impacto de las aguas residuales

El término aguas residuales comprende numerosos tipos de desechos líquidos, desde las aguas de drenaje doméstico y de servicios, hasta los subproductos industriales y las aguas pluviales colectadas en la red municipal.

Cuando estas aguas no reciben tratamiento alguno y son conducidas y arrojadas fuera de la mancha urbana, como ocurre en la mayoría de las poblaciones de Latinoamérica-, representan un problema a las áreas silvestres y a la calidad de vida de las comunidades rurales.

Los contaminantes de las aguas residuales regularmente están constituidos de materia orgánica e inorgánica (a manera de sólidos disueltos y suspendidos), nutrientes, grasas o aceites, sustancias tóxicas y microorganismos patógenos.

Los indicadores de calidad de aguas servidas más monitoreados son:

- Demanda bioquímica de oxígeno o DBO (mg/l): Mide el potencial de contaminación biológica
- Demanda química de oxígeno o DQO (mg/l): Mide el consumo de oxígeno del agua debido a reacciones químicas en ese medio
- Oxígeno disuelto (OD)
- Sólidos: suspendidos totales (mg/l), sedimentables (ml/l)
- pH (unidades de pH)
- Grasas y aceites (mg/l)
- Coliformes totales
- Fósforo total
- Nitrógeno total

1.3 Plan de gestión ambiental

Los impactos potenciales que las directrices del Banco Mundial consideran tener presentes para una evaluación del sistema de drenaje, tratamiento, reuso y disposición de aguas servidas, son las siguientes:

- a. Perturbación del curso de canales, habitat de plantas y animales acuáticos, áreas de desolve y cría
- b. Alteraciones en el balance de las aguas superficiales
- c. Degradación de vecindades por donde atraviesan las aguas servidas o que reciben el flujo
- d. Deterioro de aguas blancas que reciben el efluente de aguas servidas
- e. Riesgos a la salud en la vecindad del curso de las aguas servidas
- f. Contaminación del suelo en los sitios de aplicación
 - 1. Suelos y cultivos: contaminación con patógenos y sustancias químicas
 - 2. Aguas subterráneas: contaminación por patógenos y nitrógeno
- g. Falla en la conducción y recepción de las aguas residuales
- h. Malos olores.
- i. Criaderos de fauna nociva. (ratas, cucarachas, zancudos)
- j. Molestias y riesgos a la salud pública.

- k. Fracaso a no lograr los servicios de tratamiento en las áreas de servicio de drenaje.
- l. Derrames o rupturas a lo largo del cauce.
- m. Impacto adverso al paisaje.

3.4 Medidas de mitigación

Plan de Mitigación:

3.4.1 En construcción

- a. Diseñar tratando de adecuarse al entorno existente.
- b. En el momento de iniciar la construcción, señalar el área.
- c. Repoblar con árboles de Sps. Nativas de la región, las áreas libres.
- d. Restringir uso de maquinaria pesada a horas diurnas.
- e. Utilizar rutas alternas al centro de la población.
- f. Enterrar las bolsas (envases de cemento y cal) en vez de quemarlas.
- g. Fundir y trasladar materiales de construcción en días no festivos o días de plaza.
- h. Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger: estacas de madera, tablas con clavos, restos de mezcla, pedazos de hierro etc.)
- i. Cuando sea posible, limitar el mover tierra solo durante la estación seca.
- j. Compactar la tierra removida.

- k. Establecer letrinas temporales para la cuadrilla de Trabajadores.
- l. Garantizar uso de equipo adecuado de trabajo (guantes, botas, mascarillas, cascos).
- m. Diseñar drenaje para la evacuación de las aguas servidas con materiales compatibles con el medio ambiente.
- n. Incluir botiquín de primeros auxilios.

3.4.2 En operación

- a. Establecer plan de monitoreo ambiental.
- b. Capacitación permanente y continua a operadores del sistema.
- c. Mantenimiento preventivo.

CONCLUSIONES

1. La ejecución del alcantarillado sanitario en la aldea Valle Abajo ayudara a mejorar las condiciones de saneamiento ambiental, entre las que e puede mencionar: la eliminación de focos de contaminación y proliferación de enfermedades, así como la eliminación de malos olores producidos por las aguas negras que corren a flor de tierra.
2. En el proyecto del sistema de alcantarillado sanitario, cabe mencionar que la construcción de dicho proyecto no es viable, ya que la inversión del proyecto es bastante alta y la población a la que se le va dar el servicio es demasiado pequeña, este resultado lo da el estudio socioeconómico que se realizó.
3. La aldea Las Flores se beneficiará con la ejecución del puente vehicular, ya que éste le proporcionará facilidad de locomoción y en épocas de invierno podrán trasladar los productos agrícolas y ganaderos a otros lugares fácilmente.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), permite que el estudiante ponga en practica los conocimientos adquiridos durante la formación académica, proporcionando para el efecto, soluciones factibles a problemas que se le presenten, adquiriendo simultáneamente experiencia y criterio.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de El Progreso, Jutiapa

1. Se sugiere a la institución ejecutora del proyecto de alcantarillado sanitario, velar porque se ejecute, con base a lo establecido en los planos y especificaciones técnicas, para asegurar el buen funcionamiento de las obras.
2. Buscar apoyo gubernamental o no gubernamental para el financiamiento del proyecto.

A los Comités pro-mejoramiento de las aldeas

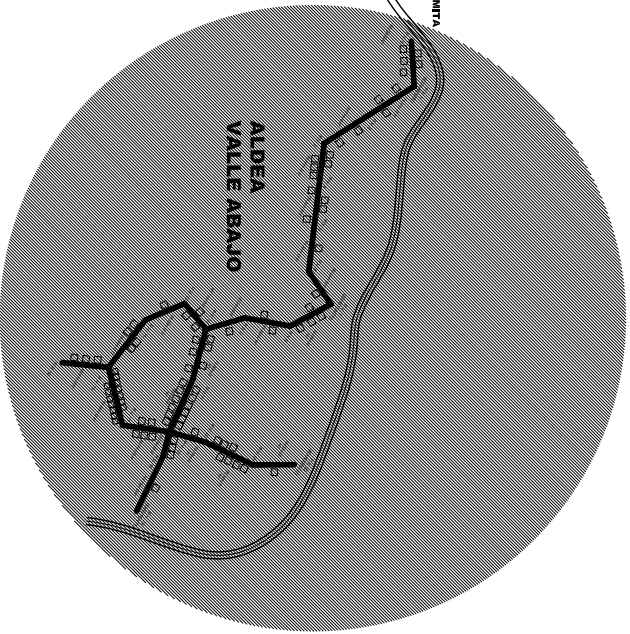
1. Coordinarse con la Municipalidad, concientizar a las personas y regule el adecuado uso del alcantarillado sanitario, para evitar conexiones de aguas pluviales al sistema.
2. Monitorear el funcionamiento de los proyectos, para darles el mantenimiento necesario correspondiente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Félix Mérida, Jeovany Roderico. Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario aldea Lo De Hernández y Puente Vehicular aldea El Terrero del municipio de Huehuetenango, Huehuetenango. Trabajo de gradación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala 2,004.
2. Ochaíta Villatoro, Carlos Antonio. Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario del cantón Elena y Puente Vehicular aldea San Miguel, Mataquescuintla, Jalapa. Trabajo de gradación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala 2,004.
3. Ingeniero Jack Douglas Ibarra S. **Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Reforzado**. Congreso para Ingenieros Civiles 2,005.
4. Ingeniero Carlos Crespo Villalaz. Vías de Comunicación. Caminos, Ferrocarriles, Puentes y Puertos. Tercera edición México: Limusa Noriega Editores.
5. Streeter, Victor L. **Mecánica de Fluidos**. 4ra. Edición. México: Editorial McGraw-Hill. 1975.747pp.

