



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

DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

**Jorge Alfredo Ortega Diéguez
Asesorado por: Ing. Ángel Roberto Sic García**

Guatemala, septiembre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS
ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO
PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JORGE ALFREDO ORTEGA DIEGUEZ

ASESORADO POR ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCIA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila
VOCAL IV	Br. Luís Pedro Ortíz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Veliz 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 DRENAJE SANITARIO PARA LAS
ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO
PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 12 de agosto de 2009.

Jorge Alfredo ortega Diéguez



Guatemala 05 de julio de 2010.
Ref.EPS.DOC.695.07.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Jorge Alfredo Ortega Dieguez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200011670**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Ángel Roberto Sic García
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
ARSG/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 3 de junio de 2009.
P.IC.63.06.09.

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Su Despacho

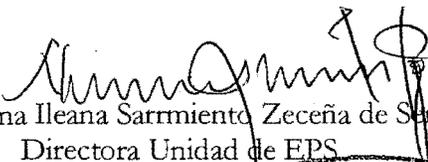
Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio le envío para el dictamen y aprobación respectiva el anteproyecto del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado: **“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**. Para realizar dicho proyecto en un período mínimo de **SEIS MESES** fue seleccionado el estudiante universitario **Jorge Alfredo Ortega Dieguez** carné No. **200011670**, quien cursa la Carrera de Ingeniería Civil y es debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Angel Roberto Sic García.

Sin otro particular y agradeciendo de antemano su colaboración.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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

cc. Archivo
NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
15 de julio de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Alfredo Ortega Dieguez, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
28 de julio 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Alfredo Ortega Diéguez, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ingeniero Angel Roberto Sic García y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Ingeniera Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Jorge Alfredo Ortega Diéguez, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

Hugo L. Montenegro Franco
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO NO 3177

PROGRAMA DE
INGENIERIA CIVIL
ACREDITADO POR



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**



**FACULTAD DE INGENIERIA
DECANATO**

Ref. DTG. 05/09/2010/G

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA LAS ALDEAS EL SAUCE Y SAN FRANCISCO Y PUENTE DE CONCRETO PARA LA ALDEA JULUMICHAPA, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, presentado por el estudiante universitario **Jorge Alfredo Ortega Diéguez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympto Paiz R.

DECANO



Guatemala, septiembre de 2010

/gdech.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios Por darme la fuerza y sabiduría para alcanzar mi meta.

Mis padres **Marco Tulio Ortega**
Domitila Diéguez González

Por apoyarme siempre.

Mis hermanos **Marna Maribel Ortega**
Donaldo Ortega.

Mi novia **Miriam Areli Pérez Yanes**

Por haberme ayudado cuando más lo necesité.

La Oficina Municipal de Planificación, por el apoyo brindado durante el proceso y desarrollo de los proyectos, en especial al alcalde Lic. Roel Pérez Argueta .

Mi asesor de tesis Ing. Ángel Roberto Sic García, por su valioso aporte y dedicación en la asesoría para la elaboración de éste trabajo.

La Facultad de Ingeniería, por ser mi casa de estudios

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

FASE DE INVESTIGACIÓN

1 Monografía del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula	1
1.1 Antecedentes históricos	1
1.2 Características geográficas	1
1.2.1 Localización y extensión territorial	1
1.2.2 Ubicación geográfica y colindancias	2
1.2.3 División geográfica- administrativa	2
1.2.4 Aspectos climatológicos e hidrográficos	6
1.2.4.1 Lugares turísticos	7
1.3 Características económicas	9
1.4 Características socio culturales	10
1.4.1 Población	10
1.4.1.1 Tasa de crecimiento poblacional	11
1.4.2 Educación	11
1.4.3 Organización social	11
1.4.4 Servicios básicos existentes	12
1.5 Salud pública	12

FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2. Diseño del drenaje sanitario para las aldeas San Francisco y el Sauce del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula

2.1	Descripción del proyecto	13
2.1.1	Especificaciones generales	13
2.1.2	Levantamiento topográfico	14
2.1.2.1	Planimetría	14
2.1.2.2	Altimetría	14
2.1.3	Diseño del sistema	14
2.1.3.1	Descripción del sistema	14
2.1.3.2	Diseño hidráulico	15
2.1.3.2.1	Período de diseño	15
2.1.3.3	Población de diseño	15
2.1.3.4	Dotación	16
2.1.3.5	Factor de retorno	16
2.1.3.6	Factor de Harmond	17
2.1.4	Caudal sanitario	17
2.1.4.1	Caudal domiciliar	17
2.1.4.2	Caudal comercial	18
2.1.4.3	Caudal industrial	18
2.1.4.4	Caudal de conexiones ilícitas	19
2.1.4.5	Caudal de infiltración	20
2.1.4.6	Caudal medio	20
2.1.4.7	Caudal de diseño	22
2.1.5	Principios hidráulicos	22
2.1.6	Especificaciones técnicas de diseño	23
2.1.6.1	Diseño de secciones y pendientes	23
2.1.6.2	Diámetros mínimos	24

2.1.6.3	Velocidades máximas y mínimas	24
2.1.6.4	Calculo de cotas invert	25
2.1.6.5	Pozos de visita	26
2.1.6.6	Conexiones domiciliarias	27
2.1.6.7	Profundidades mínimas de la tubería	29
2.1.7	Relaciones hidráulicas	29
2.1.8	Diseño de la red de alcantarillado sanitario	34
2.1.9	Descarga	39
2.1.9.1	Características del punto elegido	39
2.1.9.2	Fosa séptica	39
2.1.9.3	Pozos de absorción	40
2.1.10	Especificaciones técnicas	40
2.1.11	Presupuesto	41
2.1.12	Plan de mantenimiento propuesto	45
2.1.12.1	Objetivos de la unidad operativa	46
2.1.13	Impacto ambiental	48
2.1.13.1	Etapa de operación	48
2.1.13.2	Etapa de construcción	49

2.2. Diseño del puente de concreto para la aldea Julumichapa, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

2.2.1	Descripción del proyecto	49
2.2.1.1	Criterios y especificaciones para el diseño	50
2.2.2	Levantamiento topográfico	52
2.2.3	Evaluación de la calidad del suelo	52
2.2.4	Estudios hidrológicos e hidráulicos	54
2.2.4.1	Método de sección pendiente	54

2.2.4.2	Cálculo del caudal máximo	56
2.2.5	Descripción general de la alternativa propuesta	57
2.2.5.1	Diseño del puente vehicular	57
2.2.5.2	Datos	57
2.2.6	Diseño de la superestructura	58
2.2.6.1	Análisis y diseño de la losa	58
2.2.6.1.2	Cálculo de espesor de losa	58
2.2.6.2	Cálculo de momentos y esfuerzos	59
2.2.6.2.1	Momento debido a carga muerta	60
2.2.6.2.2	Momento por carga viva	62
2.2.6.2.3	Momento debido al impacto	63
2.2.6.2.4	Cálculo de momento último	63
2.2.6.2.5	Cálculo del peralte	64
2.2.6.2.6	Cálculo del refuerzo	65
2.2.6.2.7	Cálculo del acero mínimo	66
2.2.6.2.8	Cálculo del acero máximo	66
2.2.6.2.9	Refuerzo transversal cama superior	68
2.2.6.2.10	Refuerzo longitudinal	68
2.2.6.3	Análisis y diseño de vigas	69
2.2.6.3.1	Dimensionamiento de la viga interior	70
2.2.6.3.2	Factor de distribución	71
2.2.6.3.3	Cálculo de momento	71
2.2.6.3.3.1	Momento por sobrecarga	71
2.2.6.3.3.2	Momento debido al impacto	74
2.2.6.3.3.3	Momento por carga viva	
	en viga	75
2.2.6.3.4	Diseño de viga interna	75
2.2.6.3.4.1	Momento de carga muerta	75
2.2.6.3.4.2	Momento actuante en viga	76

2.2.6.3.5	Cálculo del refuerzo de la viga	77
2.2.6.3.5.1	Cálculo del refuerzo mínimo	77
2.2.6.3.5.2	Cálculo del refuerzo máximo	78
2.2.6.3.6	Chequeo de refuerzo en los apoyos	80
2.2.6.3.7	Diseño a corte	80
2.2.6.3.7.1	Corte debido a carga muerta	81
2.2.6.3.7.2	Corte debido a carga viva	82
2.2.6.3.7.3	Corte por impacto	83
2.2.6.3.8	Diseño de viga exterior	84
2.2.6.3.8.1	Momento por carga muerta	84
2.2.6.3.8.2	Momento actuante viga exterior	85
2.2.6.3.8.3	Cálculo del refuerzo de la viga	86
2.2.6.3.8.4	Cálculo del acero mínimo	86
2.2.6.3.8.5	Cálculo del acero máximo	87
2.2.6.4	Diseño del diafragma	89
2.2.6.4.1	Cálculo del refuerzo del diafragma	91
2.2.6.4.2	Cálculo del refuerzo diafragma exterior	92
2.2.6.5	Diseño de barandal y postes	93
2.2.6.6	Diseño de acera	94
2.2.6.5.1	Cálculo de momento	95
2.2.7	Diseño de la subestructura	97
2.2.7.1	Análisis y diseño de la estructura de apoyo	97
2.2.7.1.1	Diseño de la cortina	97
2.2.7.1.2	Empuje de tierra	
97		
2.2.7.1.3	Fuerza longitudinal	98
2.2.7.1.4	Cálculo por sismo (EQ)	99
2.2.7.1.5	Combinación de cargas para momentos	99

2.2.7.1.6	Cálculo de momentos	100
2.2.7.1.7	Cálculo del refuerza	101
2.2.7.1.8	Diseño a corte	103
2.2.7.2	Diseño de la viga de apoyo	103
2.2.7.3	Diseño de almohadilla de neopreno	105
2.2.7.4	Análisis y diseño de estribos	107
2.2.7.5	Peso de la superestructura	109
2.2.7.6	Cálculo del empuje del suelo	110
2.2.7.6.1	Factores de empuje activo	110
2.2.7.6.2	Empuje por sobrecarga	111
2.2.7.6.3	Empuje del suelo activo	111
2.2.7.6.4	Empuje del suelo pasivo	112
2.2.7.7	Cálculo de momento de volteo	112
2.2.7.8	Cálculo de momento estabilizante	113
2.2.8	Revisión del muro con superestructura y carga viva	114
2.2.9	Planos del proyecto	115
2.2.10	Presupuesto del proyecto	116
2.2.11	Operación y mantenimiento	117
CONCLUSIONES		119
RECOMENDACIONES		121
BIBLIOGRAFÍA		123
APÉNDICE		125

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Municipio de Ipala, departamento de Chiquimula	5
2.	Sección de canal	23
3.	Esquema de cotas invert	25
4.	Pozo de visita típico	26
5.	Conexión domiciliar	28
6.	Área a sección parcialmente llena	30
7.	Área de la sección del río	55
8.	Sección transversal de la losa	58
9.	Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de losa	69
10.	Sección transversal de la superestructura	70
11.	Diagrama de camión en el lugar crítico A	72
12.	Diagrama de las reacciones producidas por el tándem de diseño	73
13.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva	76
14.	Detalle de refuerzo viga interna parte central	80
15.	Diagrama de carga muerta sobre viga principal	81
16.	Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes	82
17.	Detalle de refuerzo viga exterior parte central	89
18.	Detalle de armado de diafragma	93
19.	Armado de postes puente aldea Julumichapa	94
20.	Dimensiones de la acera	94
21.	Diagrama de cargas vivas sobre la banquetta	95
22.	Diagrama de presiones sobre cortina	98
23.	Armado de cortina y viga de apoyo del puente Julumichapa	104

24.	Geometría y dimensiones del estribo	107
25.	Equivalente de sobrecarga estribo puente vehicular	111
26.	Diagrama de cargas de estribo	112

TABLAS

I.	Aldeas, caseríos y fincas del municipio de Ipala	3
II.	Producción de granos básicos y hortalizas en el municipio de Ipala	9
III.	Valores permitidos de factor de caudal medio	21
IV.	Velocidades máximas y mínimas	24
V.	Valores permitidos de ancho de zanja	29
VI.	Relaciones hidráulicas, sección circular	32
VII.	Resumen de presupuesto del drenaje aldea San Francisco	42
VIII.	Resumen de presupuesto del drenaje aldea el Sauce	44
IX.	Tabla de inspecciones y posibles soluciones	47
X.	Factores de carga para puente Julumichapa	63
XI.	Tabla de momentos que producen volteo de estribo en el puente	113
XII.	Tabla de momentos estabilizantes de estribo del puente	113
XIII.	Resumen de presupuesto puente Julumichapa	116

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
AASHTO	Asociación Oficial de Carreteras y Transportes
°C	Grados centígrados
CIE	Cota invert de entrada de tubería
CIS	Cota invert de salida de tubería
cm	Centímetro
d	Tirante de agua dentro del tubo
D	Diámetro del tubo
d/D	Relación tirante/diámetro
DH	Distancia horizontal
Et	Espesor de tubería
FH	Factor Harmond
f'c	Resistencia nominal del concreto
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
Fqm	Factor de caudal medio
G	Grados
hp	Altura de pozos de visita
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
kg	Kilogramos
km	Kilómetros
L	Longitud
l	Litros
L.L	Límite líquido
l/hab/día	Litros por habitante por día
l/seg	Litros por segundo

msnm	Metros sobre el nivel del mar
m	Metros
M	Minutos
m ²	Metros cuadrados
mm	Milímetros
m/seg	Metros por segundo (velocidad)
m ³ /seg	Metros cúbicos por segundo (caudal)
PCA	Asociación del Cemento Portland
P _o	Población inicial
P _f	Población futura
PV	Pozo de visita
q	Caudal de diseño a sección parcialmente llena
Q	Caudal a sección llena
q/Q	Relación de caudales
Q _{dom}	Caudal domiciliar
Q _{inf}	Caudal de infiltración
Q _{con. ilícitas}	Caudal por conexiones ilícitas
Q _{med}	Caudal medio
S (%)	Pendiente del terreno en porcentaje
seg	Segundos
t	Espesor de losa
v	Velocidad de diseño a sección parcialmente
V	Velocidad de sección llena
v/V	Relación de velocidades
V _{max}	Velocidad máxima
Ø	Diámetro

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aguas negras	En general, se llama así a las aguas de desechos provenientes de usos domésticos, comerciales e industriales.
Alcantarillado sanitario	Sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas
Altimetría	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel existente entre puntos distintos de terreno o construcción.
Azimut	Es el ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.
Caudal	Cantidad de agua que brota de un manantial o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.

Caudal de aguas negras	Cantidad de aguas negras, producto del uso humano, por unidad de tiempo.
Caudal de infiltración	Cantidad de volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes, debido al nivel de la capa freática.
Caudal de diseño	Elevación, tramo por tramo, del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado. Está integrado por el caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración, conexiones ilícitas y aguas de origen comercial e industrial.
Colector	Tubería, generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas indeseables de la población al lugar de descarga.
Concreto	Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, arena, pedrín y agua.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda hasta el alcantarillado sanitario.
Compactación	Acción de hacer alcanzar a un material una textura apretada o maciza.
Cota de terreno	Número en los planos topográficos que indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.

Cota invert	La parte más baja de un pozo de visita en donde entran una o varias tuberías y sólo una de ellas es de seguimiento.
Descarga	Lugar donde se vierten las agua negras provenientes de un colector, las cuales pueden estar crudas o tratadas.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Diafragma	Unidad usada para evitar la deformación de vigas en la superestructura.
Dotación	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades. Se expresa en litros por habitante por día.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Factor de retorno	Factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que consume al día y la dotación destinada para cada persona. Puede variar este factor en función de la región de estudio.

Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la superestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Junta	Es el espacio entre losas de concreto para absorber los movimientos diferenciales, debidos a la expansión y contracción del material constituyente de las losas.
Longitud de desarrollo	Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto para evitar que falle por adherencia.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y lo transmite a los estribos.
Momento	Esfuerzo al que esta sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a x distancia de su centro de masa.
Período de diseño	Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.
Pozo de visita	Una estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.

Puente	Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de 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.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

En este trabajo, se tratan dos temas: el diseño del drenaje sanitario para las aldeas San Francisco y el Sauce y diseño de un puente vehicular de concreto ubicado en la aldea Julumichapa municipio de Ipala, departamento de Chiquimula

El proyecto de drenaje se desarrolló con la finalidad de sanear las calles y viviendas de las aldeas San Francisco y el Sauce, ya que todas las aguas servidas son evacuadas directamente a las calles principales del lugar. Para esto, fue necesario dividir el proyecto en un sistema de drenaje para cada una de las aldeas, teniendo las aldeas sus respectivos ramales, el lugar de la ubicación de las viviendas, sus pozos de visita y su planta de tratamiento en cada aldea. En la aldea San Francisco se tomó la decisión de hacer dos pozos de absorción con su respectiva fosa séptica debido a la topografía del lugar.

El diseño del puente vehicular de concreto se realizó con el objetivo de crear más vías de acceso a la aldea de Julumichapa y dar un mejor desarrollo socio-económico con la finalidad de trasladar sus productos agrícolas para el municipio de Ipala, o para el municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa, debido a que es una aldea altamente comercial, es necesario facilitar otra vía alterna de acceso amplia, para la mejor movilización de sus productos.

OBJETIVOS

GENERAL:

- Resolver las necesidades que afectan a las comunidades por medio de obras de infraestructura las cuales son: diseño de drenaje sanitario para las aldeas El Sauce y San Francisco, y el diseño de un puente que se encuentra en la aldea de Julumichapa del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula que contribuyen al desarrollo del mismo.

ESPECÍFICOS:

- Diseñar una red de drenaje sanitario para evitar enfermedades debido a la contaminación del ambiente a causa de las aguas residuales.
- Dar un mejor desarrollo socio-económico al tener una vía de comunicación que sea accesible a cualquier tipo de vehículo.
- Dar un apoyo técnico a la municipalidad y comunidades, por medio de los conocimientos obtenidos en la universidad.
- Mejorar la calidad de vida de los pobladores beneficiados en los dos proyectos e impulsar el desarrollo socio-cultural y económico del municipio con este tipo de proyectos.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo económico, social y cultural de las comunidades, se ve afectado por la falta de uno de los derechos primordiales del ser humano, la salud. Ésta es quebrantada por enfermedades de diferente índole, entre las que se pueden mencionar las gastrointestinales y las infectocontagiosas. Dichas enfermedades son provocadas por la contaminación de aguas subterráneas y superficiales, por la mala disposición de aguas residuales, que causan problemas serios y en algunos casos hasta la muerte. Teniendo el control del medio por el cual ocurre el contagio de estas enfermedades, a través del alcantarillado sanitario, se mejora la salud de los habitantes, y por ende, se promueve el desarrollo económico, social y cultural. Las aldeas del municipio de Ipala, sufren constantemente por la falta de alcantarillados sanitarios. Es por ello que la construcción de un alcantarillado sanitario para dos de sus 31 aldeas que tiene el municipio es de vital importancia.

Asimismo, se propone construir un puente de concreto en la aldea Julumichapa, ya el que existe esta en malas condiciones estructurales y en tiempos de invierno los pobladores tiene problemas para el traslado de sus productos agrícolas.

Es importante mencionar que se priorizan estos proyectos debido a que satisfacen las necesidades básicas que demanda la población del municipio. La salubridad y las vías de comunicación son aspectos importantes para el desarrollo de las comunidades.

Para la realización de dichos proyectos se deben tomar en cuenta todos los factores y normas de construcción, así como las recomendaciones, para garantizar de esta forma la vida útil de los proyectos.

FASE DE INVESTIGACIÓN

1 Monografía del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula

1.1 Antecedentes históricos

Es muy posible que el nombre de Ipala provenga del vocablo náhuatl icpatepec, que significa lugar del mundo o asiento de gobierno.