ANEXOS

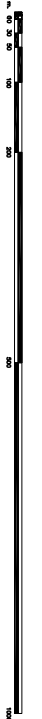
1. Planos del sistema de alcantarillado sanitario, aldea Valle Abajo, El Progreso, Jutiapa.
2. Planos del puente vehicular, aldea Las Flores, El Progreso, Jutiapa.



NOMENCLATURA	
■	SERVICIOS PUBLICOS
1.	SALON MUNICIPAL
2.	PARKUE MUNICIPAL
3.	IGLESIA CATOLICA
4.	PALACIO MUNICIPAL
5.	CASA DE LA CULTURA
6.	CENTRO DE SALUD
7.	ESTADIO MUNICIPAL
8.	EL CORREO
9.	MERCADO MUNICIPAL
10.	CENTRO MUNICIPAL
11.	SALON MULTIFESTAS 2000
13.	ONG. ACCION CONTRA EL HAMBRE
14.	OF. DE TRAMITES FISCALES
15.	BUFETE
16.	RASTRO MUNICIPAL
17.	OF. DE LA MALARIA
18.	JUZGADO DE PAZ
19.	BIBLIOTECA PRIVADA
20.	SUPERVISION EDUCATIVA
21.	BALNEARIO MUNICIPAL
22.	ESTADIO MUNICIPAL
23.	RODIO MUNICIPAL
24.	CEMENTERO MUNICIPAL



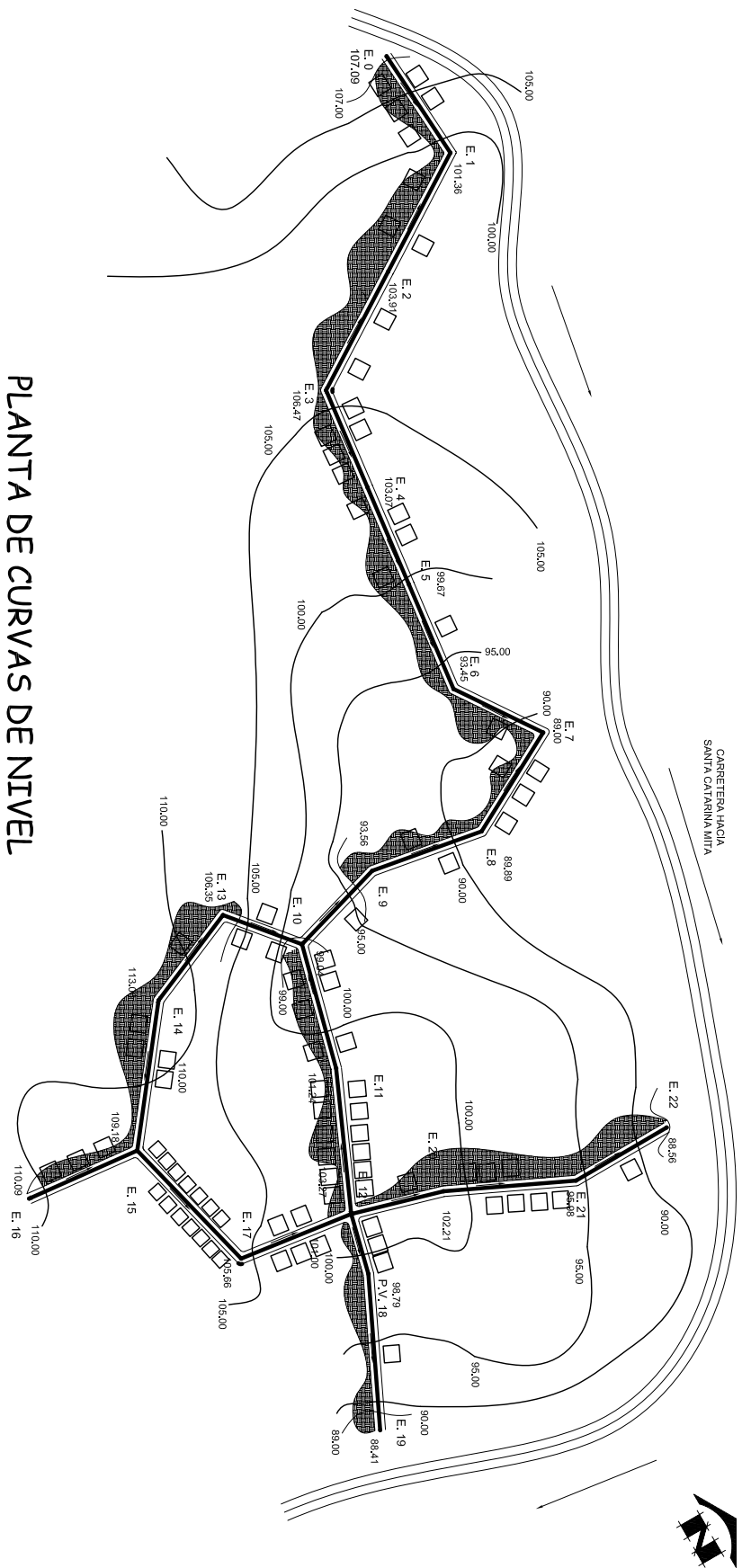
CASCO URBANO
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTITAPA
ESCALA 1/3500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑAR VALLE ABAJO EL PROGRESO, JUTITAPA
PLANO DE LOCALIZACION
AUTORA: [Name]
FECHA: [Date]
AÑO: 2008

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DIVISION DE INGENIERIA CIVIL DIVISION DE INGENIERIA CIVIL	DIVISION DE INGENIERIA CIVIL DIVISION DE INGENIERIA CIVIL
1	1



PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

ESCALA 1/1250

REFERENCIAS	
○	PUNTO DE NIVELACION
●	PIE DE BARRIO DE NIVELACION
○	VALLE ABADO
○	RESERVOIR
○	COMUNICACION
○	ESTACION DE INSPECCION
○	ALICATA DE PUNTO A PUNTO
○	PUNTO DE NIVELACION
○	DIAMETRO
○	DEVIACION
○	ALICATA
○	ALICATA
○	ALICATA

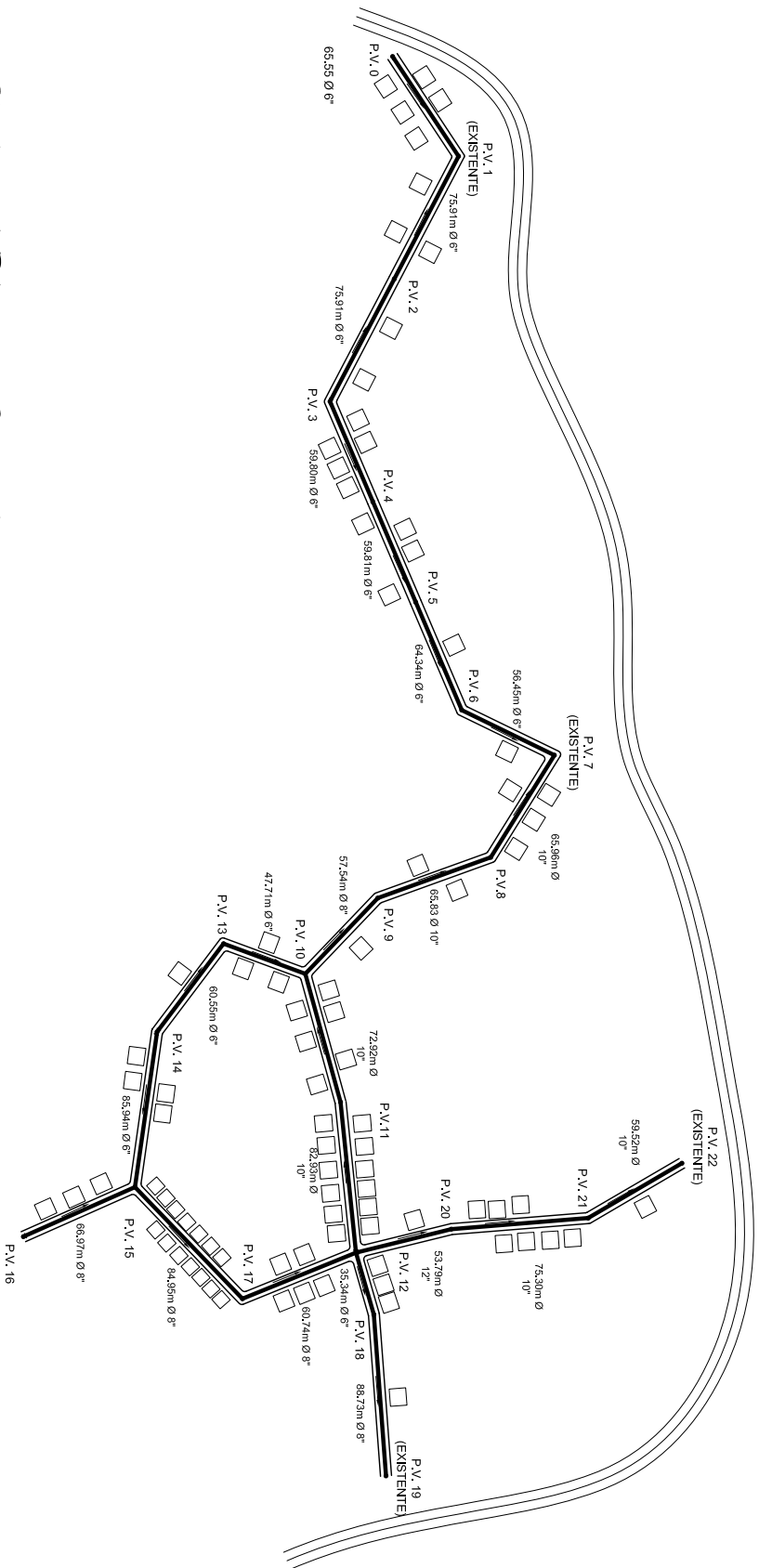
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

ORINAE VALLE ABADO EL PROGRESO, JUTIPA
 PLANTA DE CURVAS DE NIVEL
 AÑO 2008

	TITULO DE LA OBRA PLANTA DE CURVAS DE NIVEL	AUTOR ORINAE VALLE ABADO	FECHA AÑO 2008
--	--	-----------------------------	-------------------

PLANTA DE DISTRIBUCION

ESCALA 1/1250



REFERENCIAS

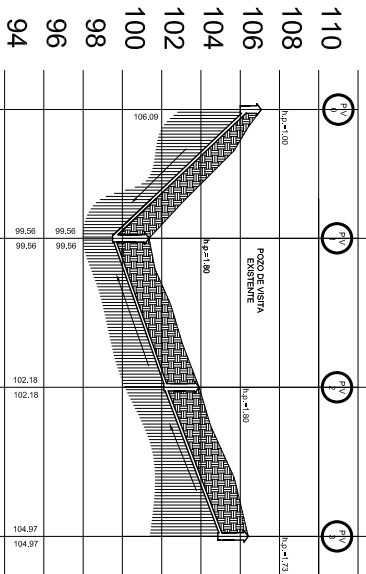
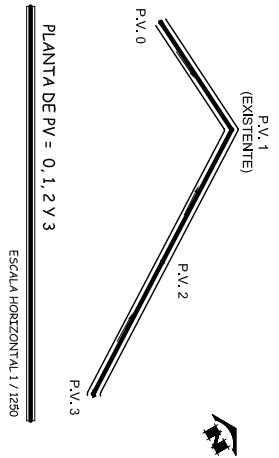
○	Pozo - No. POZO DE VEREDA No.
●	Barril - No. BARRIL DE MARCHA No.
—○—	REDUCCION DE TUBO
—○—	DIRECCION DE FLUJO
—○—	CONTRICCION MANEJADA
E. 1:1'	ESTACION DE TENSORA
No.	ACTUAL DE POZO DE VEREDA
○	POZO DE VEREDA No.
○	COMEDERO
m	DISTANCIA EN METROS
P.V.	POZO DE VEREDA
□	VANESSA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