El municipio de Ipala, del departamento de Chiquimula, fue elevado a la categoría de municipio el día once de octubre de mil ochocientos veinticinco, según asamblea constituyente.

1.2 Características geográficas

1.2.1 Localización y extensión territorial

El municipio de Ipala se localiza a 33 kilómetros al sur de la cabecera departamental de Chiquimula. Con vía de acceso por medio de carretera asfaltada, misma que la une con el departamento de Jalapa y Jutiapa.

Tiene una extensión territorial de 228 kilómetros cuadrados, que representan el 9.5% del total de extensión del departamento de Chiquimula, el idioma predominante es el español. Se encuentra localizado a una distancia de 203 kilómetros de la ciudad capital y a 34 kilómetros de la cabecera municipal.

1.2.2 Ubicación geográfica y colindancias

Este municipio se encuentra dentro de las coordenadas delimitadas por los paralelos 14°32'30" y 14°40'24" de latitud norte, y los meridianos 89°37'00" y 89°42'00" de longitud oeste, se encuentra a una altitud promedio de 823 metros sobre el nivel del mar, (msnm), su precipitación pluvial media es de 1000 mm/año. ". El banco de marca (MB) del IGN en la estación de ferrocarril, el idioma predominante es el español.

Es municipio tiene las siguientes colindancias:

Al norte con el municipio de San José La Arada, del departamento de Chiquimula.

Al sur con el municipio de Agua Blanca, del departamento de Jutiapa.

Al oriente con los municipios de San Jacinto, Quetzaltepeque y Concepción Las Minas, del departamento de Chiquimula.

Al poniente con el municipio de San Luis Jilotepeque, del departamento de Jalapa.

1.2.3 División geográfico – administrativa

El municipio de Ipala esta dividido en 30 aldeas, 44 caseríos y 4 fincas, (ver el detalle de figura 1)

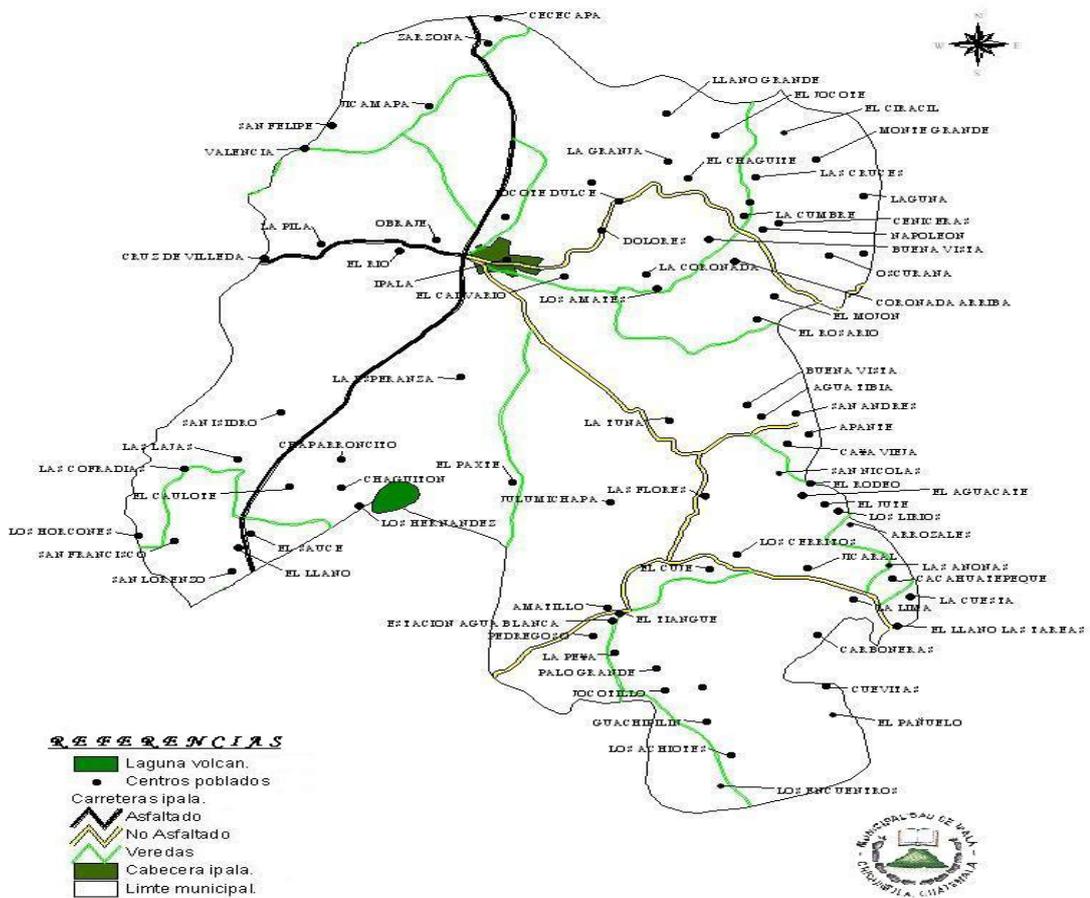
Tabla I. Aldeas, caseríos y fincas del municipio de Ipala

No.	Aldea	Dist. Km	No.	Caserío	Dist. Km.	No.	Finca
1	El Suyate	1					
2	El Obraje	1	1	El Río	1		
3	El Calvario	1,6					
4	El Sauce	10,2	2	El Caulote	10,5		
			3	San Lorenzo	12,5		
			4	El Llano	13		
5	El Chaparroncito	9	5	El Chaguitón	10		
			6	Los Hernández	12		
6	San Isidro	8,5					
7	Cofradías	13	7	Las Lajas	9,5		
8	San Francisco	13,5					
9	La Esperanza	4					
10	La Pila	3,7	8	Cruz de Villeda	4,5		
11	Jicamapa	9	9	Valencia			
			10	San Felipe			
12	Cececapa	9	11	La Sarzona	7		
13	El Amatillo	15	12	La Peña	17		
			13	El Jocotillo	17,5		
			14	Palo Grande	19		
			15	Pedregoso	18		
			16	El Tianque	15,3		
			17	Estación Agua Blanca	16		
14	Los Achiotes	20	18	Guachipilín	18		
			19	Las Cuevitas	19		
			20	Los Encuentros	20		
			21	El Pañuelo	22		
15	Julumichapa	13,5	22	El Paxte	14,5		
16	Cacahuatepeque	17,5	23	La Lima	18		
			24	La Cuesta	17,5		
			25	Carboneras	19	1	San Marcos

			26	El Llano Las Tareas	19			
			27	Las Anonas	13,5			
17	El Cuje	12	28	Los Cerritos	12,5			
			29	El Jicaral	14			
18	La Tuna	6	30	Las Flores	8			
19	Caña Vieja	10	31	El Apante	11			
			32	El Rodeo				
20	El Jute	12,5	33	Los Arrozales	12			
			34	Los Lirios	13			
			35	El Aguacate	11			
			36	San Nicolás	11,5			
21	Agua Tibia	8	37	Buena Vista	8,5	4	San Andrés	8,5
22	La Coronada	4	38	Los Amates	4,5			
			39	Coronada Arriba	6			
			40	Buena Vista	8,5			
23	El Rosario	7	41	El Mojón	13			
			42	Los Vertientes	15			
24	Dolores	3	43	Jocote Dulce	4			
25	La Granja	7						
26	El Chagüite	7						
27	Las Cruces	9	44	Monte Grande	11			
			45	La Laguna	19			
28	Las Cenicerias	12,5	46	La Oscurana	15			
			47	El Napoleón	9			
			48	La Cumbre	9			
29	El Jocote	7	49	Llano Grande	8			
30	El Ciracil	12						
31	Horcones	14						
32	Cabecera Departamental	28						

FIGURA 1. Municipio de Ipala, departamento de Chiquimula

*MUNICIPIO DE IPALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA*



Fuente: OMP Ipala, Chiquimula

Accesos y comunicaciones

El municipio cuenta con diversas vías de acceso, entre las que caben mencionar:

Rutas principales:

Por la carretera Panamericana CA-1 oriente, que conduce de la Capital de Guatemala a Jutiapa, para llegar a Ipala, con un recorrido de 175 kilómetros.

Otra forma de llegar a Ipala es tomar la carretera CA-9 norte del Atlántico hasta Río Hondo, para luego pasar por Zacapa y Chiquimula, CA-10, y luego al municipio de San José La Arada retomando la CA-1 oriente. En total se hará un recorrido de 203 kilómetros.

Rutas alternas

Guatemala – Sanarate, El Progreso – 50 kilómetros – Jalapa 48 kilómetros.

Jalapa – San Pedro Pinula, San Luis Jilotepeque – Ipala – 55 kilómetros. Jalapa – Progreso Jutiapa – Agua Blanca – Ipala 76 kilómetros.

Jalapa – Monjas – (casa de tablas) San Manuel Chaparrón, Agua Blanca, Ipala 50 kilómetros.

1.1.1. Aspectos climatológicos e hidrológicos

Por lo que generalmente su clima es cálido a templado en ciertas épocas del año.

El sistema hidrológico del área está formado por la subcuenca del río San José y la cuenca del río Grande de Zacapa, en el cual se encuentra el río San José que nace en la aldea Poza de la Pila. Esta formado por el sistema de la subcuenca del río Cacahuatepeque y la cuenca del río Lempa de El Salvador. También se cuenta con nacimientos de agua importantes como la Toma que abastece de agua entubada a la población de la cabecera municipal y la aldea la Esperanza, y abastece de agua a aldeas circundantes. Se cuenta con ríos permanentes y efímeros los cuales son:

Ríos permanentes	Río Cacahuatepeque	Ríos Efímeros.	Río León
	Río Poza de la Pila		Río Suyate
	Río San Francisco		Río Español

Condiciones agrológicas

Altitud	832 metros sobre el nivel del mar
Precipitación pluvial anual	Año húmedo 1200 milímetros seco 600 milímetros de mayo a octubre.
Temperatura media anual	27-28 grados centígrados
Textura de los suelos	Franco arcillosos, arcillosos y en menor cantidad franco arcillo arenosos por origen volcánico
Cultivos principales	Maíz, frijol, arroz, tomate, chile,

1.2.4.1 Lugares turísticos

Laguna de Ipala

Esta laguna es uno de los lugares más visitados en el municipio y se encuentra ubicada en el cráter del volcán de Ipala, localmente se dice que es una de las maravillas del mundo. Es accesible para llegar a ella por la aldea El Sauce y cruzando hacia aldea El Chagüitón donde se sube a la cima por medio de un sendero, en este último lugar se dejan los vehículos estacionados donde varias personas se encargan de cuidarlos y a la vez ofrecen el alquiler de bestias para que puedan llegar a la laguna, y obtener así fuentes de ingreso por estos servicios. Se calcula que es visitada por 25,000 personas al año según el libro de registros de ADISO. Cuenta con una extensión de área protegida a su alrededor de especies típicas de la región la cuales además de oxigenar el ambiente es un marco impresionante para embellecer su paisaje, también allí se preservan especies de animales silvestres que se encuentran en peligro de extinción. Para albergar a turistas nacionales y extranjeros existen dos hoteles los cuales son: Ipala Real, Hotel Peña y Hospedaje El Ipalteco.

- **Balneario poza de la pila**

Lugar donde se encuentra el nacimiento de agua que riega al río de San José la Arada. Lugar que en tiempo de verano es visitado frecuentemente por personas del lugar y visitantes de diferentes municipios y departamentos. Dicho lugar se encuentra en la aldea Poza de la Pila a 3 kilómetros de la cabecera municipal.

1.3 Características económicas

- **Producción agrícola**

En el caso de maíz y frijol son cultivos anuales asociados, los subproductos de éstos son utilizados como abono orgánico y alimento para animales. Arroz: es un monocultivo anual y los subproductos son utilizados como abono orgánico y alimento para animales. El chile y el tomate: son cultivos temporales, los subproductos se utilizan como abono orgánico.

Tabla II. Producción de granos básicos y hortalizas en el municipio de Ipala

Cultivos	Área cultivada en manzanas	Rendimiento qq/manzana	% Para la venta	Lugar de venta	Precio de venta/qq. En Q.
Maíz	11245.56	35	70 %	Cabecera municipal	70.00
Frijol	11245.56	16	90 %	Cabecera municipal	210.00
Arroz	420750	80	100 %	El Progreso, Jutiapa	70.00
Tomate	200	1000 cajas	100 %	Camioneros	Variable
Chile	60	1000 cajas	100 %	Camioneros	Variable

Fuente: OMP Ipala, Chiquimula

- **Migración**

La migración temporal en el municipio es frecuente durante los meses de enero a mayo hacia la costa norte y el departamento de el Petén para realizar trabajos agrícolas que comprenden siembra de maíz y frijol, y la migración permanente es hacia los Estados Unidos de Norte América en toda época del año.

- **Tenencia, uso y situación de posesión de la tierra**

En cuanto a la distribución de la tierra, predominan los medianos y grandes propietarios. Los pequeños tienen parcelas que oscilan entre 0.5 y 2.2 hectáreas, los que no tienen tierra, a costos altos. El 54 % de los predios son menores de 3.7 hectáreas representan 20% y el 7% de las personas que trabajan como arrendatarios o bien como usufructuarios.

- **Ingreso familiar**

El ingreso promedio de un agricultor en el área rural es de 900 quetzales mensuales que equivale a 35 quetzales diarios.

1.4 Características socioculturales

1.4.1 Población

La población, según el último censo realizado, es de aproximadamente 21,748 habitantes, de los cuales 10,758 son hombres y 10,990 mujeres.

La población se encuentra dividida de la siguiente forma:

En las aldeas, fincas y caseríos del municipio el 70.33% de la población son mayores de 15 años de edad. El 24.55% tienen de 6 a 15 años. El 3.28% son menores de 2 años de edad, y el 1.82% son menores de 1 año de edad.

1.4.1.1 Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento poblacional se encuentra en aproximadamente 2.11%.

1.4.2. Educación

Los servicios educativos en Ipala, se prestan actualmente a través de centros educativos oficiales y privados. Los cursos impartidos van desde la pre-primaria hasta el nivel medio. Existen escuelas en los distintos barrios sin embargo, se hace notar la falta de infraestructura, mobiliario y equipo para realizar labores de enseñanza.

Las actividades del ministerio de educación y de la comisión nacional de alfabetización, han unido esfuerzos para contrarrestar el analfabetismo observándose menos personas analfabetas que en otros municipios de Chiquimula.

1.4.3 Organización social

La máxima autoridad en el municipio es la corporación municipal y el alcalde, los alcaldes auxiliares representan a la autoridad en las aldeas, fincas y caseríos.

1.4.4 Servicios básicos existentes

Ipala es un municipio que cuenta con los siguientes servicios básicos:

- Agua potable: el municipio cuenta con su red de distribución de agua captada de pozos y almacenada para su distribución. Es de hacer notar cierta actividad para mejorar el abastecimiento. Sin embargo, la mayoría de los programas no cuentan con instalaciones de potabilización (filtración y cloración), ni con sistemas de control de calidad.
- Policía Nacional Civil: existe una comisaría.
- Teléfono: servicio prestado por TELGUA, así como por compañías de teléfonos celulares.
- Otros servicios de comunicación: disponibilidad de servicio de fax e internet.
- Recreativos: cuenta con estadio de fútbol, canchas polideportivas, varios balnearios privados y un balneario municipal.
- Religiosos: iglesias católicas y templos evangélicos.
- Institucionales: en el municipio ejercen una serie de instituciones gubernamentales y no gubernamentales, tales como cooperativas de ahorro y crédito, bancos, etc.

1.5 Salud pública

Se cuenta con un centro de salud en la cabecera municipal; en el área rural se cuenta con 5 puestos de salud y 11 centros de convergencia. Cada uno de ellos debidamente equipados, los cuales son establecimientos de atención básica, que desarrolla además acciones de recuperación, acciones de promoción, prevención y rehabilitación de la salud.

FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2 Diseño del drenaje sanitario para las aldeas San Francisco y el Sauce del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto está destinado para proveer a las aldeas San Francisco y el Sauce del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula, de un sistema que evacúe las aguas servidas, el cual consistirá en el diseño de la red principal, pozos de visita y conexiones domiciliarias.

2.1.1 Especificaciones generales

La tubería a utilizar será de PVC NOVAFORT norma ASTM 3034 y los pozos de visita serán artesanales. Este sistema será diseñado como sistema por gravedad, con los conductos funcionando como canales parcialmente llenos.

Todas las aguas negras recolectadas en el sector se conectarán a la tubería de línea central a construir, el cual desembocará en la planta de tratamiento municipal y funcionará como sistema por gravedad. Los requerimientos de dimensiones, rigidez y resistencia a impacto son dictados por la norma ASTM F 949.

2.1.2 Levantamiento topográfico

2.1.2.1 Planimetría

Es el conjunto de trabajos efectuados en el campo para tomar los datos geométricos necesarios, que permiten ilustrar una figura semejante a la del terreno, proyectada sobre un plano horizontal. Para el levantamiento planimétrico, se utilizó el método de conservación de azimut en una poligonal abierta, con vuelta de campana; para esto se utilizó un teodolito marca Sokkia, un estadal de cuatro metros, cinta métrica y estacas.

2.1.2.2 Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representar gráficamente, para que en conjunto con la planimetría, se defina la superficie en estudio, representada en tres dimensiones.

Se usó taquimetría, para lo cual se empleó un teodolito marca Sokkia, estadal, estacas y cinta métrica.

2.1.3 Diseño del sistema

2.1.3.1 Descripción del sistema que se va a utilizar

El sistema a diseñar para las aldeas San Francisco y el Sauce es un alcantarillado sanitario, ya que actualmente las aguas negras corren a flor de tierra y provocan contaminación.

2.1.3.2 Diseño hidráulico

2.1.3.2.1 Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema; luego de este período, es necesario rehabilitar el mismo. Según el criterio del diseñador y basándose en datos de instituciones como el Instituto de Fomento Municipal (INFOM); según el capítulo 2 de las normas generales para el diseño de alcantarillado en el inciso 2.2.1, dice: “los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño.” Para el proyecto se tomarán 30 años como el tiempo de vida útil del proyecto y por los recursos económicos con que cuenta el municipio.

2.1.3.3 Población de diseño

Para el cálculo de la población se debe tomar en consideración el período de diseño correspondiente. Es recomendable utilizar cualquier método apropiado para la estimación del crecimiento poblacional.

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño de 30 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico.

$$pf = Po * (1 + r)^n$$

donde:

Pf = Población futura

Po = Población inicial

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes a utilizar en las tasas de crecimiento a nivel departamental y municipal, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE) para el municipio de Ipala, es de 2.11%.

2.1.3.4 Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario, y se expresa en litros por habitante por día (l/hab/día). En este caso, se utiliza una dotación de 150 l/hab/día, que es el valor que se adoptó para el diseño del sistema de agua potable de la aldea, porque en el lugar hace demasiado calor.

2.1.3.5 Factor de retorno

Es un factor que oscila del 70% al 80%; se considera que es el consumo de agua de una población que retorna al alcantarillado.

Esto es debido a que la dotación asignada a cada vivienda es, en parte utilizada para riego de terrenos agrícolas y patios de tierra, con lo cual se considera que hay pérdidas por evaporación e infiltración; por eso se tomó un factor de retorno al sistema del 80%.

2.1.3.6 Factor de flujo o 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:

$$F.H = \left[\frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}} \right]$$

donde:

P = Población futura acumulada en miles.

F.H = Factor de Harmond

2.1.4 Caudal sanitario

2.1.4.1 Caudal domiciliar

Es el agua que habiendo sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la de los jardines y lavado de vehículos, de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectado por un factor de retorno, el cual queda integrado de la siguiente manera:

$$Q_{dom} = \frac{Dot. * No.Hab. * F.R}{86,400}$$

donde:

Q_{dom} = Caudal domiciliar (l/seg)

Dot = Dotación (l/hab/día)

No. Hab = Número de habitantes
F.R. = Factor de retorno

2.1.4.2 Caudal comercial

Es el agua que se desecha de los comercios como: restaurantes, hoteles, etc. Por lo general la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 a 3000 l/comercio/día.

$$Q_{com} = \frac{Dot.* No.Com.}{86,400}$$

donde:

Q_{com} = Caudal comercial (l/seg)
Dot = Dotación (l/comercio/día)
No. Com. = Número de comercios

Nota: este caudal no se tomó en consideración en el diseño porque en las aldeas, no se encontró ningún comercio.

2.1.4.3 Caudal industrial

Es el agua negra proveniente de las industrias como: fábricas de textiles, licoreras, alimentos, etc. Si no se cuenta con un dato de dotación de agua suministrada se puede estimar entre 16,000 y 18,000 l/industria/día, el cual dependerá del tipo de industria.

$$Q_{ind} = \frac{Dot.i * No.Ind.}{86,400}$$

donde:

Q_{ind}	= Caudal industrial (l/seg)
Dot	= Dotación (l/industria/día)
No. Ind.	= Número de industrias

Nota: este caudal no se tomó en consideración en el diseño porque en las aldeas, no se encontró ninguna industria.

2.1.4.4 Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema del agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se estima un porcentaje de viviendas que pueden realizar conexiones ilícitas que varía de 0.5% a 25%.

$$Q_{conex.ilicicias} = \frac{Dot.ilicita * No.casas}{86,400}$$

donde:

$Q_{conex.ilicicias}$	= Caudal de conexiones ilícitas (l/seg)
Dot. ilícita	= Dotación (l/casa/día)
No. casas.	= Número de casas

Basándose en datos de instituciones como el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), según el capítulo 2 de las normas generales para el diseño de alcantarillado en el inciso 2.8 dice: “caudal ilegal por aguas de lluvias que se conecten en patios o bajadas de techos por error; por este concepto se agregará un 10% del caudal doméstico. Sin embargo en áreas donde no hay drenaje pluvial podrá usarse un valor más alto”. Para el proyecto de sistema de alcantarillado sanitario, se tomó un 25% del caudal doméstico por carecer de drenaje pluvial.

2.1.4.5 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en la alcantarilla, el cual depende de las profundidades del nivel freático del agua y de la profundidad, de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y la supervisión técnica de la construcción. Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o en litros diarios por kilómetro de tubería. A este se le incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6.00 metros por cada casa, la dotación de infiltración varía entre 12,000 y 18,000 litros/km/día.

$$Q_{inf} = \frac{Dot. * (metrostubo + No.casas * 6m) * \frac{1}{1000}}{86400}$$

donde:

- Q_{inf} = Caudal de infiltración (l/seg)
- Dot = Dotación (l/km/día)
- No. casas = Número de casas

Nota: el caudal de infiltración se considera cero, por ser tubería de PVC en su totalidad la que se utilizará.

2.1.4.6 Caudal medio (Fqm)

Una vez obtenido el valor de los caudales anteriormente descritos, se procede a integrar el caudal medio ($Q_{med.}$) del área a drenar. Este factor debe permanecer entre el rango de: 0.002 – 0.005. Se compone de los diferentes caudales que integran el sistema de alcantarillado sanitario. Estos caudales son los siguientes:

$$Q_{med} = Q_{dom.} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{conex.ilicitas} + Q_{inf.}$$

donde:

$Q_{med.}$	= Caudal medio.
$Q_{dom.}$	= Caudal domiciliar.
$Q_{com.}$	= Caudal comercial.
$Q_{ind.}$	= Caudal industrial.
$Q_{conex.ilicitas}$	= Caudal de conexiones ilícitas.
$Q_{inf.}$	= Caudal de infiltración.

En el caso particular de las aldeas San Francisco y el Sauce, del municipio de Ipala, no se tomó en consideración el caudal comercial, caudal industrial ni el caudal de infiltración, esto se debe a que el sistema es únicamente doméstico y la tubería a utilizar en totalidad será de PVC.

$$FQM = \frac{Q_{medio}}{No.Hab}$$

$$0.002 \leq FQM \leq 0.005$$

donde:

$Q_{medio.}$	= Caudal medio (l/seg)
FQM	= Factor de caudal medio
No. Hab.	= Número de habitantes

Para facilitar la obtención del factor de caudal medio, las instituciones que se dedican al diseño de sistemas de alcantarillados sanitarios han establecido valores de este factor con base en la experiencia. Tales valores se representan en la tabla VII.

Tabla III. Valores permitidos de factor de caudal medio

FQM	INSTITUCIÓN
0.0046	INFOM
0.0030	Municipalidad de Guatemala
0.002 – 0.005	DGOP

Fuente: (INFOM) Normas generales para diseño de alcantarillados.

2.1.4.7 Caudal de diseño

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

$$Q_{dis} = FQM * F.H * No.hab.fut$$

donde:

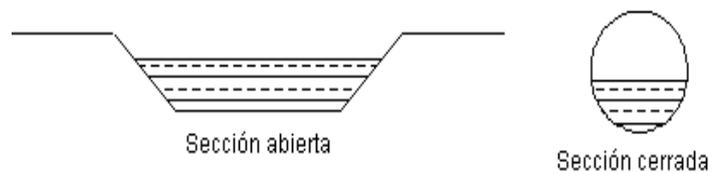
- Q_{dis.} = Caudal de diseño (l/seg)
- No. hab. fut = Número de habitantes futuros
- F.H. = Factor de Harmond
- FQM = Factor de caudal medio

2.1.5 Principios hidráulicos

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto con el aire, a los cuales se les conoce como canales. El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

La sección del canal, como se muestra en la figura 2, puede ser abierta o cerrada. En el caso de los sistemas de alcantarillado, se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forman en el canal. Para el diseño de un alcantarillado sanitario se permite que el tirante de agua alcance un 74% del diámetro del tubo.

Figura 2. Sección de canal



2.1.6 Especificaciones técnicas de diseño

2.1.6.1 Diseño de secciones y pendientes

En el diseño, se usarán secciones circulares de PVC funcionando como canales abiertos. El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes se hará aplicando la fórmula de Manning.

En las conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo será 4 pulgadas, con una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6%. Asimismo debe formar un ángulo horizontal con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados, en sentido de la corriente del mismo.

2.1.6.2 Diámetros mínimos

El diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios será de 8 pulgadas para tubos de concreto o de 6 pulgadas para tubos de PVC. En las conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo será de 6 pulgadas en concreto o de 4 pulgadas en PVC. En el último caso se usa un reductor de 4" a 3" como protección a obstrucciones a la entrada del registro domiciliario, el cual tendrá un diámetro mínimo de 12 pulgadas.

2.1.6.3 Velocidad máxima y mínima de diseño

Se debe diseñar de modo que la velocidad mínima del flujo, trabajando a cualquier sección, debe ser 0.40 m/seg. No siempre es posible obtener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se acepta una velocidad de 0.30 m/seg.; una velocidad menor permite que ocurra decantación de los sólidos.

Tabla IV. Velocidades máximas y mínimas de diseño

Tipo de tubería	Velocidad mínima	Velocidad máxima
Concreto	0,6 m/s	3 m/s
PVC	0,4 m/s	4 m/s

La velocidad máxima será de 4.00 m/seg, ya que las velocidades mayores causan efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión (arena, cascajo, piedras, etc.) producen un efecto abrasivo a la tubería.

$$0.30 \text{ m/seg} \leq v \leq 4.00 \text{ m/seg.}$$

2.1.6.4 Cálculo de cotas invert

Es la distancia entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, tomando en cuenta que la cota invert sea, al menos, igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Se debe tomar en cuenta para el cálculo de cotas invert, que la cota invert de salida de un pozo se coloca, al menos, tres centímetros más baja que la cota invert de llegada de la tubería más baja. 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. 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 cm debajo de la cota más baja que entre. 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 tomará el valor menor. Las cotas invert de entrada y de salida se calculan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}CIS_1 &= CT * Hp1 \\CIE_2 &= CIS_1 - \left(\frac{S\% tubo * DH}{100} \right) \\CIS_2 &= CIE_2 - 0.03\end{aligned}$$

donde:

CIS_1 = Cota invert de salida del pozo de visita 1

CT = Cota del terreno

HP1 = Altura del pozo de visita 1

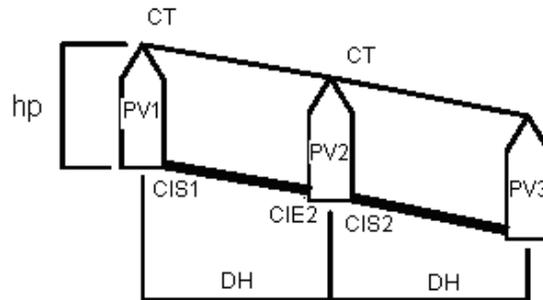
CIE_2 = Cota invert de entrada del pozo de visita 2

CIS_2 = Cota invert de salida del pozo de visita 2

S% tubo = Pendiente del tubo

DH = Distancia horizontal entre pozos

Figura 3. Esquema de cotas invert



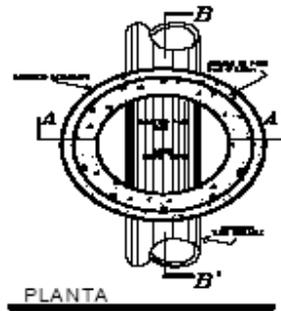
2.1.6.5 Pozos de visita

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

Según normas para la construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

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

Figura 4. Pozo de visita típico



2.1.6.6. Conexiones domiciliarias

Tienen como propósito primordial descargar las aguas provenientes de las casas y llevarlas al colector central.

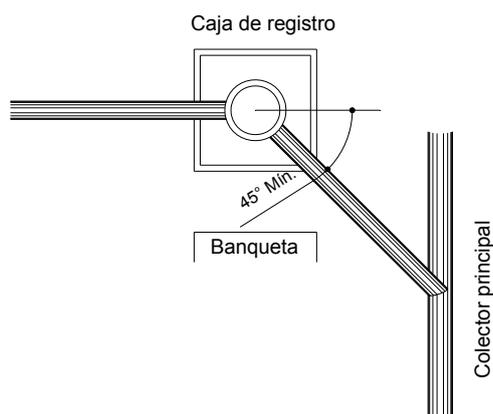
Las conexiones domiciliarias constan de las siguientes partes:

- **Caja o candela.** La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto, colocados verticalmente, con un diámetro no menor de 12 pulgadas. Éstos deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.
- **Tubería secundaria:** La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima del 2% para evacuar adecuadamente el agua. La conexión con la alcantarilla central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo de 45 grados aguas abajo.

Al realizar el diseño del alcantarillado deben considerarse alturas en las cuales se encuentran las casas con relación a la alcantarilla central, a fin de no profundizar demasiado la conexión domiciliar; sin embargo, en algunos casos esto resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerar otras formas de realizar dicha conexión.

Los sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado, se emplearán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente, según las características del sistema que se diseñe y de las condiciones físicas donde se construirá. Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, derivadores de caudal etc.

Figura 5. Conexión domiciliar



2.1.6.7 Profundidades mínimas de la tubería

La tubería debe colocarse a una profundidad adecuada, para no verse afectada por la escorrentía y principalmente por las cargas transmitidas por el tráfico, y así evitar rupturas en la misma.

Los valores de profundidad de la tubería y ancho de la zanja, para excavación, se presentan a continuación.

Tabla V. Valores permitidos de ancho de zanja

Tubo	Menos de				
Pulgadas	1,86 m,	2,86 m,	3,86 m,	5,36 m,	6,36 m,
6	60 cm.	65 cm,	70 cm	75 cm,	80 cm,
8	60	65	70	75	80
10	70	70	70	75	80
12	75	75	75	75	80
15	90	90	90	90	90
18	110	110	110	110	110
21	110	110	110	110	110
24	135	135	135	135	135

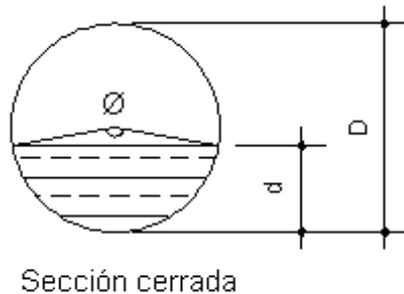
2.1.7 Relaciones hidráulicas

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

Se deberán determinar los valores de la velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas. Se procederá a obtener la relación de caudales, el caudal de diseño entre caudal de sección llena (q/Q). El resultado obtenido se busca en la gráfica en el eje de las abscisas. Desde allí, se levanta una vertical hasta la curva de relaciones de caudales. El valor de la relación (d/D) se obtiene en la intersección de la curva con la vertical, leyendo sobre el eje de las ordenadas. La profundidad del flujo (tirante) se obtiene multiplicando el valor obtenido por el diámetro de la tubería. Para el valor de la relación (v/V), velocidad parcial entre velocidad a sección llena, se ubica el punto de intersección entre la vertical y la curva de relación de caudales que se estableció anteriormente; se traza una horizontal hasta llegar a interceptar la gráfica de velocidades. En este nuevo punto, se traza una vertical hacia el eje de las abscisas y se toma la lectura de la relación de velocidades. Ésta se multiplica por la velocidad a sección llena y se obtiene la velocidad a sección parcial. De igual manera se calculan las otras características de la sección.

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

Figura 6. Área a sección parcialmente llena



Como se muestra en la figura, D es el tirante a sección llena, y d es el tirante a sección parcial.

Se deben considerar las siguientes relaciones hidráulicas:

- $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{lleno}}$
- La velocidad de diseño debe estar comprendida entre:

$$0.4 \leq v \leq 4 \text{ (m/seg)}$$

$0.40 \leq v$. Para que existan fuerzas de atracción y arrastre de los sólidos.

$V \leq 4.00$ Para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por velocidad y la superficie de la tubería.

- El tirante debe estar entre:

$$0.10 \leq d/D \leq 0.75$$

d/D = relación de tirantes.

La relación d/D no se cumple en muchas ocasiones debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas, pero la pendiente lo compensa. Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje a presión.

Tabla VII. Relaciones hidráulicas, sección circular

q/Q	v/V	d/D	q/Q	v/V	d/D
0,020878	0,401157	0,100	0,095721	0,631312	0,209
0,021319	0,403692	0,101	0,096647	0,633094	0,210
0,021765	0,406216	0,102	0,097577	0,634871	0,211
0,022215	0,408730	0,103	0,098512	0,636643	0,212
0,022670	0,411234	0,104	0,099450	0,638410	0,213
0,023130	0,413727	0,105	0,100393	0,640173	0,214
0,023594	0,416210	0,106	0,101340	0,641931	0,215
0,024063	0,418683	0,107	0,102290	0,643684	0,216
0,024537	0,421146	0,108	0,103245	0,645433	0,217
0,025015	0,423599	0,109	0,104204	0,647177	0,218
0,025498	0,426042	0,110	0,105167	0,648917	0,219
0,025986	0,428476	0,111	0,106134	0,650652	0,220
0,026479	0,430901	0,112	0,107105	0,652382	0,221
0,026976	0,433316	0,113	0,108080	0,654108	0,222
0,027477	0,435721	0,114	0,109059	0,655830	0,223
0,027984	0,438117	0,115	0,110042	0,657546	0,224
0,028495	0,440505	0,116	0,111029	0,659259	0,225
0,029010	0,442883	0,117	0,112020	0,660967	0,226
0,029531	0,445252	0,118	0,113014	0,662671	0,227
0,030056	0,447612	0,119	0,114011	0,664371	0,228
0,030585	0,449964	0,120	0,115011	0,666067	0,229
0,031119	0,452307	0,121	0,116014	0,667759	0,230
0,031658	0,454641	0,122	0,117021	0,669447	0,231
0,032202	0,456967	0,123	0,118031	0,671132	0,232
0,032750	0,459284	0,124	0,119044	0,672813	0,233
0,033302	0,461593	0,125	0,120061	0,674490	0,234
0,033860	0,463893	0,126	0,121081	0,676163	0,235
0,034422	0,466185	0,127	0,122104	0,677832	0,236
0,034988	0,468470	0,128	0,123130	0,679497	0,237
0,035559	0,470746	0,129	0,124159	0,681158	0,238
0,036135	0,473014	0,130	0,125190	0,682815	0,239
0,036715	0,475274	0,131	0,126223	0,684468	0,240
0,037300	0,477526	0,132	0,127258	0,686117	0,241
0,037890	0,479770	0,133	0,128295	0,687762	0,242
0,038484	0,482007	0,134	0,129334	0,689403	0,243
0,039083	0,484236	0,135	0,130375	0,691040	0,244
0,039686	0,486457	0,136	0,131417	0,692673	0,245
0,040294	0,488671	0,137	0,132461	0,694302	0,246
0,040906	0,490877	0,138	0,133506	0,695927	0,247
0,041523	0,493076	0,139	0,134553	0,697548	0,248
0,042154	0,495268	0,140	0,135601	0,699165	0,249
0,042771	0,497452	0,141	0,136650	0,700778	0,250
0,043401	0,499629	0,142	0,137700	0,702387	0,251
0,044036	0,501799	0,143	0,138751	0,703992	0,252
0,044676	0,503961	0,144	0,139803	0,705593	0,253
0,045320	0,506117	0,145	0,140856	0,707190	0,254
0,045969	0,508265	0,146	0,141910	0,708783	0,255
0,046625	0,509823	0,147	0,142965	0,710372	0,256
0,047280	0,512541	0,148	0,144021	0,711957	0,257

q/Q	v/V	d/D	q/Q	v/V	d/D
0,048609	0,516790	0,150	0,281581	0,859070	0,363
0,049281	0,518904	0,151	0,290336	0,866329	0,369
0,049956	0,521011	0,152	0,318659	0,888622	0,388
0,050637	0,523112	0,153	0,320174	0,889766	0,389
0,051322	0,525206	0,154	0,369814	0,924918	0,421
0,052011	0,527293	0,155	0,371399	0,925971	0,422
0,052705	0,529374	0,156	0,501698	1,000848	0,501
0,053403	0,531449	0,157	0,503397	1,001693	0,502
0,054106	0,533517	0,158	0,885889	1,129355	0,732
0,054813	0,535578	0,159	0,887361	1,129609	0,733
0,055524	0,537633	0,160	0,88883	1,129859	0,734
0,056240	0,539682	0,161	0,890296	1,130107	0,735
0,056961	0,541725	0,162	0,891758	1,130351	0,736
0,057686	0,543761	0,163	0,893217	1,130593	0,737
0,058415	0,545792	0,164	0,894673	1,130832	0,738
0,059149	0,547816	0,165	0,896125	1,131068	0,739
0,059887	0,549834	0,166	0,907623	1,132852	0,747
0,060630	0,551845	0,167	0,909045	1,133062	0,748
0,061377	0,553851	0,168	0,910463	1,133269	0,749
0,062128	0,555851	0,169	0,911878	1,133473	0,75
0,062884	0,557845	0,170	0,913289	1,133674	0,751
0,063644	0,559833	0,171	0,914696	1,133872	0,752
0,064409	0,561815	0,172	0,9161	1,134067	0,753
0,065178	0,563791	0,173	0,9175	1,134259	0,754
0,065951	0,565762	0,174	0,918896	1,134448	0,755
0,066729	0,567726	0,175	0,920288	1,134634	0,756
0,067511	0,569685	0,176	0,921677	1,134817	0,757
0,068298	0,571638	0,177	0,923062	1,134998	0,758
0,069088	0,573586	0,178	0,924443	1,135175	0,759
0,069883	0,575528	0,179	0,925821	1,135349	0,76
0,070683	0,577464	0,180	0,927194	1,13552	0,761
0,071487	0,579395	0,181	0,928564	1,135688	0,762
0,072295	0,581320	0,182	0,92993	1,135853	0,763
0,073107	0,583240	0,183	0,931292	1,136015	0,764
0,073924	0,585154	0,184	0,93265	1,136174	0,765
0,074745	0,587063	0,185	0,934003	1,136329	0,766
0,075570	0,588966	0,186	0,940712	1,137062	0,771
0,075400	0,590864	0,187	0,942042	1,137199	0,772
0,077234	0,592756	0,188	0,943367	1,137334	0,773
0,086687	0,613230	0,199	0,939379	1,136922	0,77
0,087571	0,615060	0,200	0,976265	1,139695	0,799
0,088460	0,616886	0,201	0,977467	1,139742	0,8
0,089353	0,618706	0,202	0,978664	1,139784	0,801
0,090250	0,620522	0,203	0,979855	1,139824	0,802
0,091152	0,622332	0,204	0,981042	1,13986	0,803
0,092057	0,624138	0,205	0,982223	1,139893	0,804

2.1.8 Diseño de la red de alcantarillado sanitario

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV-4 a PV-5, el cual se encuentra y es parte de la línea de conducción, los datos a utilizar son los siguientes:

- **Cotas de terreno**

Cota inicial: 891.48 m

Cota final: 890.99 m

- **Distancia entre pozos**

Distancia entre PV-4 a PV-5: 74.00 m

- **Pendiente de terreno**

$$P = \frac{\text{cot } a.\text{inicial} - \text{cot } a.\text{final}}{\text{Dis tan cia}} * 100$$

$$P = \left(\frac{891.48 - 890.99}{74.00} \right) * 100 = 0.6\%$$

- **Población de diseño**

Ésta se obtiene dependiendo del número de casas entre el tramo PV-4 a PV-5. Este tramo no es inicial, por lo tanto ya cuenta con cierta cantidad de casas acumuladas.