ORDEN: VALLE ABAJO EL PROGRESO, JUTIPA
PLANTA CONEXIONES DOMICILIARES

	INGENIERIA DE LA INGENIERIA CIVIL DIVISION ASESOR	DISEÑO ASESOR DIVISION ASESOR	1	1
	MAESTRO EN INGENIERIA INGENIERIA CIVIL		1	1

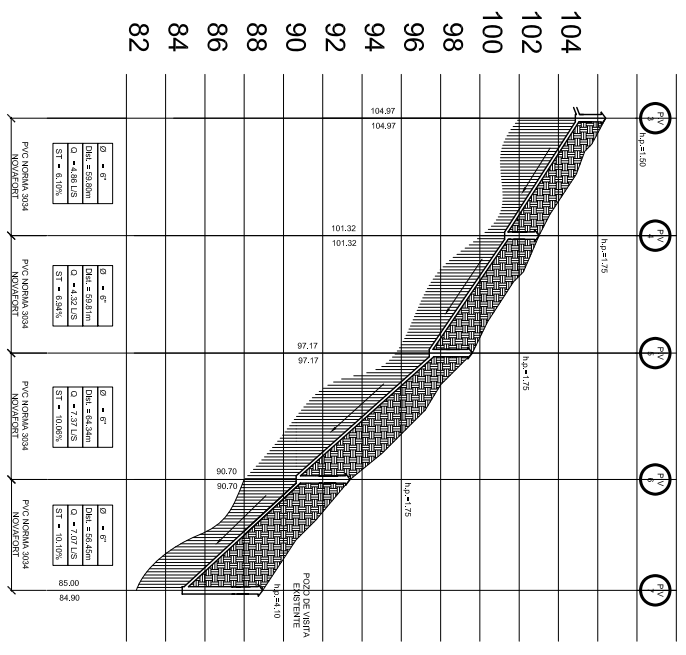
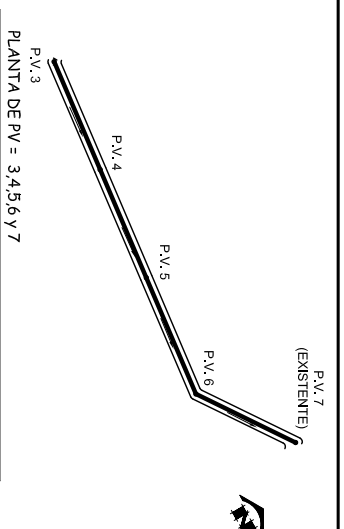
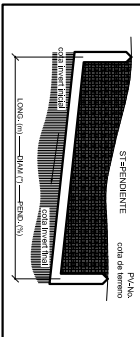


PERFIL DE PV = 0, 1, 2 Y 3

ESCALA HORIZONTAL 1/1250
ESCALA VERTICAL 1/125

REFERENCIAS

Ø	P.V. (No.) POZO DE VISTA No.
●	BAL. No. BANCO DE MARCA No.
—	RAMAL INICIAL
—	DIRECCION DE FLUJO
—	CONSTRUCCION INICIADA
—	ESTACION DE TOPOGRAFIA
E. 171	ALTURA DE POZO DE VISTA
H.P.	POZO DE VISTA No.
Ø	DIAMETRO
m	DISTANCIA EN METROS
P.V.	POZO DE VISTA
ST	POCENAL DE FENOMENO
□	VIVIENDA



PERFIL DE PV = 3,4,5,6 Y 7

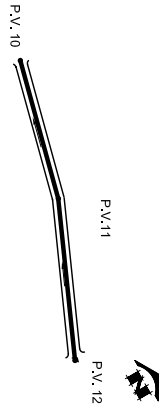
ESCALA HORIZONTAL 1/1250
ESCALA VERTICAL 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

ORINAE VALLE ABADO EL PROGRESO, JUTIPA

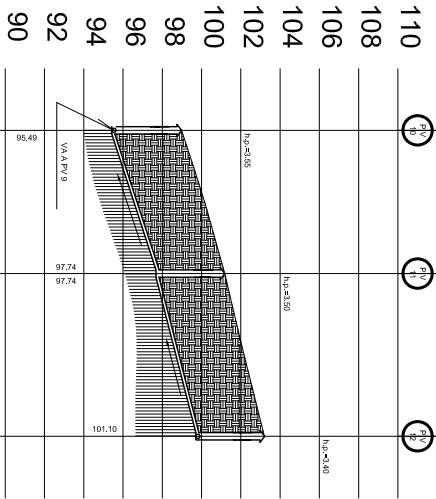
PERFILES

PROYECTO	FECHA	ESTADO
PROYECTO DE DISEÑO DE LA OBRERA	1	1



PLANTA DE PV = 10.11 y 12

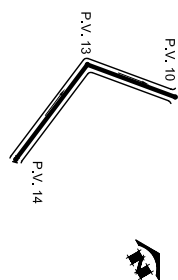
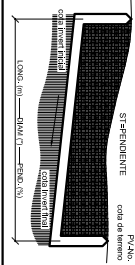
ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250



PERFIL DE PV = 10.11 y 12

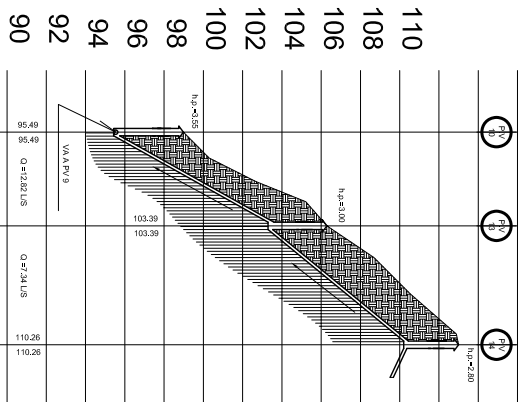
ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250
ESCALA VERTICAL 1 / 125

REFERENCIAS	
○	PV - No. POZO DE VISITA No.
●	BM - No. BANCO DE MARCA No.
—○—	RAMAL INFLU.
—○—	DIRECCION DE FLUJO
—○—	CONSTRUCCION INICIADA
—○—	ESTACION DE TOPOGRAFIA
E: 1:71	ESTACION DE TOROGRAFIA
h.p.	ALTURA DE POZO DE VISITA
○	POZO DE VISITA No.
Ø	DIAMETRO
m	DISTANCIA EN METROS
PV	POZO DE VISITA
ST	POCENAL DE PENDIENTE
□	VIVEREDA



PERFIL DE PV 14.13 y 10.

ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250



PERFIL DE PV 14.13 y 10.