Número de casas = 2 viviendas

Número de casas acumuladas = 10 viviendas

Número de habitantes por casa = 6 personas

r = tasa de crecimiento poblacional = 2.11%

n = período de diseño = 30 años

Número de habitantes actual = No. de casas acumul. x No. de habit. por casa

Número de habitantes actual = 10x 6 = 60 habitantes

Población futura = No. hab.actual * $(1 + r)^n$

Población futura = 60 * $(1 + 2.11)^{30}$

Población futura = 113 habitantes

- **Caudal medio**

$$Q_{medio} = Q_{dom} + Q_{comercial} + Q_{industrial} + Q_{conexiones\ ilicitas} + Q_{inf\iltracion}$$

$$Q_{dom} = \frac{Dot * No.Hab. * F.R}{86400}$$

$$Q_{dom} = \left(\frac{150l / hab / dia * 113 * 0.8}{86400} \right)$$

$$Q_{dom} = 0.158 \text{ l / seg}$$

$$Q_{comercial} = 0 \text{ l / seg}$$

$$Q_{industrial} = 0 \text{ l / seg}$$

$$Q_{\text{conexiones .ilicidas}} = 25\% * Q_{\text{dom}}$$

$$Q_{\text{conexiones .ilicidas}} = 0.035l / \text{seg}$$

$$Q_{\text{infiltracion}} = 0 l / \text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = 0.168l / \text{seg}$$

- **Factor de caudal medio**

$$FQM = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{No.Hab}}$$

$$FQM = \frac{0.1681 \text{st} / \text{seg}}{113}$$

$$FQM = 0.0014l / \text{hab} / \text{seg}$$

$$0.002 \leq \text{fqm} \leq 0.005 \longrightarrow \text{no cumple}$$

Utilizar = 0.003

- **Factor de flujo o de Harmond**

$$F.H = \left[\frac{18 + \sqrt{\frac{\text{pobl. fut.}}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{\text{pobl. fut.}}{1000}}} \right]$$

$$F.H = \left(\frac{18 + \sqrt{\frac{113}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{113}{1000}}} \right)$$

$$F:H = 4.22$$

- **Caudal de diseño**

$$Q_{dis} = FQM * F.H * pobl.fut.acum.$$

$$Q_{dis} = (0.003l / hab / seg * 4.22 * 113hab)$$

$$Q_{dis} = 1.43 l / seg$$

- **Diseño hidráulico**

Diámetro de tubería: 6 pulgadas

Pendiente de tubería: 0.6%

- **Velocidad a sección llena**

$$V = \frac{0.03429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$V = \frac{0.03429 * 6^{2/3} * 0.60^{1/2}}{0.01}$$

$$V = 0.88 m / seg$$

- **Caudal a sección llena**

Continuidad:

$$Q = V * A$$

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

$$Q = 16.00 \text{ l/seg}$$

- **Relaciones hidráulicas**

Relación de caudales: $q/Q = \frac{q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec.llena}}}$

De la tabla de relaciones hidráulicas se obtienen los siguientes resultados:

Relación de velocidades: $v/V = 0.618$

Relación de tirantes: $d/D = 0.20$

- **Velocidad sección parcial**

$$v = v/V * V$$

$$v = 0.618 * 0.88 \text{ m/seg}$$

$$v = 0.54 \text{ m/seg}$$

- **Verificando relaciones hidráulicas**

$$q/Q = 0.08 \text{ l/seg}$$

$$0.30 \leq v \leq 4.00 = v = 0.54 \text{ m/seg}$$

Si cumple.

$$0.10 < d/D < 0.75 = d/D = 0.2$$

Si cumple.

- **Cotas invert**

$$Cie = 890.04 - 0.03 = 890.01 \text{ m}$$

$$C_{is} = 890.04 - \left(\frac{0.6 * 74}{100} \right) = 889.57$$

$$h = 891.48 - 890.04 = 1.47$$

2.1.9 Descarga

2.1.9.1 Características del punto elegido

Los puntos elegidos tienen características similares; los tres se encuentran aislados de la comunidad y se localizan a un nivel más bajo al final de cada ramal. Además, se trató de no contaminar nacimientos de agua.

2.1.9.2 Fosa séptica

La fosa séptica es uno de los más antiguos dispositivos para el proceso hidráulico y sanitario de la evacuación de excretas y otros residuos que provienen de viviendas individuales. Se puede definir como un estanque cubierto y hermético, construido de piedra, ladrillo, concreto armado y otros materiales de albañilería; es generalmente de forma rectangular, proyectado y diseñado para que las aguas negras se mantengan a una velocidad muy baja, por un tiempo determinado, que oscila entre los doce y setenta y dos horas, durante el cual se efectúa un proceso anaeróbico de eliminación de sólidos sedimentables. Según las normas de construcción de FHA (Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas), las fosas sépticas deben llenar los siguientes requisitos:

1. Deben construirse con materiales resistentes a las aguas negras y a los gases que se produzcan siendo aceptables el cemento reforzado, mixto u otro material que el FHA considere adecuado.

2. El volumen útil de cada fosa se determinará de acuerdo al cálculo, pero en ningún caso podrá ser menor a 160 l/ persona el ancho útil no debe ser menor de 1.00 m la profundidad útil entre 0.75 y 1.50 m.
3. El espacio libre entre el nivel máximo y la cubierta de la fosa debe ser por lo menos un 30% de la profundidad útil.
4. Deben construirse dos accesos, uno de entrada y otro de salida con dimensiones de 0.6 *0.6 m.

2.1.9.3 Pozos de absorción

Para este proyecto, se tomó la decisión de construir 2 pozos de absorción continuos a la fosa séptica, para darle un tratamiento adecuado a las aguas servidas, para luego evacuarlas en cuerpos de agua, para asegurar así la no contaminación de los mismos. Estos sistemas de filtración que aprovecha la absorción del suelo, jamás deben utilizarse donde exista la posibilidad de alternar las aguas subterráneas, es importante efectuar las pruebas.

1. Excavar un agujero de 900 cm² donde se propone el drenaje.
2. Llenar el agujero con agua hasta que se filtre, cuando esté saturado, se debe calcular el tiempo requerido para que baje 2.5 cm este es el tiempo estandarizado de infiltración.

2.1.10 Especificaciones técnicas

En este proyecto, se utilizaron varias especificaciones, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

- **Velocidades:** las velocidades se trataron de mantener entre el rango de 0.4 y 3.0 m/s, para asegurar la auto limpieza de la tubería, así como para evitar el desgaste acelerado debido a la abrasión.
- **Diámetro mínimo de tubería:** aunque el diámetro mínimo es de 6", en subramales pequeños, se utilizó tubería de 6", debido a que solamente aportaban una o dos viviendas al tramo y no cumplía con la velocidad mínima de flujo.
- **Relación de tirantes:** se mantuvo entre el rango de 0.10 y 0.75, para evitar que haya en un momento dada presión en las tuberías, para asegurar así el funcionamiento del sistema como canal abierto.
- **Profundidad mínima de tubería:** la profundidad mínima adoptada fue de 1.40 m, por debajo de la rasante de la calle, para evitar que la tubería se rompa por el tránsito vehicular u otra carga viva o de impacto, que se pueda presentar.

2.1.11 Presupuesto

La cuantificación de materiales y mano de obra se realizó basada en lo siguiente:

- El concreto, la arena y el pedrín se calcularon por metro cúbico.
- La cantidad de acero de refuerzo se calculó por quintal.
- La cantidad de alambre de amarre se calculó por libras.
- Los rendimientos de mano de obra están basados en proyectos de alcantarillado, ejecutados por la municipalidad.

- Los salarios de la mano de obra y los precios de los materiales se tomaron, con base en los que se manejan en la unidad técnica de la municipalidad.

Tabla VII. Resumen de presupuesto del drenaje aldea San Francisco

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS MATERIALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA SAN FRANCISCO



No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	2700,00	Q 5,10	Q 13.759,20
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	2272,00	Q 160,71	Q 365.124,03
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	428,00	Q 243,70	Q 104.302,74
4	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	160,00	Q 3.154,10	Q 504.656,59
5	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	55,00	Q 5.366,45	Q 295.154,86
6	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	26,00	Q 13.004,26	Q 338.110,86
7	CAJAS DE VISITA	Unidad	3,00	Q 3.399,03	Q 10.197,10
8	FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN	Unidad	2,00	Q 105.305,72	Q 210.611,45
COSTO TOTAL MATERIALES					Q 1.841.916,83

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS MANO DE OBRA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA SAN FRANCISCO



No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	2700,00	Q 6,01	Q 16.216,20
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	2272,00	Q 361,76	Q 821.921,90
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	428,00	Q 369,27	Q 158.047,09
3	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	160,00	Q 1.429,43	Q 228.708,48
4	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	55,00	Q 3.952,95	Q 217.412,20
5	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	26,00	Q 9.808,30	Q 255.015,76
6	CAJAS DE VISITA	Unidad	3,00	Q 2.294,79	Q 6.884,38
7	FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN	Unidad	2,00	Q 38.038,00	Q 76.076,00
COSTO TOTAL MANO DE OBRA					Q1.780.282,00

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS TOTALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA SAN FRANCISCO



No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	2700,00	Q 11,10	Q 29.975,40
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	2272,00	Q 522,47	Q 1.187.045,93
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	428,00	Q 612,97	Q 262.349,83
4	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	160,00	Q 4.583,53	Q 733.365,07
5	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	55,00	Q 9.319,40	Q 512.567,06
6	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	26,00	Q 22.812,56	Q 593.126,63
7	CAJAS DE VISITA	Unidad	3,00	Q 5.693,82	Q 17.081,47
8	FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN	Unidad	2	Q 143.343,72	Q 286.687,45
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q3.622.198,84

son tres millones seiscientos veintidos mil ciento noventa y ocho quetzales con ochenta y cuatro centavos

Tabla VIII. Resumen de presupuesto del drenaje aldea el Sauce

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS MATERIALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA DIÉGUEZ

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA EL SAUCE



No.	RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	4378,77	Q 5,10	Q 22.314,21
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	3676,88	Q 160,71	Q 590.896,68
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	657,09	Q 243,70	Q 160.131,52
4	LÍNEA DE DRENAJE Ø 10"	ml	45,00	Q 381,11	Q 17.149,86
5	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	170,00	Q 3.154,10	Q 536.197,63
6	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	51,00	Q 5.512,05	Q 281.114,65
7	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	34,00	Q 13.039,21	Q 443.333,07
8	CAJAS DE VISITA	Unidad	8,00	Q 3.399,03	Q 27.192,26
COSTO TOTAL MATERIALES					Q 2.078.329,87

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS MANO DE OBRA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EPS DE INGENIERÍA CIVIL

EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA DIÉGUEZ

MUNICIPALIDAD DE IPALA

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA EL SAUCE



No.	RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	4378,77	Q 6,01	Q 26.298,89
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	3676,88	Q 361,76	Q 1.330.148,11
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	657,09	Q 369,27	Q 242.643,62
4	LÍNEA DE DRENAJE Ø 10"	ml	45,00	Q 446,85	Q 20.108,09
5	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	170,00	Q 1.429,43	Q 243.002,76
6	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	51,00	Q 4.028,02	Q 205.429,22
7	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	34,00	Q 9.826,32	Q 334.094,76
8	CAJAS DE VISITA	Unidad	8,00	Q 2.294,79	Q 18.358,34
COSTO TOTAL MANO DE OBRA					Q 2.420.083,80

INTEGRACIÓN PRECIOS UNITARIOS TOTALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EPS DE INGENIERÍA CIVIL
EPESISTA: JORGE ALFREDO ORTEGA DIÉGUEZ
MUNICIPALIDAD DE IPALA
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO ALDEA EL SAUCE



No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	ml	4378,77	Q 11,10	Q 48.613,10
2	LÍNEA DE DRENAJE Ø 6"	ml	3676,88	Q 543,49	Q 1.998.341,63
3	LÍNEA DE DRENAJE Ø 8"	ml	657,09	Q 677,50	Q 445.175,19
4	LÍNEA DE DRENAJE Ø 10"	ml	45,00	Q 827,95	Q 37.257,95
5	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	170,00	Q 4.583,53	Q 779.200,39
6	POZOS DE VISITA ≤ 3.50m.	Unidad	51,00	Q 9.540,08	Q 486.543,88
7	POZOS DE VISITA > 3.50m.	Unidad	34,00	Q 22.865,52	Q 777.427,83
8	CAJAS DE VISITA	Unidad	8,00	Q 5.693,82	Q 45.550,60
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 4.618.110,56

2.1.12 Plan de mantenimiento propuesto

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

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

2.1.12.1 Objetivos de la unidad operativa

- **General**

Promover y coordinar todo tipo de actividad con la comunidad, que se relacione con la conservación y/o mejoramiento del medio ambiente.

- **Específico**

Supervisar el uso y dar mantenimiento preventivo y consecutivo al sistema de alcantarillado sanitario.

¿Cuándo realizar una inspección al alcantarillado sanitario?

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

Se recomienda que las revisiones del sistema se realicen en intervalos que no sobrepasen los cuatro meses. Previo a realizar una inspección, el comité designará a las personas responsables, que de preferencia son comunitarios ya capacitados. El encargado de la actividad de inspección debe auxiliarse de:

- **Recursos humanos**

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

• **Documentos**

Son los planos generales del alcantarillado, especificaciones técnicas y guía de mantenimiento.

El encargado de la actividad deberá revisar los documentos para informarse de las características de la obra. Para realizar la inspección, se presenta el siguiente cuadro descriptivo que permite identificar los distintos elementos que componen el alcantarillado sanitario, las actividades que se van a realizar, así como las recomendaciones de solución a los distintos problemas que se detecten.

Tabla IX. Tabla de inspecciones y posibles soluciones

Elemento	Inspección	Posible problema	Acciones a seguir
Línea central o secundaria	En pozos de visita	Taponamiento parcial	Prueba de reflejo
			Prueba de corrimiento
Pozos de visita	En tapadera	Acumulación de residuos	Cambio de tapaderas
Conexiones domiciliarias	General de la Unidad	Estado físico	Cambio de tapaderas

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

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

2.1.13 Impacto ambiental.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y éste a su vez provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, un día soleado, etc.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la no existencia de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar y la eliminación de fuentes de mosquitos y zancudos, y evitar enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

Otro impacto positivo, que este proyecto generará, es que el lugar mejorará visualmente; es decir, que el panorama general del lugar será más agradable, limpio y conjugará más con el entorno natural que rodea a la localidad.

2.1.13.1 Etapa de operación

Los potenciales impactos que pudieran afectar el área de influencia directa del proyecto (el área de influencia indirecta no presentaría impactos negativos al medio ambiente con el proyecto en operación), son los siguientes:

- Cuerpo receptor.
- Calidad de las aguas.
- Usos.
- Calidad del aire.
- Creación de problemas sanitarios.
- Olores.
- Aerosoles.

- Moscas y vectores.
- Generación de subproductos y residuos.
- Ruidos.

Se debe destacar que los potenciales impactos arriba detallados generan consecuencias en la población circundante en la medida que la planta no sea bien operada.

2.1.13.2 Etapa de construcción

El impacto ambiental generado por la construcción del sistema de tratamiento como la generación de polvo, aumento de la congestión vehicular, ruidos, etc., es en algún sentido inevitable. En general, el análisis de las alternativas deberá considerar las medidas de mitigación que minimicen la alteración de las condiciones medio ambientales, en la zona de ubicación de la obra y sectores aledaños.

2.2 Diseño del puente de concreto para la aldea Julumichapa, municipio de Ipala, departamento Chiquimula.

2.2.1 Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto de sección en viga y losa, simplemente apoyado, con el diseño de losa, de vigas, de diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto ciclópeo y del barandal de protección. Soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 18.00 m y un ancho de rodadura de 4.0 m.

2.2.1.1 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Entre los criterios y especificaciones que se deben tomar en cuenta para desarrollar el diseño del puente vehicular tenemos los siguientes:

a) Recubrimientos: En AASHTO 5.12.3 dice que el recubrimiento para las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la tabla 1 donde nos dice que para situaciones exteriores 50 milímetros (mm) se tomará para cimientos, muros, losas arriba, columnas y vigas, mientras para fondo de losas 25 mm, todo medido del rostro de la barra a superficie del concreto.

b) Longitud de desarrollo: En AASHTO 5.11.1.2.1 dice que la armadura se deberá prolongar más allá del punto, en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro nominal de la barra o 1/20 de la luz libre del tramo.

El puente vehicular estará conformado por:

- Superestructura: Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, y está compuesta por:
 - Losa
 - Vigas
 - Barandales

- Subestructura: Es la parte del puente que se encarga de transmitir las cargas al suelo de cimentación, y está compuesta por:

- Cortina
- Viga de apoyo
- Estribos

En la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

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

b) Todos los elementos de acero estructural no contenidos en el concreto del puente, deberán colocarse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color.

En la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

a) Los estribos de concreto ciclópeo deben ser diseñados para la capacidad soporte establecido en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.

b) Deberá evitarse la explotación de todos los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.

c) No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

d) Deberá proporcionarse el adecuado drenaje a los estribos de concreto ciclópeo para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.2.2 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 método taquimétrico.

2.2.3 Evaluación de la calidad del suelo

Al suelo del proyecto se le realizó un ensayo triaxial. Para lo cual fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa del suelo de un pie cúbico (1ft³), la cual después de las pruebas correspondientes generaron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado
Dimensión de la probeta:	2.5" x 5.0"
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 19.8^\circ$
Cohesión:	$C_u = 3.85T / m^2$
Descripción del suelo:	Limo areno arcilloso con presencia de pómez
Peso específico	$\gamma_s = 1.3T / m^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 23.33^\circ$
Factor de seguridad	F.S. = 3

Método de capacidad soporte Dr. Terzaghi

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte

Factor de flujo de carga (Nq)

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

$$N_q = e^{\pi \tan 19.8} \tan^2 \left(45 + \frac{19.8}{2} \right)$$

$$N_q = 6.27$$

Factor de flujo de carga última (Nc)

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot 19.8 (6.27 - 1)$$

$$N_c = 14.65$$

Factor de flujo N_w

$$N_w = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_w = 1.8 (6.27 - 1) \tan 19.8$$

$$N_w = 3.42$$

Capacidad portante última y corte general:

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma * D * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_w$$

$$q_d = 1.3 * 3.85 * 14.65 + 1.15 * 1.5 * 6.27 + 0.4 * 1.15 * 1 * 3.42$$

$$q_d = 85.71$$

Valor soporte

$$V_s = \frac{q_d}{FS} \qquad V_s = \frac{85.71}{3}$$

$$V_s = 28.57T / m^2$$

2.2.4 Estudio hidrológico e hidráulico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce es el que corresponde al tirante normal, al tirante de creciente máxima, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente. El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje. La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y se determinan a través de señales que deja, o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos existen varios métodos, entre los cuales se tiene: 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.