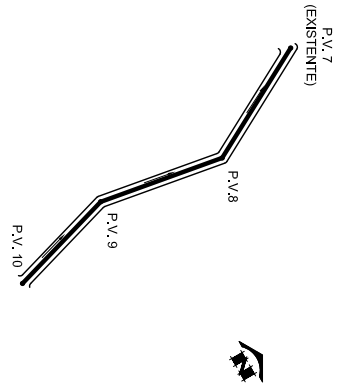
ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250
ESCALA VERTICAL 1 / 125



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

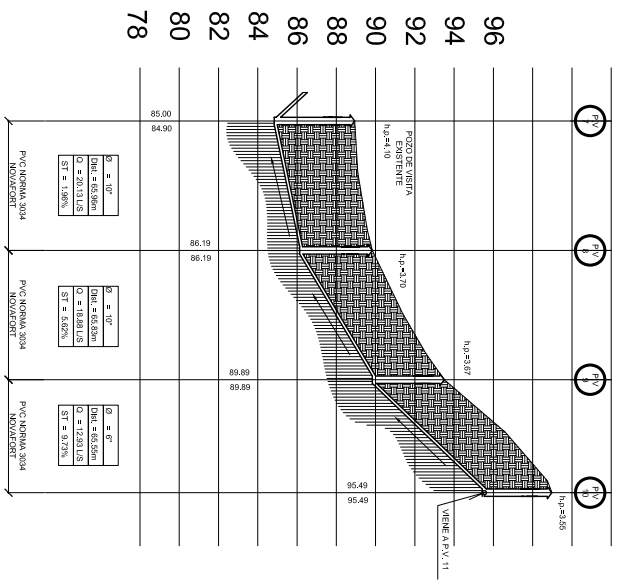
DRENAJE VALLE ABAD EL PROGRESO, JUTUPA PERFILES	ESCALA ACOTAS ADOPTA 2008
--	---------------------------------

INGENIERIA DE DRENAJE INGENIERO ALUMNO DIBUJO CADENA	DISEÑO CADENA DIBUJO CADENA	1 1
--	--------------------------------	--------



PERFIL DE PV = 10,98 Y 7

ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250

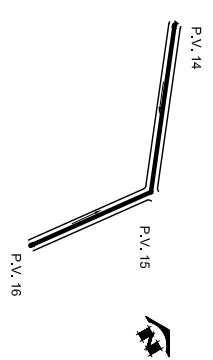
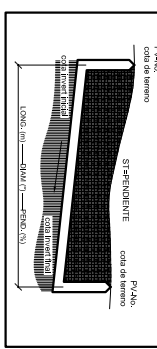


PERFIL DE PV = 10,98 Y 7

ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250
ESCALA VERTICAL 1 / 125

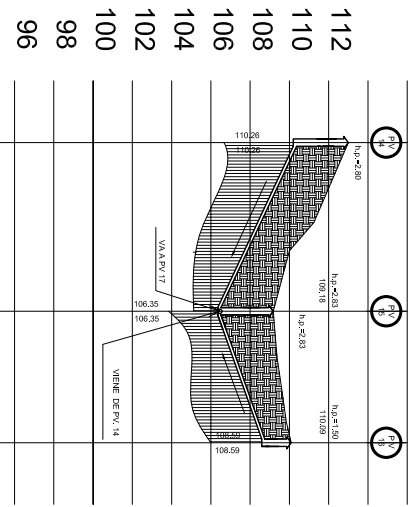
REFERENCIAS

○	P.V. - No. POZO DE VISITA No.
●	B.M. - No. BANCO DE MARCA No.
—	RAMAL INFLU.
—	DIRECCION DE FLUJO
—	CONSTRUCCION INICIADA
—	ESTACION DE TOPOGRAFIA
E. 1:71	ALTURA DE POZO DE VISITA
h.a.	POZO DE VISITA No.
Ø	DIAMETRO
m	DISTANCIA EN METROS
P.V.	POZO DE VISITA
ST	POCENAL/AE DE FRENENTE
□	VIVEREDA



PERFIL DE PV = 14, 15 Y 16

ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250



PERFIL DE PV = 14, 15 Y 16

ESCALA HORIZONTAL 1 / 1250
ESCALA VERTICAL 1 / 125

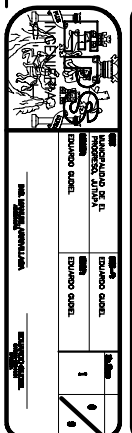


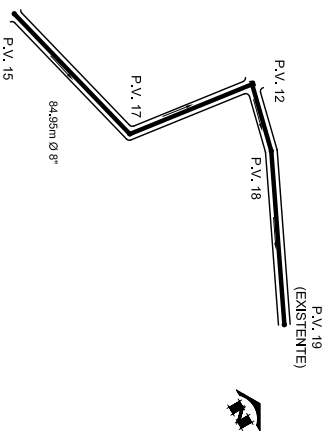
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