2.2.4.1 Método de sección-pendiente

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

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

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V \times A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

donde:

V = Velocidad en m / seg.

R = Radio hidráulico (área / perímetro mojado).

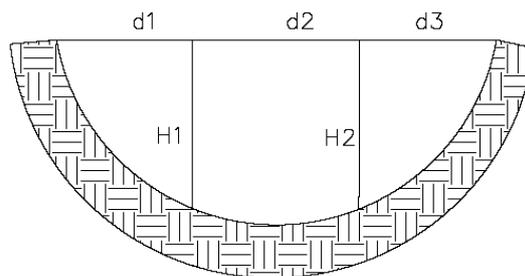
S = Pendiente.

n = Coeficiente de rugosidad.

A = Área de desalojo.

PM = Perímetro mojado.

Figura 7. Área de la sección del río



$$A = \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) * h_1 + \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right) * h_2 + \dots + \left(\frac{d_n + d_{n+1}}{2} \right) * h_n$$

$$A = \left(\frac{4.5 + 5.0}{2} \right) * 1.1 + \left(\frac{5.0 + 4.8}{2} \right) * 1.60 + \left(\frac{4.8 + 3.6}{2} \right) * 0.9$$

$$A = 16.8 \text{ m}^2$$

$$P M = 16.15$$

2.2.4.2 Cálculo del caudal máximo

De los datos obtenidos en el campo se determinaron los siguientes resultados:

Pendiente para el caudal máximo	1.1 %
Altura de crecida	1.6 m
Área de desalojo	16.8 m ²
Coefficiente de rugosidad	0.20
Perímetro mojado	16.15 m

Cálculos:

$$R = \frac{16.8}{16.15} = 1.040$$

$$V = \frac{1}{0.20} \left[(1.040)^{2/3} * (0.011)^{1/2} \right] = 0.54 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (0.54)(16.8) = 9.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.5 Descripción general de la alternativa propuesta

2.2.5.1 Diseño del puente vehicular

Para el mismo se busca utilizar la estructura que sea más económica en lo que sea posible y que pueda servir de forma eficiente siempre buscando la solución más óptima para este caso. Dentro de estos tipos de puentes se tienen diferentes formas para la superestructura y para la subestructura, con variados materiales para su construcción.

Para este diseño se utilizará para la superestructura, concreto reforzado y en la subestructura de concreto ciclópeo en los estribos.

2.2.5.2 Datos

El proyecto del puente vehicular estará constituido por una vía con los datos siguientes:

Luz libre	18.00 m.
Luz eficaz	17.2 m.
Ancho total	5.50 m.
Ancho útil	4.00 m.
Esfuerzo máximo del concreto	(f'c) 210 kg / cm ²
Esfuerzo máximo del acero	(Fy) 2,810.00 kg / cm ²
Peso volumétrico del concreto ciclópeo	(Wcc) 2,700.00 kg / cm ³
Peso volumétrico del concreto armado	(Wc) 2,400.00 kg /cm ²
Sobrecarga (eje más pesado H15-44)	12,000.00 lbs

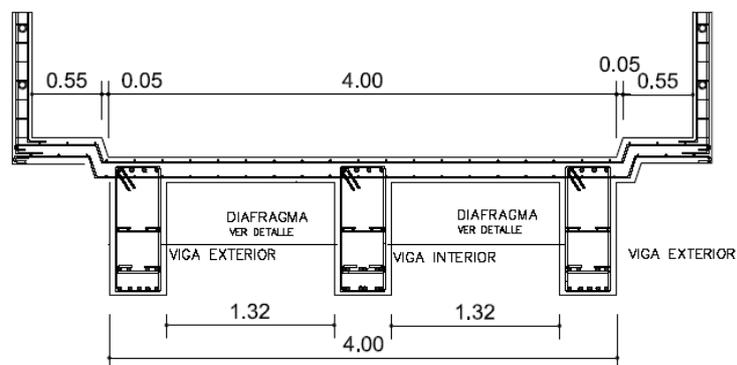
2.2.6 Diseño de la superestructura

La superestructura esta compuesta de elementos como: vigas, diafragmas, losas, barandas, banquetas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones. Usualmente se le llama tablero del puente.

2.2.6.1 Análisis y diseño de losa

La losa del puente se diseñará aplicando las normas AASHTO. Para esto es necesario determinar como trabaja la losa. En este caso la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto; por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

Figura 8. Sección transversal de la losa



2.2.6.1.2 Cálculo del espesor de la losa

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

$$t = \frac{1.20(S + 3.05)}{30} \geq 0.17m$$

donde:

t = Espesor de la losa (m)

S = Distancia libre entre vigas (m)

Datos:

S = libre entre vigas (\Rightarrow 1.75 m).

$$t = \frac{1.20(1.75 + 3.05)}{30} \geq 0.17m$$

$$t = 0.192 \geq 0.17 \text{ m}$$

$$t = 0.192 \text{ m} = 0.20 \text{ m}$$

Se usará un espesor de la losa de 0.20 m.

2.2.6.2 Cálculo de momentos y esfuerzos

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

2.2.6.3 Momento debido a la carga muerta

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{CM} = W_{CM} * L^2 / 10$$

donde:

W_{cm} = carga muerta última

L = luz libre entre vigas

M_{cm} = momento debido a carga muerta

Losa:

$$W_{Losa} = W_C * t * 1$$

$$W_{Losa} = 2400 * 0.2 * 1 = 480 \text{ kg / m}$$

$$W_{c.u} = 1.4 * 480 = 672 \text{ kg / m}$$

Nota: Se calcula el peso de la losa para un valor unitario donde la base se toma

$b = 1 \text{ m}$.

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la fórmula siguiente:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * S^2}{10} \quad \text{o} \quad M_{CM} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

donde:

M_{CM} = Momento carga muerta

W_{CM} = carga muerta última

S = luz libre entre viga

Cálculo:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * S^2}{10}$$

$$M_{CM} = \frac{672 * 1.75^2}{10}$$

$$M_{CM} = 205.80 \text{ kg - m}$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

$$M_{CM} = \frac{672 * 1.0^2}{2}$$

$$M_{CM} = 336 \text{ kg - m}$$

Basándonos en las normas, se tiene que hacer uso de la mayor carga que ejerce mayor momento por ser el más crítico, para el cual se toma el valor de:

$$M_{CM} = 336 \text{ kg - m}$$

2.2.6.2.2 Momento por carga viva

Según especificación AASHTO 3.24.3.1 para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por:

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

donde:

S = luz libre entre vigas (pies)

P = peso del eje más pesado (lb)

Peso de eje más pesado P = 12,000 lb

$$M_{CV} = \left[\frac{0.8(5.74 + 2)}{32} \right] * 12000$$

$$M_{CV} = 2322 \text{ lb - ft}$$

$$M_{CV} = 321.78 \text{ kg - m}$$

2.2.6.2.3 Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30%, (AASHTO 3.8.2.1).

$$I = \frac{15.24}{S + 38}$$

donde:

I = fracción de impacto, siendo $I_{\max} = 30\%$

S = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo

$$I = \frac{15.24}{1.75 + 38} = 0.377$$

Como $37.7\% > I_{\max}$ entonces utilizar $I_{\max} = 30\%$

2.2.6.2.4 Cálculo del momento último

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO lo simplifica con la siguiente fórmula:

$$M_U = Y[Bd * M_{CM} + BI(M_{CV} * I)] \quad \text{AASHTO 8.22.1 GRUPO 1}$$

Tabla X. Factores de carga para puente Julumichapa

FACTORES DE CARGA DE DISEÑO	
Y	1,3
Bd	1
BI	1,67

$$M_U = 1.30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right]$$

$$M_U = 1.30 \left[336 + \frac{5}{3} (321.78 * 1.30) \right]$$

$$M_U = 1343.14 \text{ kg - m}$$

2.2.6.2.5 Cálculo del peralte

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 17 cm, de espesor mínimo, hasta 25 cm, de espesor máximo, según AASHTO. Por las características del puente (largo, ancho y cargas que soportara), y para efectos de este proyecto se toma un espesor de losa de 20 cm.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \rho f_y b (1 - 0.59 \rho F_y / f_c)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{134314}{0.9 * 0.0277 * 2810 * 100 (1 - 0.59 * 0.0277 * 2810 / 210)}}$$

$$d = 4.95 \text{ cms}$$

Es menor que el canto eficaz

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cms.}$$

2.2.6.2.6 Cálculo del refuerzo

Refuerzo transversal principal en la cama inferior

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando para una tira de 1.00 m de ancho y de canto igual al espesor de la losa, cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

El valor del refuerzo transversal lo obtendremos con la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.85 \frac{f'cbd}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'cbM_u)}{F_y^2}}$$

donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

$f'c$ = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2

F_y = Módulo de fluencia del acero en kg / cm^2

M_u = Momento último en $\text{kg} - \text{cm}$.

b = Base de 100 cm.

d = Peralte efectivo en cm.

Datos:

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

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

$$M_u = 134314 \text{ kg} - \text{cm}.$$

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 100 * 17)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 100 * 17)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 100 * 134314)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2$$

2.2.6.2.7 Cálculo de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{F_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (100 * 17)$$

$$A_{s_{\min}} = 8.53 \text{ cm}^2$$

2.2.6.2.8 Cálculo de acero máximo

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f' c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'c \leq 280 \text{Kg / cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.06 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2810(0.003(2.06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (zona sísmica)}$$

$$As_{max} = \rho_{bal} bd$$

$$As_{max} = 0.5(0.0391)(100)(16.86)$$

$$As_{max} = 33.24 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y mayor que el área de acero máxima. Como no cumple, ya que el área mínima es mayor que el área calculada, se usará el valor del área de acero mínimo ($As_{min} = 8.53 \text{ cm}^2$).

Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$8.53 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ m}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{-----} X = 15.01 = 15 = \text{cm}$$

Usar varillas No. 4 G40 @ 15 cm. (cama inferior).

2.2.6.2.9 Refuerzo transversal principal en la cama superior

$$A_{s_{temp}} = 0.002bt$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002(100)(20) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 4.00 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{-----} X = 31.75 = 30 \text{ cm} \end{array}$$

Usar varillas No. 4 G40 @ 30 cm. (cama superior).

2.2.6.1.5.6 Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior

De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2, se recomienda la siguiente ecuación:

$$A_{sl} = A_s * FL$$

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{S}}$$

donde:

S= Espaciamiento entre vigas en pies (5.74 pies = 1.75 m)

FL = Factor longitudinal (FL ≤ 0.67)

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{5.74}} = 0.91 > 0.67$$

$$A_s = 0.67 * 8.53 = 5.71 \text{ cm}^2$$

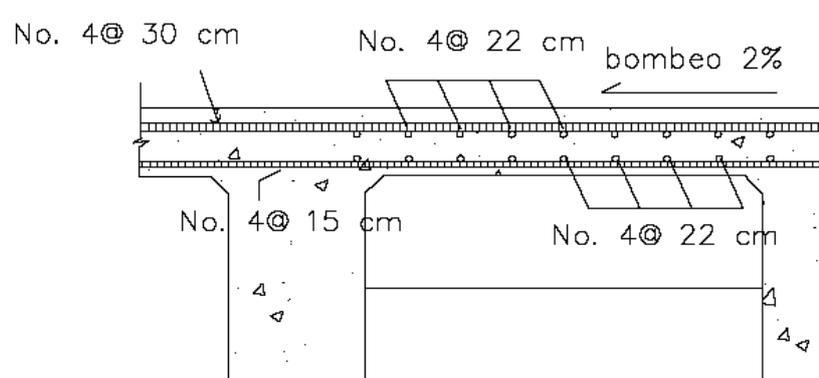
Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

5.71 cm^2 ----- 1 m

1.27 cm^2 ----- $X = 22.40 = 22 \text{ cm}$

Usar varillas No. 4 G40 @ 22 cm

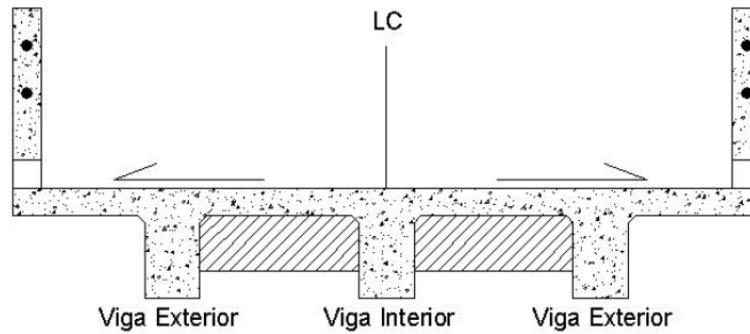
Figura 9. Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de losa



2.2.6.3 Análisis y diseño de vigas

Para el diseño del puente, la superestructura cuenta con tres vigas, dos exteriores y una interior, para cada viga se integran las cargas correspondientes y se diseñan de acuerdo a las especificaciones como se describe a continuación.

Figura 10. Sección transversal de la superestructura



2.2.6.3.1 Dimensionamiento de la viga interior

Para el dimensionamiento de las vigas el AASTHO 8.11.2 sugiere un peralte igual al $L/16$ de la luz para no chequear deflexiones, y para la base peralte/3.5 para no chequear alabeo.

1

Luz a línea central de apoyos		$L_{ca} = 17.60 \text{ m.}$
Luz libre		$L_I = 17.40 \text{ m.}$
Luz eficaz		$L_e = 18.00 \text{ m.}$
Peralte	$d = L/16$	$d = 17.6 / 16 = 1.10 \text{ m}$
Base	$b = d/3.5$	$b = 1.1 / 3.5 = 0.45 \text{ m}$

Adoptamos una base de 0.45 m.

2.2.6.3.2 Factor de distribución

El factor de distribución FD (AASHTO 3.23.1), se interpreta de la siguiente manera: es la porción de la carga viva que absorbe cada viga.

$$\text{Puente 1 vía} = \frac{S}{6.5} \quad \text{si} \quad S < 6'$$

$$\text{Puente 2 vías} = \frac{S}{6} \quad \text{si} \quad S < 10'$$

donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies a ejes.

Viga interior

Como el puente es de una vía, se toma $\frac{S}{6.5}$, donde $S = 1.75 \text{ m} = 5.74 \text{ pie}$

$$FD = \frac{5.74}{6.5} = 0.88$$

viga externa = 0.88

viga externa = $0.88 \times 2 = 1.76$

2.2.6.3.3 Cálculo de momentos

2.2.6.3.3.1 Momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, el análisis de la carga viva comprende estos diferentes tipos de cargas:

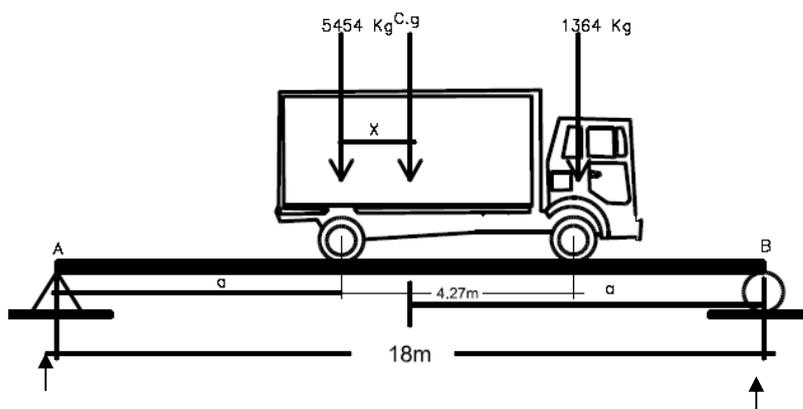
- a. Carga de camión
- b. Carga de pista.

Para superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 m la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta.

Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas. Para este tipo de carga, debe primero utilizarse las tablas de AASHTO 3.23.1, para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

De acuerdo a la AASHTO, para propósitos de este proyecto se utilizó un camión H15-44 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 11. Diagrama de camión en el lugar crítico A.



Para poder encontrar los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos en CG:

Encontrando centro de gravedad (CG).

$$P = 12000 \text{ lb} = 5454 \text{ kg}$$

$$P = 3000 \text{ lb} = 1364 \text{ kg}$$

$$\sum M_{cg} = 0 \oplus$$

$$5454 * x - 1364(4.27 - X) = 0$$

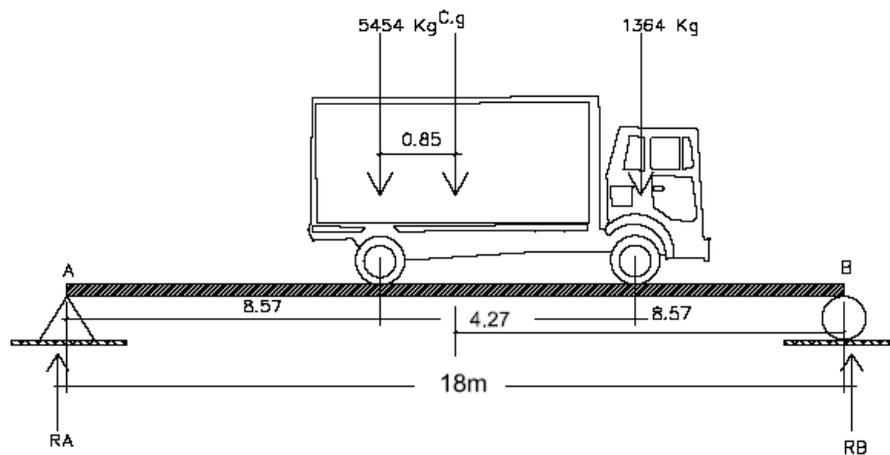
$$X = 0.85 \text{ m}$$

Encontrando A:

$$2A + X = 18$$

$$A = 8.57 \text{ m}$$

Figura 12. Diagrama de las reacciones producidas por el tándem de diseño.



Analizando por estática el diagrama antes se determina el valor las reacciones en los apoyos R_1 y R_2 , para calcular al momento máximo.

$$\sum MRb = 0$$

$$RA18 = -5454(9.42) - 1364(5.16) = 0$$

$$R_a = 3248.30 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_y = R_{A1} + R_B - P_{CG}$$

$$\sum F_y = R_B + 3248.3 - 6818$$

$$R_1 = 3569.7 \text{ kg}$$

Cálculo de momento máximo generado en la parte de mayor momento.

$$M_{Viva(max)} = Ra * Brazo_{kg-m} - cg * 0.85$$

$$M = 3248.30 * 8.57 - 5454 * 0.85 = 23202 \text{ kg-m}$$

2.2.6.3.3.2 Momento debido al impacto

Carga de impacto (según 1.2.12 AASHTO)

$$I = \frac{15.24}{(L + 38)}$$

donde:

L = Luz de viga en metros.

I = Carga de impacto.

$$I = \frac{15.24}{(18 + 38)} = 0.26 < 0.30, \text{ tomar } I = 0.26$$

$$M_{Viga} = M_{CV} * I * FD$$

donde:

M_{CV} = Momento generado por carga viva.

I = Factor de impacto

FD = Factor de distribución.

2.2.6.3.3 Momento por carga viva

Cálculo de momento por carga viva generado en viga exterior

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 23202 * 1.26 * 0.88 = 25726.37 \text{ kg} - m$$

Cálculo de momento por carga viva generado en viga interior

$$M_{\text{impacto viga interior (máximo)}} = 23202 * 1.26 * 1.76 = 51,452.7 \text{ kg} - m$$

2.2.6.3.4 Diseño de viga interna

2.2.6.3.4.1 Cálculo de momentos generado por carga muerta

El momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas, losa sobre la viga.