DRENAJE VALLE ABAD EL PROGRESO, JUTIPA

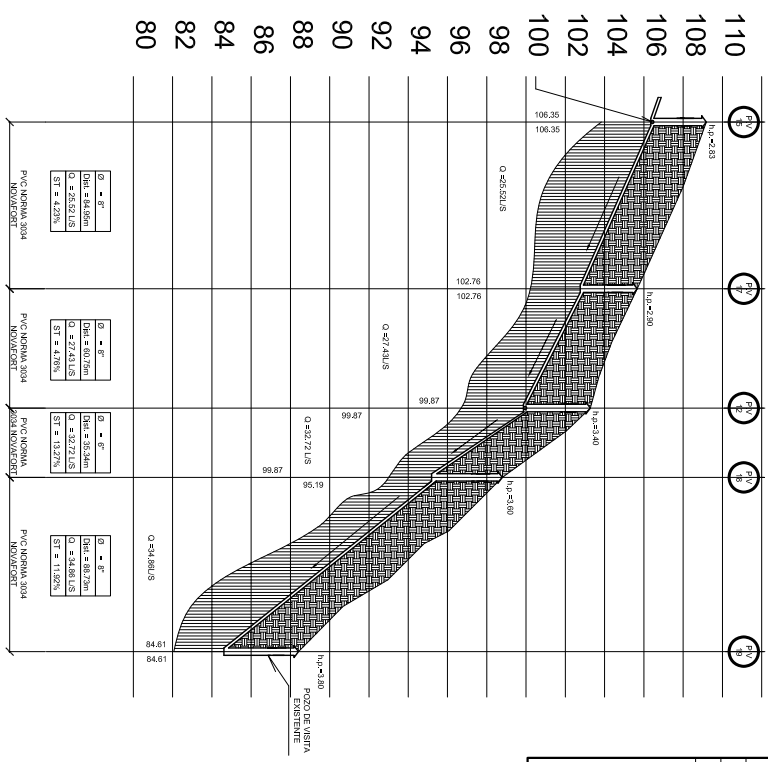
PERFILES

PROYECTO DE DRENAJE	FECHA
PROYECTO DE DRENAJE	1





PERFIL DE PV 16,15,17,12
ESCALA HORIZONTAL 1/1250

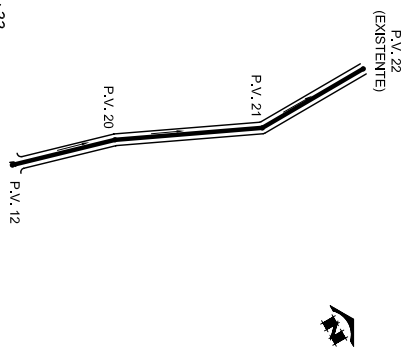
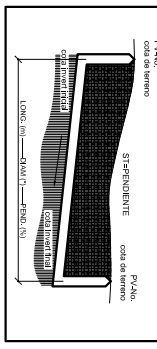


PERFIL DE PV 16,15,17,12

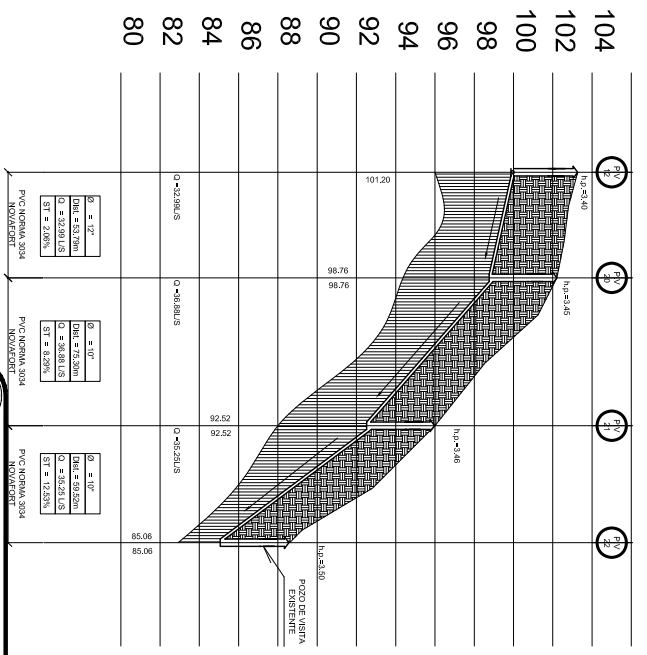
ESCALA HORIZONTAL 1/1250
ESCALA VERTICAL 1/125

REFERENCIAS

○	POZO DE VISITA No.
●	BAJ (No.) BANCO DE MARCA No.
—	RAMAL INICIAL
—	DIRECCION DE FLUJO
—	CONSTRUCCION INFERNA
E. 1:21	ESTACION DE TOPOGRAFIA
h.v.	ALTURA DE POZO DE VISITA
○	POZO DE VISITA No.
φ	DIAMETRO
m	DISTANCIA EN METROS
P.V.	POZO DE VISITA
ST	PERCENTUAL DE PENDIENTE
□	VIVIENDA



PERFIL DE PV = 12,20,21 y 22.
ESCALA HORIZONTAL 1/1250



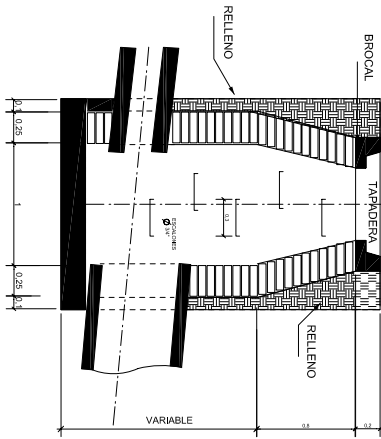
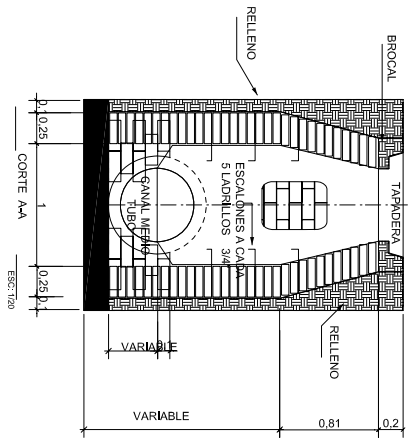
PERFIL DE PV = 12,20,21 y 22.
ESCALA HORIZONTAL 1/1250
ESCALA VERTICAL 1/125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

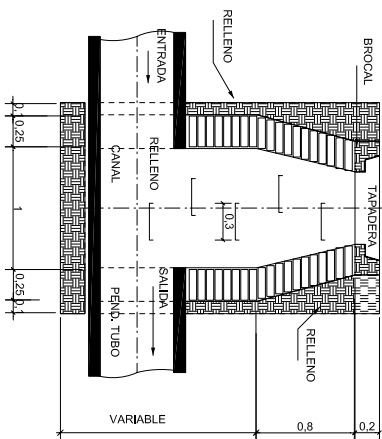
ORINAE VALLE ABADO EL PROGRESO, JUTIPA

PERFILES

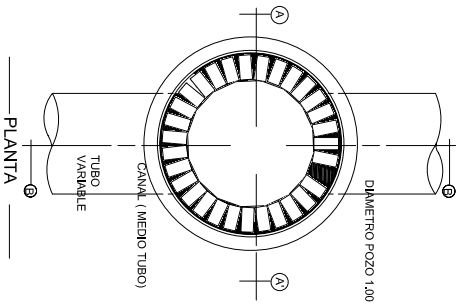
PROYECTO DE DISEÑO	FECHA
PROYECTO DE DISEÑO	FECHA
PROYECTO DE DISEÑO	FECHA
PROYECTO DE DISEÑO	FECHA