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmite el diafragma.

A = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

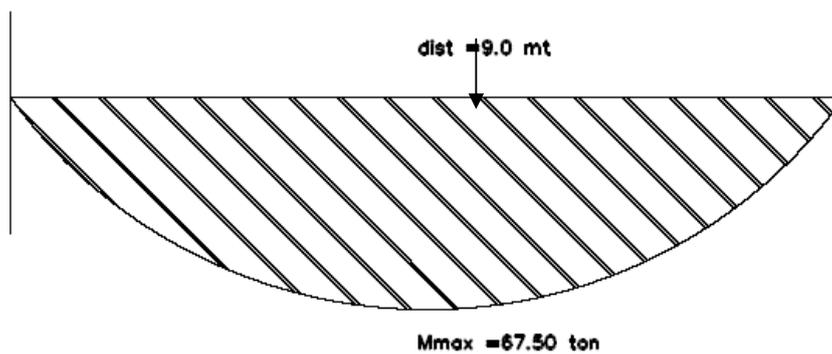
$$W_{CM} = (2,400)(0.2)(1) + (2,400)(0.45)(1.1) = 1,668.0 \text{ kg / m}$$

$$P = 612.0 \text{ kg}$$

$$M_{\text{Muerto(max)}} = \left[\frac{(1,668)(18)^2}{8} \right] + (612 * 6.)$$

$$M_{\text{Mueta(max)}} = 67554.96 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 13. Diagrama momento producido por carga muerta



2.2.6.3.4.2 Momento actuante en la viga interna

$$M_U = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

$$M_U = 199,302.41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.2.6.3.5. Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 1.10 x 0.45 m, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignará el recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Datos:

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

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

$$M_u = 199,302.41 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$b = 45.00 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 45 * 105)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 45 * 105)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 45 * 199302.41)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 87.93 \text{ cm}^2$$

2.2.6.3.5.1 Cálculo del refuerzo mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{F_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (45 * 105)$$

$$A_{s_{\min}} = 23.71 \text{ cm}^2$$

2.2.6.3.5.2 Cálculo del refuerzo máximo

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f'c}{F_y(0.003 E_s + F_y)}$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'c \leq 280 \text{ kg / cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Calculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.06 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2810(0.003(2.06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (zona sísmica)}$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{bal} b d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(45)(105)$$

$$A_{s_{max}} = 92.37 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que estar entre el área de acero mínima y el área de acero máxima.

Como el área de acero calculada cumple la condición estipulado por el ACI, se usará el valor del área de acero calculado ($A_s = 87.93 \text{ cm}^2$).

Distribución de varillas

Cama inferior:

Se tiene que el área de acero a flexión es 87.93 cm^2 , y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla No. 10 (7.91 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$7.91 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$87.93 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 11.11 = 12 \text{ var}$$

Usar 12 varillas No. 10 G40 (cama inferior).

Cama superior:

$33\% * A_s = 0.33(87.93 \text{ cm}^2) = 29.02 \text{ cm}^2$, como es mayor $A_{s_{\min}}$ se debe usar:

$$A_s = 29.02 \text{ cm}^2$$

$$7.91 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$29.02 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 3.66 = 4 \text{ var}$$

Usar 4 varillas No. 10 G40 (cama superior).

Refuerzo adicional:

Según la AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser peralte grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área tan grande de concreto sin acero, colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg² por cada pie de alto (5.37cm² por metro de alto). Este valor ya está comprobado por las normas, utilizando varilla No. 5 (2.00 cm²)

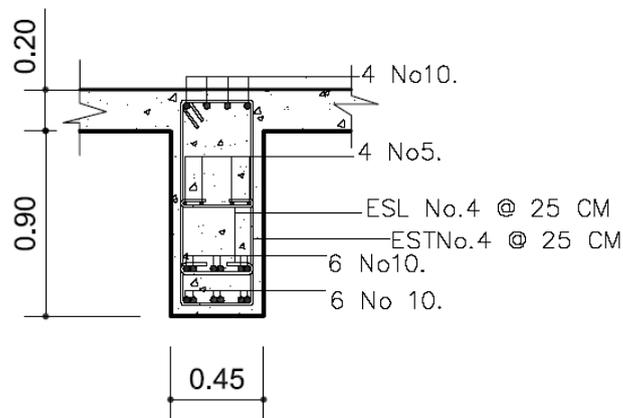
$$R_{Ad} = (1.10m)(5.37cm^2 / m) = 5.907 \text{ cm}^2$$

$$2.00 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$5.97 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 2.96 = 3 \text{ var}$$

Usar 3 varillas No. 5 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 14. Detalle de refuerzo viga interna parte central



2.2.6.3.6 Chequeo de refuerzo cama inferior en apoyos

Es igual al cincuenta por ciento del acero a tensión calculado:

$$A_{s_{enapoyos}} = 0.5 * 87.93 = 43.97 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión en los apoyos es de 6 varillas No.10 según la localización mostrada en planos.

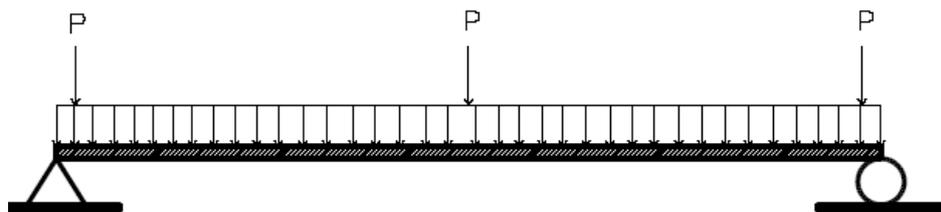
2.2.6.3.7 Diseño a corte

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto.

2.2.6.3.7.1 Corte debido a carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto considerando primero que el corte máximo ocurre en $L/2$.

Figura 15. Diagrama de carga muerta sobre viga principal



$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

donde:

W = Carga distribuida debido a la carga muerta de losa y diafragma

W = 1668 kg / m.

L = Longitud total de la viga = 18.00 m

P = Peso de diafragma

Cálculo:

$$V_{CM} = \frac{(1668)(18)}{2} + \frac{(1755)}{2}$$

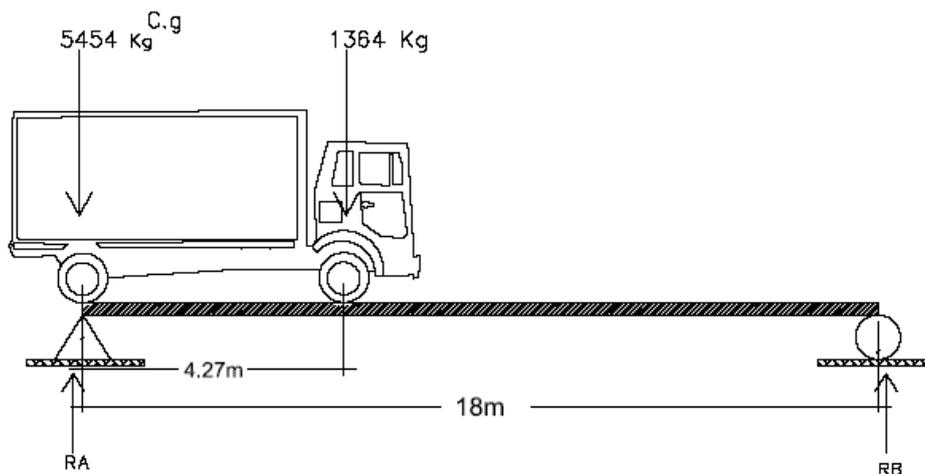
$$V_{CM} = 15889.5 \text{ kg}$$

2.2.6.3.7.2 Corte debido a carga viva.

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión esta ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R_1 , la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R_2 .

Figura 16. Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes



Cálculo de reacciones R_1 y R_2

$$\sum M_{R_2} = 0$$

$$\sum M_{R_2} = R_1(18) - (9599)(18) - (2400)(18 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 1143283 \text{ kg.} = V_{CV}$$

A las cargas del camión se le aplica el factor de distribución (Fd) por lo que queda así la carga de $1,364 \text{ kg} * 1.30 = 2400 \text{ kg}$ para el delantero y la de $5454 \text{ kg} * 1.30 = 9599 \text{ kg}$ para el eje trasero por ser $Fd = 1.30$.

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_Y = R_1 + R_2 - 9599 - 2400.6 = 0$$

$$\sum F_Y = 11432.83 + R_2 - 9599 - 2400.6 = 0$$

$$R_2 = 566.77 \text{ kg}$$

2.2.6.3.7.3 Corte por impacto

Para la misma se usará 26% de la carga

$$V_I = V_{cv} \times I = 11432.83 \times 1.26 = 14405.36 \text{ kg}$$

Cálculo del diseño a corte

Se calcula el corte último en la viga, aplicando la siguiente fórmula:

$$V_U = 1.3 \left[V_{CM}; + \frac{5}{3} (V_{CV} * I) \right]$$

Cálculo:

$$V_{U \max} = 1.3 \left[15889.5 + \frac{5}{3} (14405.36) \right]$$

$$V_{U \max} = 51867.96 \text{ kg.}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CV} = 0.53 \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{CV} = 0.53 \sqrt{210} * (45)(105)$$

$$V_{CV} = 36290 \text{ kg}$$

Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_U - V_{CU}$$

$$V_s = 51867.96 - 36290$$

$$V_s = 15577.92 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 * \phi * Fy * d}{V_s}$$

donde:

S = Espaciamiento de estribos.

Φ = Diámetro de varilla propuesto en cm².

d = Peralte efectivo en cm.

Vs = Cortante faltante en kg.

$$S = \frac{2(1.27)(2810)(105)}{15577.92}$$

$$S = 48.1 \text{ cm}$$

Además se recomienda que los estribos no vayan a más de H/4, por lo que se colocaran estribos con varilla No.4 a cada 25 cm, el esquema de armado de viga, y en los apoyos a cada 20 cm.

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G 40 @ 25 cm.

2.2.6.3.8 Diseño de viga exterior

2.2.6.3.8.1 Momento por carga muerta

El momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

Cargas muertas

Peso de barandal	= 12.00 kg/m
Peso de poste	= 54.00 kg/m
Peso de acera	= 240.00 kg/m
Peso de losa voladizo	= 480.00 kg/m
Peso de peso de viga	= 1188.00 kg/m
ΣP_n	= 1974 kg/m

Peso de diafragma actuante en viga exterior = (594 kg)

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmiten los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

$$M_{\max} = \frac{(1974)(18)^2}{8} + (612 * 6)$$

$$M_{\max} = 83619 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.2.6.3.8.2 Momento actuante en viga exterior

$$M_U = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

$$M_u = 1.3 \left(83619 + \frac{5}{3} (2572637) \right)$$

$$M_u = 16605976 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.2.6.3.8.3 Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 1.1 x 0.45 m, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignará el recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Datos:

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

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

$$M_u = 16605976.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$b = 45.00 \text{ cm}$$

$$d = 105.00 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 45 * 105)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 45 * 105)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 45 * 16605976)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 70.91 \text{ cm}^2$$

2.2.6.3.8.4 Cálculo de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{F_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (45 * 105)$$

$$A_{s_{\min}} = 23.71 \text{ cm}^2$$

2.2.6.3.8.5 Cálculo de acero máximo

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f'_c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 280 \text{Kg / cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Calculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.06 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2810(0.003(2.06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (zona sísmica)}$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{bal} b d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5(0.0391)(45)(105)$$

$$A_{s_{\max}} = 92.37 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Distribución de varillas

Cama inferior:

Se tiene que el área de acero a flexión es 70.91cm^2 , y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla No. 10 (7.91cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$7.91 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$70.91 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 8.96 = 9 \text{ var}$$

Usar 9 varillas No. 10 G40 (cama inferior).

Cama superior:

$33\% \cdot A_s = 0.33(70.91\text{cm}^2) = 23.40 \text{ cm}^2$, como es menor $A_{s_{\min}}$ se debe usar:

$$A_{s_{\min}} = 23.71 \text{ cm}^2$$

$$7.91 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$23.71 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 2.99 = 4 \text{ var}$$

Usar 4 varillas No. 10 G40 (cama superior).

Refuerzo adicional:

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto (5.37cm^2 por metro de alto). Utilizando varilla No. 5 (2.00 cm^2)

$$R_{Ad} = (1.10 \text{ m})(5.37 \text{ cm}^2 / \text{m}) = 5.907 \text{ cm}^2$$

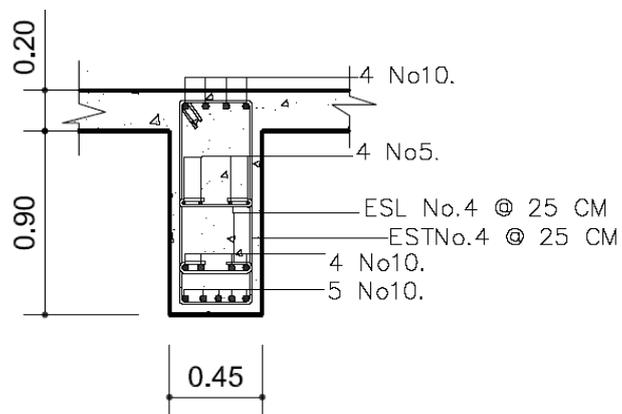
2.00 cm^2 -----1 var

5.907 cm^2 ----- X X = 2.96 = 3 var

Usar 3 varillas No. 5 G40 (para refuerzo

Usar 2 varillas No. 6 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 17. Detalle de refuerzo viga exterior parte central



2.2.6.4 Diseño de diafragma

Según AASHTO 1.7.4. (D), cuando la luz de la superestructura es mayor que 40 pies (12.19 m), es necesario colocar diafragmas en el punto medio y en los tercios de la luz.

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente. Entre las deformaciones que presentan las vigas figuran: el alabeo y el pandeo lateral.

Los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales, debido a que no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, se refuerzan con el área de acero mínimo.

Para efectos del proyecto se usaran dos diafragmas, a la orilla del puente que transmiten su peso a los apoyos, dado que la luz del puente es de 18.00 m. se usará uno al centro. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas se hacen aproximadamente $\frac{3}{4}$ de altura de viga en interiores y $\frac{1}{2}$ en exteriores.

Predimensionamiento de diafragma

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}} = 0.75(1.10) = 0.85 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m (ancho normal de la base).}$$

$$W_{\text{diaf}} = 2,400 \times 0.85 \times 0.30 \times 1.0 = 612.00 \text{ kg}$$

$$h = \frac{3}{4} h_{\text{viga}} = \frac{3}{4}(1.1) = 0.825 \text{ m} = 0.85 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{2} h_{\text{viga}} = \frac{1}{2}(1.1) = 0.55 \text{ m}$$

El ancho será de 30.00 cm, pues se considera que dicho ancho es el mínimo recomendable por la facilidad de construcción. El recubrimiento mínimo debe ser de 5 cm.

Refuerzo longitudinal

El refuerzo a colocar es el acero mínimo, en dos camas, superior e inferior. Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto (5.37 cm² por metro de alto), y un recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

2.2.6.4.1 Cálculo del refuerzo

$$A_{s_{mín}} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14.1}{2810} (30 * 85)$$

$$A_{s_{mín}} = 12.79 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2.84 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$2.84 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$12.79 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 4.5 = 5 \text{ var}$$

Usar 5 varillas No. 6 G40 (cama superior e inferior).

Cálculo de espaciamiento:

$$S_{\text{max}} = 0.5d = 0.5(0.85) = 0.425 \text{ m}$$

donde:

d = Espaciamiento de estribos

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G 40 @ 40.0 cm

Refuerzo adicional

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg² por cada pie de alto (5.37cm² por metro de alto). Utilizando varillas No. 4 (1.27 cm²)

$$R_{Ad} = (0.75 \text{ cm}^2)(5.37 \text{ cm}^2) = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$4.01 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 3.15 = 4 \text{ var}$$

Usar 4 varilla No. 4 G40 (para refuerzo adicional)

2.2.6.4.2 Cálculo del refuerzo: Diafragma exterior

$$A_{s_{mín}} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14.1}{2810} (30 * 55)$$

$$A_{s_{mín}} = 8.28 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2.84 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$2.84 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$8.28 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 2.9 = 3 \text{ var}$$

Usar 3 varillas No. 6 G40 (cama superior e superior).

Cálculo de espaciamiento:

$$S_{\max} = 0.5d = 0.5(0.55) = 0.275 \text{ m}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G 40 @ 25 cm

Refuerzo adicional:

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg² por cada pie de alto (5.37cm² por metro de alto). Utilizando varillas No. 4 (1.27cm²)

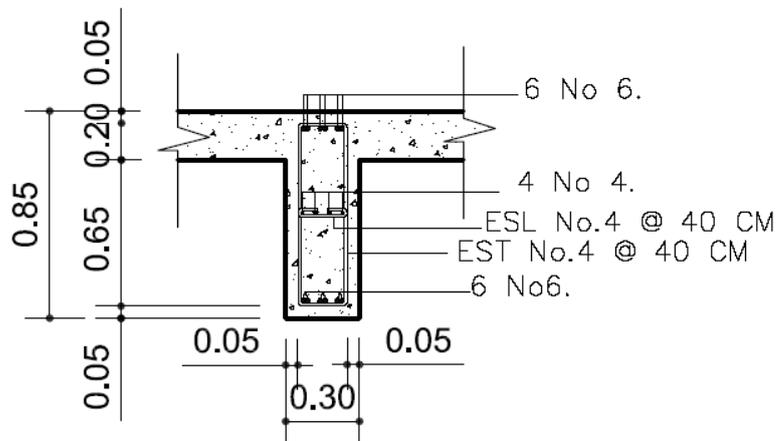
$$R_{Ad} = (0.55 \text{ cm}^2)(5.37 \text{ cm}^2) = 2.95 \text{ cm}^2$$

1.27 cm² -----1 var

2.95 cm² ----- X X = 2.32 = 3 var

Usar 3 varillas No. 4 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 18. Detalle de armado de diafragma.



2.2.6.1 Diseño de barandal y postes

Los postes serán de concreto reforzado y el barandal de tubo circular de hierro galvanizado de diámetro 3 pulgadas. Las dimensiones se muestran a continuación:

Inicialmente se puede determinar el acero longitudinal mínimo por el porcentaje de la sección bruta que esta entre 0.01–0.08 (ACI 318-99 10.9.1).

Área de la sección

$$A_g = 15 * 15 = 225 \text{ cm}^2$$

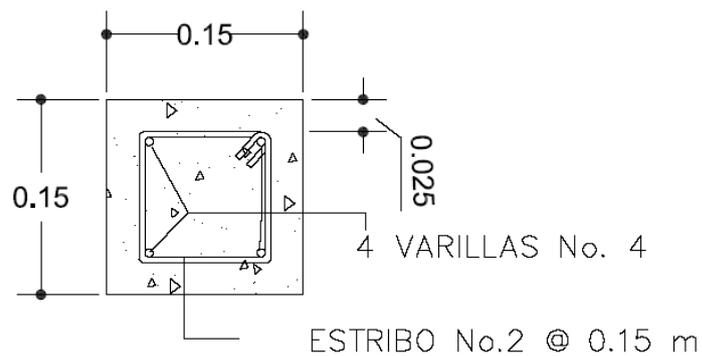
Área de acero preliminar utilizando un 1.5%

$$A_s = \text{acero \%} * A_g$$

$$A_s = 0.015 * 225 = 3.38 \text{ cm}^2$$

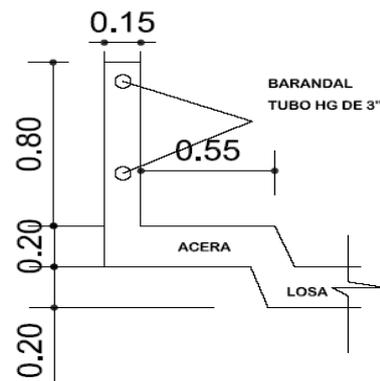
Se propone 4 No.4 @ 15 cm

Figura 19. Armado de postes puente aldea Julumichapa



2.2.7.2 Diseño de acera

Figura 20. Dimensiones de la acera



- **Integración de cargas**

Para el cálculo del momento se debe de determinar la carga producida por peso propio de la acera; con lo cual; se asume un espesor de 20 cms.

Carga muerta:

$$W_{acera} = T * L * W_c = 0.20 * 0.55 * 2,400 = 264 \text{ kg / m}$$

$$W_{poste} = 0.15 * 0.15 * 0.8 * 2,400 = 43 \text{ kg / m}$$

$$W_{losa} = 2400 * 0.2 * 1 = 480 \text{ kg}$$

$$W_{cm} = W_{acera} + W_{poste} + w_{losa} = 264 + 43 + 480 = 787 \text{ kg / m}$$

$$W_{cmu} = 1.4 * W_{cm} = 1.4 * 787 = 1101.8 \text{ kg / m}$$

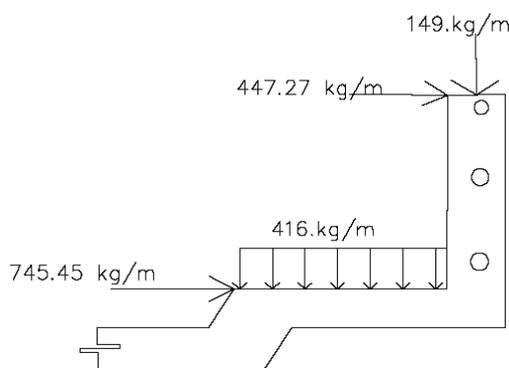
Haciendo sumatoria de momento respecto al empotramiento considerando que la acera se extiende 0.30 m después del empotramiento.

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{2} \qquad M_{cm} = \frac{1101.8 * 1.05^2}{2} = 607.36 \text{ kg - m}$$

Integración de carga viva

A continuación se muestran las cargas vivas que actúan sobre la acera.

Figura 21. Diagrama de cargas vivas sobre banqueta según AASHTO



Haciendo sumatoria de momento respecto al empotramiento tenemos.

$$M_{cv} = 415 * 0.5 * (0.6) + 149 * 1.05 + 447.27 * 1.0 + 745 * 0.2 = 877.22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.2.7.2.1 Momento último

$$M_U = 1.30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right]$$

$$M_U = 1.30 \left[607 + \frac{5}{3} (877.22) \right] = 2690.22 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para el cálculo del momento se aplica la siguiente fórmula:

Datos:

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

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

$$M_u = 2690.22.0. \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$b = 55.00 \text{ cm}$$

$$d = 17.00 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 55 * 17)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 55 * 17)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 55 * 2690.2.0)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínima: } A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} b d = A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 17$$

$$A_{s_{\min}} = 8.53 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s_{\max}} = 23.08 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI indican:

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Se utilizará el acero mínimo ya que es mayor al requerido y como es igual al de la losa se toma igual al armado de la losa.

2.2.7 Diseño de la subestructura

2.2.7.1 Análisis y diseño de estructura de apoyo

En AASHTO 3.2 en las definiciones nos dice que la subestructura es un componente estructural del puente que soporta el tramo horizontal y que la superestructura son componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal por lo que las cargas de la superestructura pasan a ser transmitidas a la subestructura.

2.2.7.1.1 Diseño de la cortina

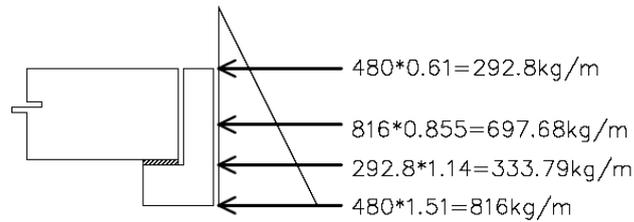
Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 1.2.22, los grupos III y VII.

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

2.2.7.1.2 Empuje de tierra (E)

Se incrementará la altura de relleno en 2 pies (0.61 m), y de acuerdo a AASHTO 1.2.19 la estructura no debe diseñarse para menor de un equivalente líquido igual a 480.00 kg / m.

Figura 22. Diagrama de presiones sobre cortina



Cálculo de empuje:

$$E = \text{Empuje} = E_{\text{sob}} * h + E_s * h/2 = (292.80 \times 1.1) + (816.00 \times 1.1) / 2$$

$$E = 609.84 \text{ kg}$$

2.2.7.1.3 Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1.83 m (6'), sobre la rodadura.

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

$$FL = \frac{(0.05)(5454)}{2(1.10)}$$

$$FL = 123.9 \text{ kg / m}$$

La carga actuante está aplicada a 6.00 pies (1.83 m) sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1).

$$\text{Brazo de FL} = \text{brazo} = 1.83 + 1.1 = 2.93 \text{ m.}$$

2.2.7.1.4 Cálculo por sismo (EQ)

Se usará un coeficiente sísmico del 12% siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.21, se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (EQ), el punto de aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

Peso propio de la cortina para 1.00 m de ancho.

$$W_{\text{cortina}} = 0.30 \times 1.10 \times 1.00 \times 2,400$$

$$W_{\text{cortina}} = 792.00 \text{ kg.}$$

$$\text{EQ} = 12\% W_{\text{cortina}}$$

$$\text{EQ} = 0.12 \times 792.00 = 95.04 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = \frac{H}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.45 \text{ m}$$

2.2.7.1.5 Combinación de cargas para momento

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1

Para momentos:

$$\text{Grupo III: } 1.3 (E_{\text{sob1}} * H/2 + E_s * H/3 + \text{EQ} * H/2)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E_{\text{sob1}} * H/2 + E_s * H/3 + \text{LF} * B + H)$$

Para corte:

Grupo III: 1.3 (E + FL)

Grupo VII: 1.3 (E + EQ)

donde:

Es = Carga del suelo aplicada.

E = Empuje.

Esob1 = Carga equivalente del rectángulo.

FL1 = Fuerza longitudinal.

EQ = Fuerza de sismo.

2.2.7.1.6 Cálculo para momentos:

$$Es = (480 \times 1.7) \times 1.71 / 2 = 697.68 \text{ kg / m}$$

$$Esob = (480 \times 0.61) \times 1.14 = 333.79 \text{ kg/ m}$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 (Esob1 * H/2 + E_s * H/3 + EQ * H/2)$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 (333.79 * 1.10/2 + 697.68 * 1.10/3 + 95.04 * 1.10/2)$$

$$\text{Grupo III: } 639.17 \text{ kg – m}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E_{sob1} * H/2 + E_s * H/3 + LF * B + H)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (333.79 * 1.10/2 + 697.68 * 1.10/3 + 123.97 * 2.93 + 1.10)$$

$$\text{Grupo VII: } 1044.85 \text{ kg – m}$$

Cálculo para corte:
Según AASHTO 3:22:1b

Grupo III: 1.3 (E + FL)
Grupo III: 1.3 (609.84 + 123.97)
Grupo III: 953.95 kg
Grupo VII: 1.3 (E + EQ)
Grupo VII: 1.3 (609.84 + 95.04)
Grupo VII: 704.88 kg

El momento máximo y corte máximo se determina al comparar el momento producido por los dos grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III.

2.2.7.1.7 Cálculo del refuerzo

El valor del refuerzo transversal lo obtendremos con la siguiente fórmula:

$$A_s = 0.85 \frac{f'cbd}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'cbM_u)}{F_y^2}}$$

donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

$f'c$ = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2 .

F_y = Módulo de fluencia del acero en kg / cm^2

M_u = Momento último en $\text{kg} - \text{cm}$.

b = Base en m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$$M_u = 104485.0 \text{ kg - cm}$$

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

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

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 30 * 105)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 30 * 105)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 30 * 104485.0)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínima: } A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} bd = A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 105$$

$$A_{s_{\min}} = 15.80 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s_{\max}} = 61.42 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI indican:

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Cómo el área de acero calculada debe de estar entre el área de acero mínima y el área de acero máxima, no cumple ésta condición, por eso se tomara el área de acero mínima cómo el área de refuerzo.

• Distribución de varillas

Utilizando varillas No. 5 (1.98cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$1.98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$15.80 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 7.9 = 8 \text{ var}$$

Usar 8 varillas No. 5 G 40, corridas.

2.2.7.3.6 Diseño a corte

$$V_U = 953.95 \text{ kg.}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_{CU} = 0.53\sqrt{f'c}.*bd$$

$$V_{CU} = 0.53\sqrt{210}.*(30)(105)$$

$$V_{CU} = 24,193.3 \text{ kg}$$

Como $V_u < V_{cu}$ por lo tanto el concreto resiste y no se usará refuerzo.

$$\text{Utilizar } S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{105}{2} = 50 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones No. 3 G 40 @ 40 cm.

2.2.7.4 Diseño de la viga de apoyo

En la viga transversal, donde se apoyaran las vigas principales (longitudinales), se diseñará por aplastamiento, ya que ésta no soporta flexión. La base no debe ser menor de 40.00 cm, y se colocará refuerzo longitudinal por temperatura o refuerzo mínimo.

Cálculo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (70)(35) = 13.17 \text{ cm}^2$$

• Distribución de varillas

Utilizando varillas No. 5 (1.98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$1.98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

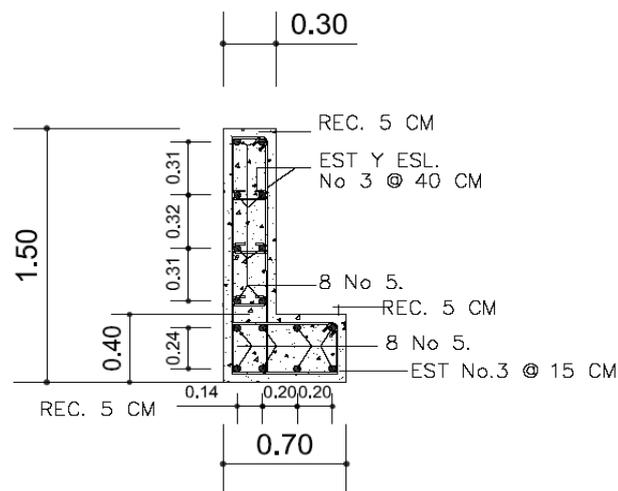
$$13.17 \text{ cm}^2 \text{-----} X \quad X = 6.65 = 7 \text{ var}$$

Usar 7 varillas No. 5 G40, corridas.

El refuerzo por corte en la viga de apoyo estará a $d / 2 = 35 / 2 = 17.50$

Usar estribo No 3 G40 @ 15 cm.

Figura 23. Armado de cortina y viga de apoyo del puente Julumichapa



2.2.7.5 Diseño de almohadilla de neopreno

Según la sección 14 de las normas AASHTO tenemos que los apoyos integrales de neopreno serán de dureza shore 60, reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_r = \frac{8ab}{t(a+b)}$$

El esfuerzo actuante mediante la expresión.

$$\sigma_a = \frac{P}{a*b}$$

$$\frac{\Delta L}{T} = 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

donde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal.

a,b = dimensiones del apoyo.

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo.

σ_f = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo).

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo.

t = espesor de una lámina de 1.3 cm.

T = espesor total del elastómero.

Datos:

L = 18 m

a = 25 cm

b = 25 cm

P = 51,867.26 kg

T = 3.3 cm

Chequeo de esfuerzo de compresión

$$\sigma_r = \frac{8 * 40 * 40}{1.3(40 + 40)} = 123.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{51867.26}{40 * 40} = 32.41 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo $\sigma_r > \sigma_a$ entonces las dimensiones son correctas.

Cálculo del desplazamiento horizontal (L =18 m)

Desplazamiento de las placas de acero viene dado por.

$$\Delta_{et} = \frac{\sigma_f * L}{E}$$

$$\Delta_{et} = \frac{1700 * 1800}{2.1E6} = 1.45$$

Deformación por contracción y fraguado

$$\Delta_{Cm} = \frac{1.13 * 67554}{67554 + 29234.5} = 0.79$$

Deformación por contracción es

$$\Delta_C = 0.000165 * 1800 = 0.298$$

Deformación por temperatura es:

$$\Delta_t = 0.0000110 * 1800 = 0.198$$

Desplazamiento máximo:

$$\Delta L = (\Delta_{et} + \Delta_t) - \Delta_c = (1.45 + 0.19) - 0.298 = 1.34$$

$$\frac{\Delta L}{3.3} = \frac{1.34}{3.3} = 0.4 \leq 0.5 \text{ ok, apoyos móviles.}$$

Utilizar una base de neopreno de 25 x 25 cm, con un espesor de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

2.2.7.6 Análisis y diseño de estribos

Es difícil establecer un límite de altura para utilizar un determinado tipo de subestructura por gravedad pero, en general los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar, sea de poca altura y no pase de los 5.00 m, después de la cual, la estructura resulta muy pesada y costosa.

El análisis consistirá en calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo. Calculados los momentos se procederá a efectuar la comprobación correspondiente.

Los análisis se realizarán con las siguientes fórmulas:

$$\text{Volteo} \quad = \frac{ME}{MV} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} \quad = 0.50 * \frac{WE}{W_v} > 1.50$$

$$\text{Presiones} \quad = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 20,000 \text{ kg}$$

donde:

ME = Momento estabilizante.

MV = Momento de volteo.

W = Fuerza resistente.

E = Fuerzas horizontales.

e = $b/2 - a =$ excentricidad siendo $a = \frac{(ME - MV)}{W}$

Datos:

Peso del concreto ciclópeo $W_{cc} = 2,700 \text{ kg / m}^3$

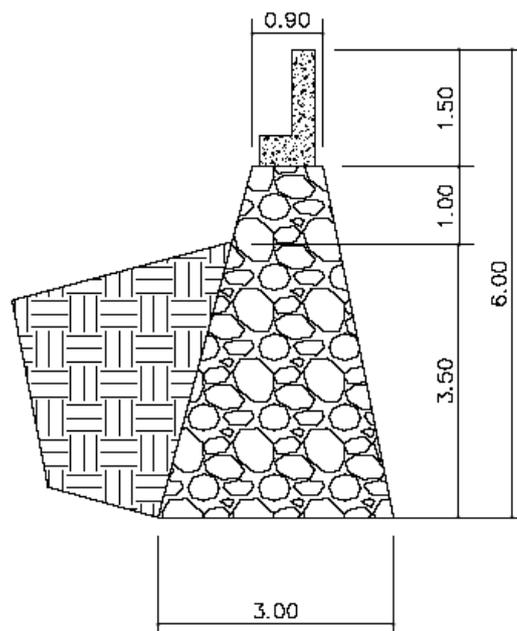
Peso del concreto armado $W_c = 2,400 \text{ kg / m}^3$

Peso del suelo $W_s = 1,300 \text{ kg / m}^2$

Equivalente líquido $E_L = 480 \text{ kg / m}^3$

Capacidad soporte del suelo $V_s = 28,700 \text{ kg / m}^2$

Figura 24. Geometría y dimensiones del estribo.



2.2.7.5. Peso de la superestructura

CARGA MUERTA:

$$W_{Losa} = 2400 * 0.2 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{Viga} = 2400(1.1)(0.45)(3) = 3564 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragma} = 2400(0.85)(0.30)(4) = 2448 \text{ kg/m}$$

$$\sum W = 7104 \text{ kg/m}$$

Peso de la cortina: 792 kg/m

Viga de Apoyo:

$$W = 2400(0.70)(0.40) = 672 \text{ kg/m}$$

CARGA VIVA:

Se tomara el peso del camión total: 6818 kg

$$C.viva = \frac{6818}{5.50} = 1239.63 \text{ kg/m}$$

CARGA DE IMPACTO:

Tomamos el 30 % de la carga viva

$$C.I = 1239.63(0.30) = 371.9 \text{ kg/m}$$

CARGA DEBIDO AL FRENADO:

Se tomara el 10% de la carga viva

$$C.I = 1239.63(0.10) = 123.96 \text{ kg/m}$$

2.2.7.6.1 CÁLCULO DEL EMPUJE DEL SUELO

Se compone del empuje de suelo activo, empuje del suelo pasivo. Además, se adiciona el empuje debido a sobrecarga de un camión, esta carga funciona como empuje del suelo.

2.2.7.6.1 FACTORES DE EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}19.7}{1 + \text{sen}19.7} = 0.50$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0.5} = 2.00$$

2.2.7.6.2 Empuje por sobrecarga:

Es la carga debido al camión fuera de la superestructura y se tomará como una carga concentrada:

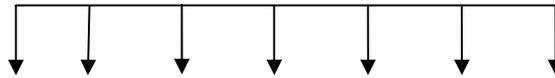
$$P = 12,000 \text{ lb} = 5454 \text{ kg}$$

Área de influencia: $5.50 \cdot 4.27 = 23.48 \text{ m}^2$

$$E_{\text{sobrecarga}} = \frac{5454 \cdot 2}{23.48} = 464.56 \text{ kg / m}^2 \text{ kg / m}$$

$$h = \frac{464.56}{1150} = 0.40 \text{ m}^2$$

Figura 25. Equivalente de sobre carga estribo puente vehicular



Empuje dada por sobrecarga esta dada por:

$$E_{\text{sobrecarga}} = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * h_{\text{muro}} * h_{\text{carga}}$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = 0.5 * 1150 * 6.00 * 0.4 = 1725 \text{ kg / m}$$

2.2.7.6.3 Empuje de suelo activo debido al relleno (aproche)

$$E_{\text{SUELOACTIVO}} = K_a * \gamma_{\text{suelorelleno}} * h_{\text{MURO}}^2 / 2$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = 0.5 * 1150 * 6.00^2 / 2 = 11385 \text{ kg / m}$$

2.2.7.6.3.4 Empuje de suelo pasivo:

$$E_{\text{SUELOACTIVO}} = K_p * \gamma_{\text{suelorelleno}} * h_{\text{PASIVA}}^2 / 2$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = 2.0 * 1150 * 2.10^2 / 2 = 5071.5 \text{ kg / m}$$

Teniendo estas fuerzas actuantes construimos el diagrama de cargas del estribo.

2.2.7. Cálculo de momento de volteo

Estos son los momentos que tienen que soportar el muro. Para el cálculo de momento de volteo y estabilizantes utilizaremos el siguiente diagrama. Se muestra una tabla donde se calcula el momento debido a las fuerzas volteantes.

La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

Figura 26 Diagrama de cargas estribo puente

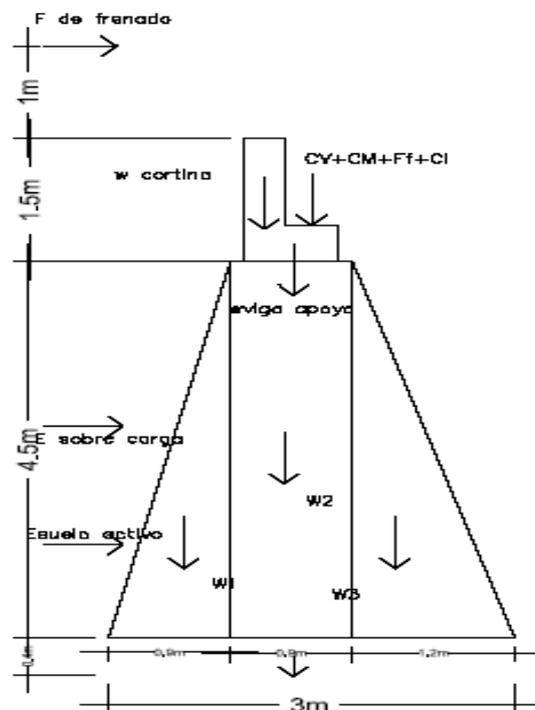


Tabla XI. Tabla de momentos que producen volteo de estribo en el puente

Tabla momentos que producen volteo de estribo puente vehicular de concreto					
Cargas que producen volteo		Carga	Brazo	Momento al pie del muro	
Fuerza de frenado		123,96	6,00+1,00	861	kg-m
Empuje por sobrecarga		1725	6,00/2	5175	kg-m
Empuje activo del suelo		11385	6,00/3	22770	kg-m
total		13233,96		28806	

2.2.7.8. Cálculo de momento estabilizante

Tabla XII. Tabla de momentos estabilizantes de estribo del puente

Tabla momentos estabilizantes de estribo puente				
Cargas estabilizantes	Carga	Brazo	Momento al pie del muro	
Carga total	8839,52	1,6	14143,232	kg-m
Peso de cortina	672	1,35	907,2	kg-m
Peso de viga de apoyo	792	1,15	910,8	kg-m
Peso muro 1	5467,5	0,6	3280,5	kg-m
Peso muro 2	10935	1,35	14762,25	kg-m
Peso muro 3	7290	2,2	16038	kg-m
Empuje del suelo pasivo	5071,5	2,10/3	3550,05	kg-m

	total	39067,52		53592,032	
--	--------------	-----------------	--	------------------	--

2.2.6 Revisión del muro con superestructura y carga viva

Esta es la condición mas crítica a que estará sometido el muro por lo que se realizará los siguientes chequeos.