CORTE B-B



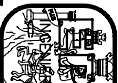
CORTE D-D

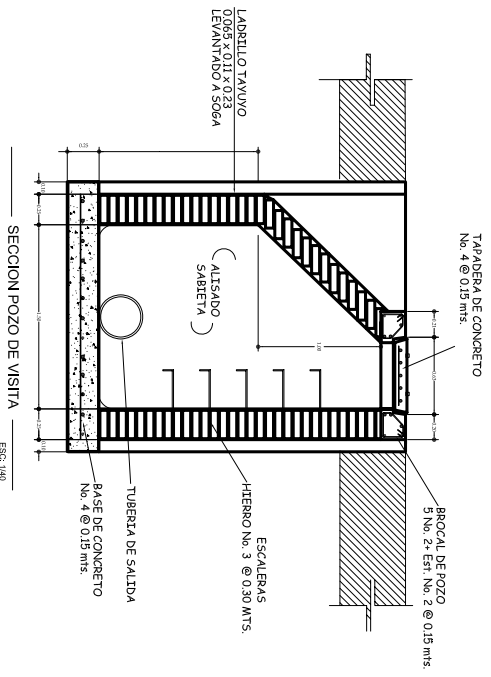
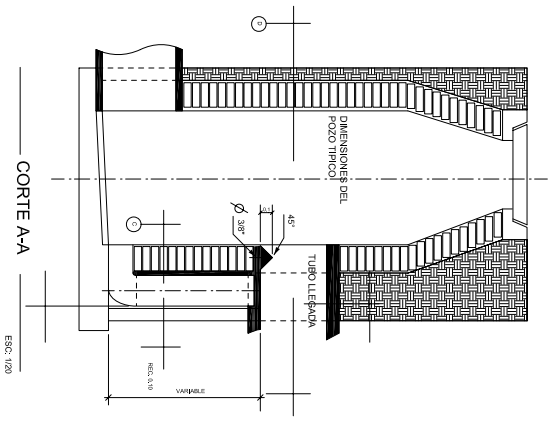
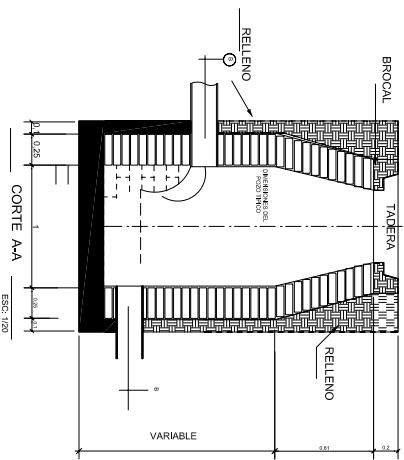


PLANTA

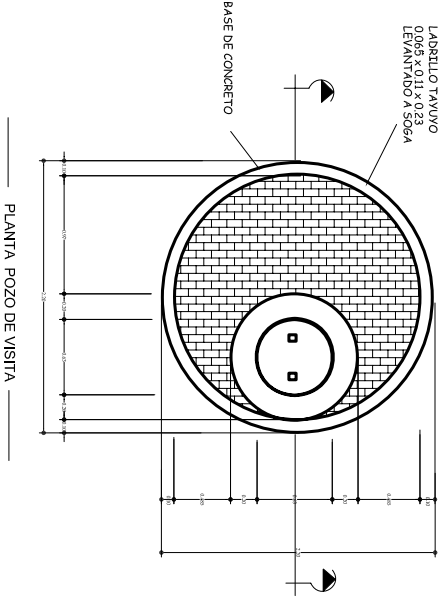
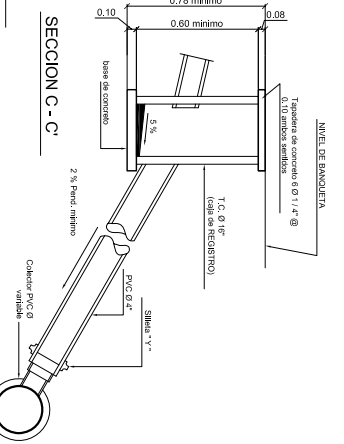
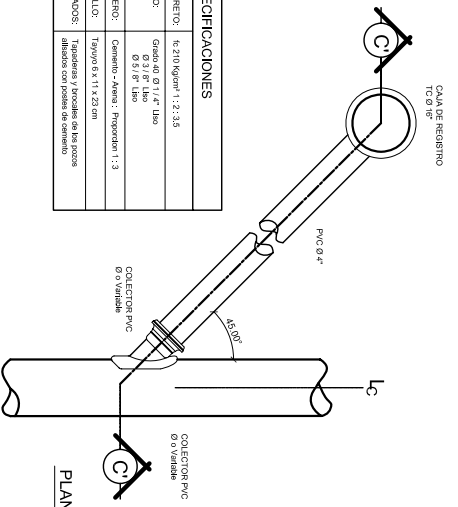

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

DRENAJE VALLE ABAD EL PROGRESO, JUTIAPA		ACERCA	
DETALLES		ACERCA	
AUTOR		ACERCA	
FECHA		ACERCA	


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



ESPECIFICACIONES	
CONCRETO:	IC-210 Mayor 1:2:1.3
ACERO:	Grado 40 @ 1/4" Liso Ø 5/16" Liso
MORTERO:	Concreto-Aguá: Proporción 1:3
LADRILLO:	Tayivo 6 x 11 x 23 cm
ACABADOS:	Tapaderas y Tencillas en los pozos aliscados con pases de cemento



CONEXION DOMICILIAR

PLANTA

SECCION C - C

SIN ESCALA

PLANTA POZO DE VISITA

ESC: 1/40

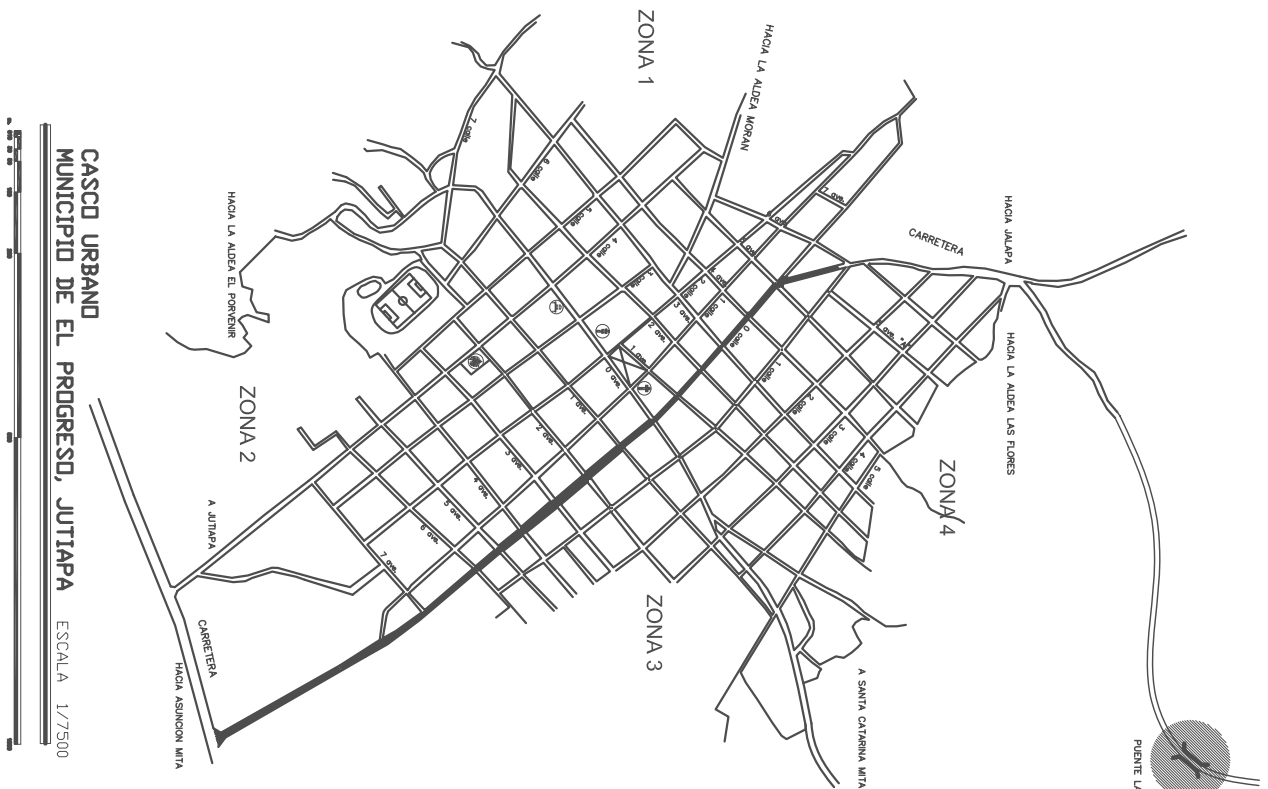
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

DRENAJE VALLE ABAD EL PROGRESO, JUTIAPA

DETALLES

PROYECTO DE DRENAJE

PROYECTO DE DRENAJE	FECHA
PROYECTO DE DRENAJE	2



CASCO URBANO
MUNICIPIO DE EL PROGRESO, JUTUPA ESCALA 1/7500



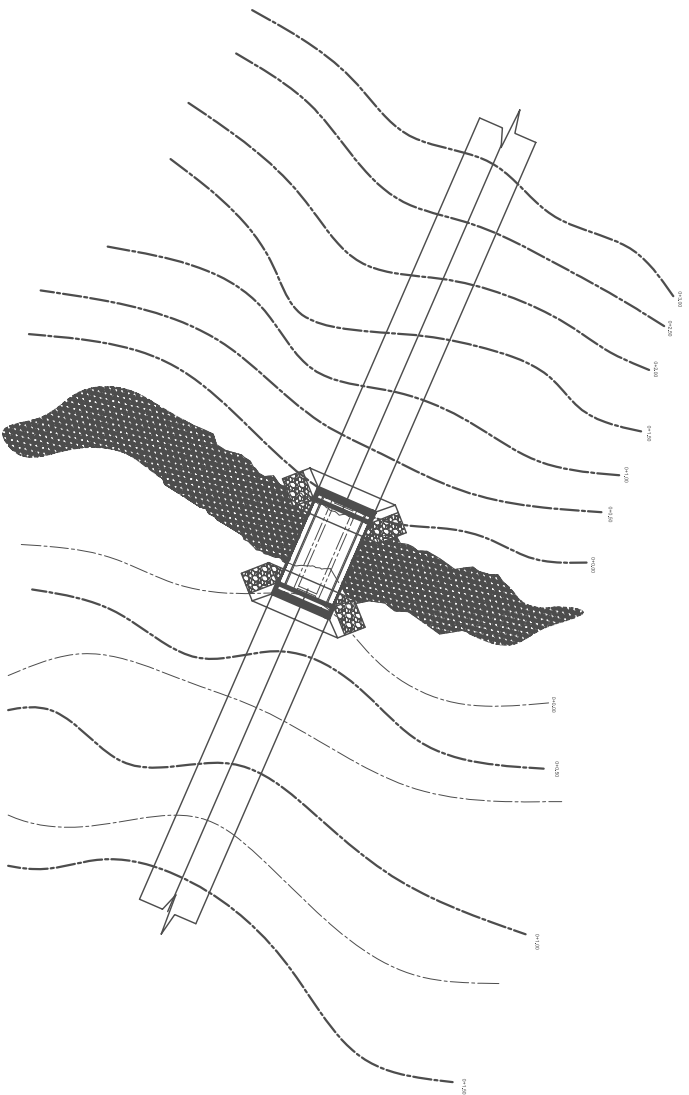
PUENTE LAS FLORES



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

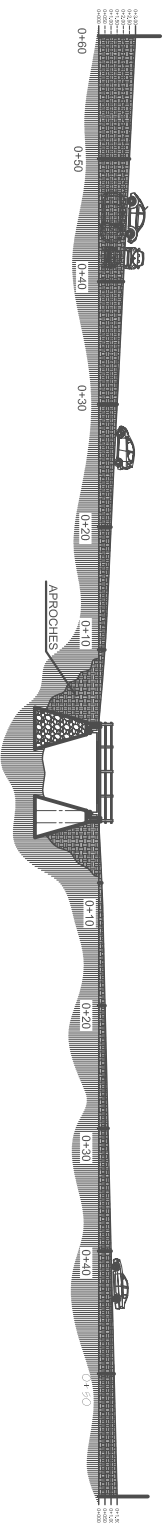
TITULO: PUENTE VEHICULAR LAS FLORES EL PROGRESO, JUTUPA
SUB-TITULO: PLANO DE LOCALIZACION
FECHA: ABRIL 2008

	INGENIERIA DE PUENTES Y OBRAS DE FERROVIARIAS	INGENIERO EN PUENTES Y OBRAS DE FERROVIARIAS	No. Hoja: 1 Total: 4
	ELABORADO POR: INGENIERO EN PUENTES Y OBRAS DE FERROVIARIAS	REVISADO POR: INGENIERO EN PUENTES Y OBRAS DE FERROVIARIAS	FECHA: ABRIL 2008



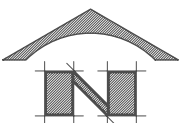
PLANTA - PUENTE LAS FLORES

ESCALA = 1 / 200



PERFIL - PUENTE LAS FLORES

ESCALA = 1 / 200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

TÍTULO: PUENTE VEHICULAR LAS FLORES EL PROGRESO, JUTUPÁ
CURVAS DE NIVEL
FECHA: ABRIL 2008

	INGENIERIA INGENIERIA DE PROYECTO CIVIL DISEÑO CIVIL	DISEÑO CIVIL DISEÑO CIVIL	No. Hoja: 2 Total: 4
	TEL: (502) 2311 1111 FAX: (502) 2311 1111	DISEÑO CIVIL	DISEÑO CIVIL