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{5359203}{288060} = 1.86 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE_2}{W_v} = 0.5 * \frac{5359203}{13,233.96} = 2.02 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste}$$

deslizamiento

Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{Wt_2} = \frac{5359203 - 2880600}{25156.5} = 0.99$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{3.}{2} - 0.99 = 0.51$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] < 28,000 \text{ kg}$$

$$P = \frac{39067.52}{3.0 * 1.0} \left[1 \pm \left(\frac{6 * (0.51)}{3.0} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 26305.46 \text{ kg} / \text{m}^2 < 28000 \text{ kg} / \text{m}^2$$

El valor obtenido nos dice que no sobrepasa el valor soporte dado por el estudio del ensayo triaxial del suelo, por lo tanto el chequeo es correcto.

2.2.9 Planos del proyecto

Los planos del puente que se elaborarán son los siguientes:

- Ubicación, perfil del puente.
- Planta de conjunto, detalles de losa y estribo.
- Detalles cortes transversales de puente, estribo y cortina.
- Detalle viga interna y externa, diafragma, cortina y viga de apoyo.

2.2.10 Presupuesto del proyecto

En la integración del presupuesto del puente vehicular se consideraron los siguientes aspectos:

a. Materiales: para el efecto se tomarán como base los precios que se manejan en la región.

b. Mano de obra: en este renglón se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.

c. Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo.

d. Imprevistos: en este renglón se tomaron en cuenta las posibles variaciones de precios de materiales.

A continuación se muestra el cuadro resumen de renglones que componen el proyecto de puente vehicular aldea Julumuchapa.

Tabla XII. Resumen de presupuesto puente Julumichapa

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS TOTALES					
Diseñó	OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN			Fecha	noviembre-09
Proyecto	CONSTRUCCIÓN PUENTE VEHICULAR ALDEA JULUMICHAPA			Programa	
Código	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
1	TRABAJOS PRELIMINARES	ml	200,00	Q70,04	Q14.008,18
2	ESTRIBO	m ³	120,00	Q1.105,63	Q132.676,18
3	CORTINA Y VIGA DE APOYO	ml	11,00	Q2.051,30	Q22.564,34
4	APOYO DE NEOPRENO	unidad	6,00	Q1.395,08	Q8.370,48
5	VIGAS	ml	54,00	Q3.029,90	Q163.614,78
6	DIAFRAGMA INTERNO	ml	4,00	Q2.908,38	Q11.633,53
7	DIAFRAGMA EXTERNO	ml	8,00	Q1.596,56	Q12.772,47
8	LOSA	m ²	99,00	Q899,36	Q89.036,86
9	APROCHES	m ³	265,00	Q303,58	Q80.448,55
10	BARANDAL + COLUMNAS	ml	24,00	Q1.057,82	Q25.387,63
				Total Proyecto	Q560.513,00

2.2.11 Operación y mantenimiento

Después de construido el proyecto y tener a punto todos los detalles se debe tener un constante monitoreo de la operación del mismo. También se debe designar el mantenimiento del puente a las personas encargadas del área de infraestructura de la municipalidad de Ipala, con el objetivo de que el proyecto alcance su vida útil en óptimas condiciones.

CONCLUSIONES

- Con la construcción de 7.6 kilómetros de drenaje sanitario, se beneficiarán 245 familias de las aldeas San Francisco y el Sauce.
- Con la construcción del sistema de alcantarillado sanitario para las aldeas San Francisco y el Sauce, se tiene que el costo directo total del proyecto es 6,741,767.48 quetzales, el costo unitario por la línea de drenaje de diámetro 6” es de 543.76 quetzales, así como también las conexiones domiciliarias 4,583.53 quetzales.
- La aldea Julumichapa se beneficiará con la ejecución del puente vehicular de 18 metros longitud, la cual beneficiará a 60 familias de una forma directa y 150 familias que transitan por ese lugar que pertenecen a otras aldeas, ya que proporcionará facilidad de locomoción.
- Con la construcción del puente vehicular para la aldea Julumichapa, se tiene que el costo directo total del puente es de 412,141.29 quetzales, así mismo el precio por metro cuadrado de construcción del puente es de 5,661.74 quetzales.
- El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S), que se realizó fue una experiencia de poder compartir los conocimientos adquiridos en la facultad de ingeniería, así mismo fue saber como se emplean los conocimientos en el campo.

RECOMENDACIONES

- Actualizar los precios presentados en los presupuestos antes de su construcción porque están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.
- Dar el mantenimiento respectivo a los pozos de visita, una vez construido, para que no se acumulen materiales que puedan obstruir el alcantarillado, se recomienda supervisarlos cada 4 meses los pozos y el cambio de sus tapaderas.
- En la construcción del puente se recomienda, la utilización de mano de obra calificada, así mismo que todos los materiales que sean utilizados que estén conforme lo establecido en los planos.
- La utilización de maquinaria adecuada en la construcción de proyectos reduce el tiempo de ejecución y mejora la calidad del proyecto.
- Al constructor y supervisor de obras, se le sugiere utilizar los materiales de ese sector ya que todo está calculado en base a los precios de esa región, también se le sugiere utilizar mano de obra de esa localidad, ya que generará empleo a la aldea.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge design specification. Estados Unidos, edición 2004.
- 2.- Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. México, 4ª edición, 1999. Editorial Limusa.
- 3.- Instituto de Fomento Municipal (INFOM). **Normas generales para diseño de alcantarillados**. Guatemala, edición 2001.
- 4.- Instituto Nacional de Estadística (INE). **XI Censo de población y VI de habitación**. Guatemala, edición 2002.
- 5.- Ingenieros consultores de Centro América. **Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes**. Guatemala: Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, edición 2001.
- 6.- Nilson y Winter. **Diseño de estructuras de concreto**. Santa Fe de Bogotá, Colombia. Undécima edición, 1994. Editorial McGraw-Hill.
- 7.- Weissig, Dirk. **Fundamentos sobre la compactación de suelos**. Wacker. Alemania, edición 1995.

APÉNDICES

En esta sección se incluyen los informes de los proyectos que se realizaron.

Los informes son:

1. Ensayo de compresión triaxial.
2. Planos del sistema de alcantarillado sanitario.
3. Planos del puente vehicular, aldea Julumichapa.



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 008569

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 293 S. S. O.T.No.: 25,484

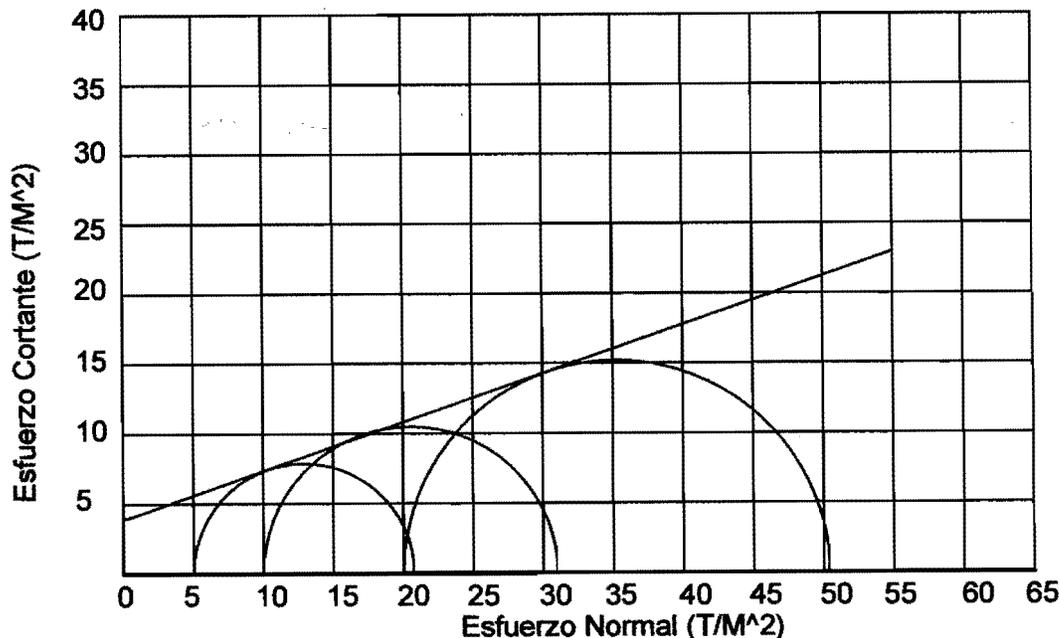
INTERESADO: Jorge Alfredo Ortega Dieguez, carne 2000-11670.

PROYECTO: EPS, Diseño de Puente Vehicular de Concreto.

UBICACIÓN: Ipala, Chiquimula.

pozo: 1 Profundidad: 3.20 m. Muestra: 1

Fecha: 14 de Julio de 2009.



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 19.7^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 3.85 \text{ T/m}^2$
--	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: limo Arcilloso, color café.

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	16.50	21.66	30.60
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	6.5	9.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.15	1.15	1.15
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.65	1.48	1.48
HUMEDAD (%H)	32.1	32.1	32.1

Atentamente,

Vo. Bo.

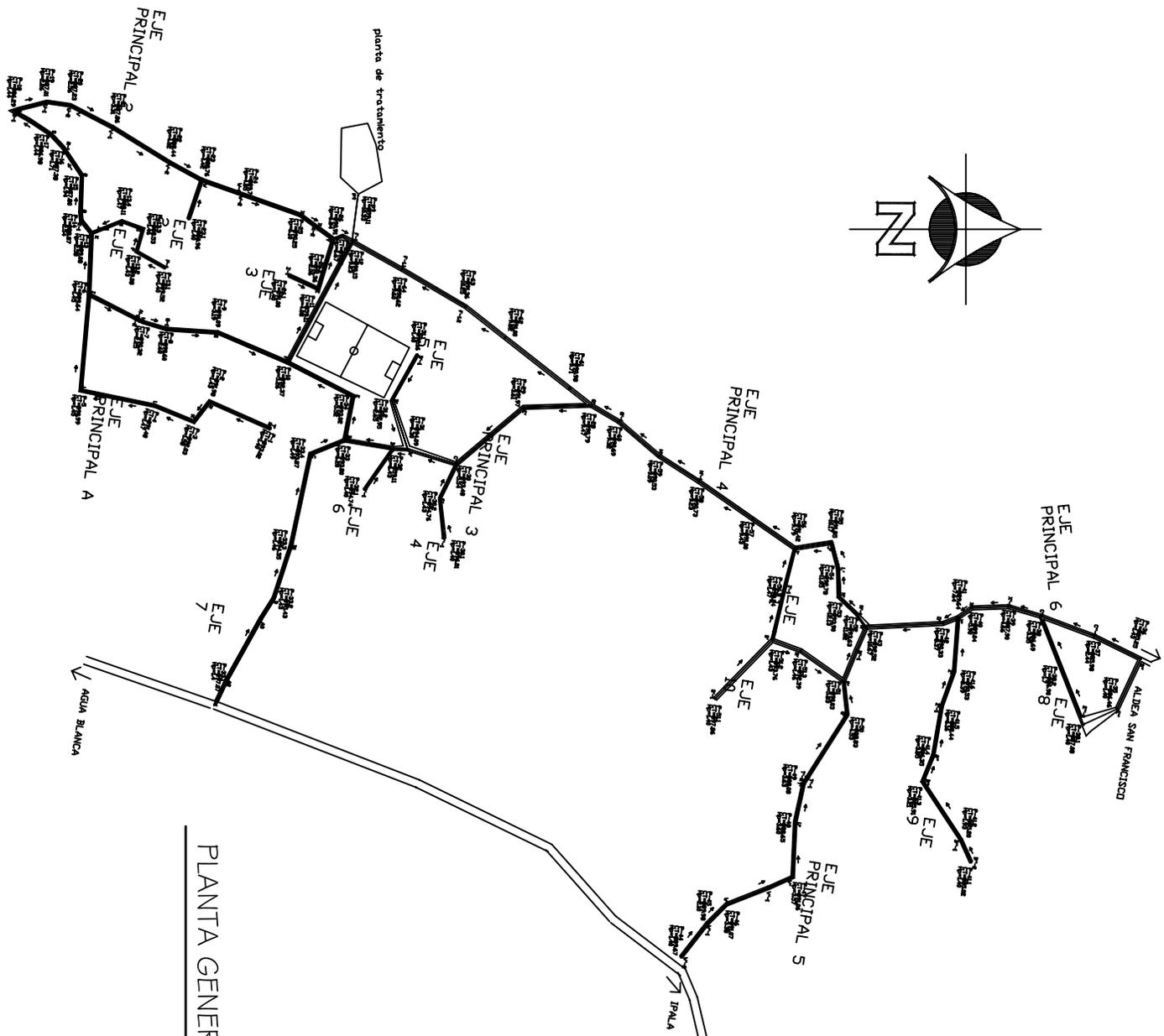
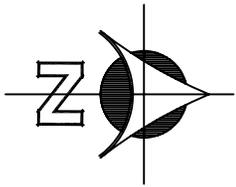
Inga. Telma Maricela Cancó Morales
DIRECTORA CI/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Nuevos Teléfonos:
Centro de Investigaciones de Ingeniería
Tels. (502) 2418-9900 ext. 86221 y 86203
Directos: (502) 2418-9115 - 2418-9121



PLANTA GENERAL

ESCALA 1/2000

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST	NO	8	7	6	5	4	3	2	1	EST	NO	8	7	6	5	4	3	2	1	EST	NO	8	7	6	5	4	3	2	1	
A	1	187	53	0	56	55	60	64	0	A	1	187	53	0	56	55	60	64	0	A	1	187	53	0	56	55	60	64	0	
A	2	167	22	0	34	00	60	7	0	A	2	167	22	0	34	00	60	7	0	A	2	167	22	0	34	00	60	7	0	
A	3	231	33	20	35	56	69	5	25	A	3	231	33	20	35	56	69	5	25	A	3	231	33	20	35	56	69	5	25	
B	1	276	24	0	52	50	60	4	35	B	1	276	24	0	52	50	60	4	35	B	1	276	24	0	52	50	60	4	35	
B	2	277	45	20	60	55	69	3	67	B	2	277	45	20	60	55	69	3	67	B	2	277	45	20	60	55	69	3	67	
C	1	326	26	0	35	97	69	1	60	C	1	326	26	0	35	97	69	1	60	C	1	326	26	0	35	97	69	1	60	
C	2	326	26	0	35	97	69	1	60	C	2	326	26	0	35	97	69	1	60	C	2	326	26	0	35	97	69	1	60	
D	1	326	26	0	35	97	69	1	60	D	1	326	26	0	35	97	69	1	60	D	1	326	26	0	35	97	69	1	60	
E	1	197	46	20	71	50	69	3	37	E	1	197	46	20	71	50	69	3	37	E	1	197	46	20	71	50	69	3	37	
F	1	266	35	40	133	53	69	0	15	F	1	266	35	40	133	53	69	0	15	F	1	266	35	40	133	53	69	0	15	
G	1	174	21	40	49	56	69	0	0	G	1	174	21	40	49	56	69	0	0	G	1	174	21	40	49	56	69	0	0	
H	1	176	22	40	23	99	69	0	0	H	1	176	22	40	23	99	69	0	0	H	1	176	22	40	23	99	69	0	0	
I	1	187	53	0	56	55	60	64	0	I	1	187	53	0	56	55	60	64	0	I	1	187	53	0	56	55	60	64	0	0
J	1	2	17	20	74	00	69	1	48	J	1	2	17	20	74	00	69	1	48	J	1	2	17	20	74	00	69	1	48	
K	1	280	55	20	24	59	69	0	28	K	1	280	55	20	24	59	69	0	28	K	1	280	55	20	24	59	69	0	28	
L	1	310	40	0	22	60	69	0	33	L	1	310	40	0	22	60	69	0	33	L	1	310	40	0	22	60	69	0	33	
M	1	14	31	20	62	00	69	0	29	M	1	14	31	20	62	00	69	0	29	M	1	14	31	20	62	00	69	0	29	
N	1	14	31	20	62	00	69	0	29	N	1	14	31	20	62	00	69	0	29	N	1	14	31	20	62	00	69	0	29	
O	1	96	14	0	23	00	69	0	08	O	1	96	14	0	23	00	69	0	08	O	1	96	14	0	23	00	69	0	08	
P	1	23	55	20	35	00	69	0	52	P	1	23	55	20	35	00	69	0	52	P	1	23	55	20	35	00	69	0	52	
Q	1	23	55	20	35	00	69	0	52	Q	1	23	55	20	35	00	69	0	52	Q	1	23	55	20	35	00	69	0	52	
R	1	23	55	20	35	00	69	0	52	R	1	23	55	20	35	00	69	0	52	R	1	23	55	20	35	00	69	0	52	
S	1	202	17	20	48	53	69	0	29	S	1	202	17	20	48	53	69	0	29	S	1	202	17	20	48	53	69	0	29	
T	1	214	16	20	15	00	69	0	40	T	1	214	16	20	15	00	69	0	40	T	1	214	16	20	15	00	69	0	40	
U	1	336	17	40	29	00	69	0	71	U	1	336	17	40	29	00	69	0	71	U	1	336	17	40	29	00	69	0	71	
V	1	17	51	40	35	00	69	0	76	V	1	17	51	40	35	00	69	0	76	V	1	17	51	40	35	00	69	0	76	
W	1	20	50	40	13	59	69	0	16	W	1	20	50	40	13	59	69	0	16	W	1	20	50	40	13	59	69	0	16	
X	1	6	36	40	34	00	69	0	51	X	1	6	36	40	34	00	69	0	51	X	1	6	36	40	34	00	69	0	51	
Y	1	110	2	20	16	09	69	0	71	Y	1	110	2	20	16	09	69	0	71	Y	1	110	2	20	16	09	69	0	71	
Z	1	23	50	40	21	56	69	0	73	Z	1	23	50	40	21	56	69	0	73	Z	1	23	50	40	21	56	69	0	73	
1	1	185	29	40	31	97	69	0	00	1	1	185	29	40	31	97	69	0	00	1	1	185	29	40	31	97	69	0	00	
2	1	195	29	40	31	97	69	0	00	2	1	195	29	40	31	97	69	0	00	2	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
3	1	195	29	40	31	97	69	0	00	3	1	195	29	40	31	97	69	0	00	3	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
4	1	195	29	40	31	97	69	0	00	4	1	195	29	40	31	97	69	0	00	4	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
5	1	195	29	40	31	97	69	0	00	5	1	195	29	40	31	97	69	0	00	5	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
6	1	195	29	40	31	97	69	0	00	6	1	195	29	40	31	97	69	0	00	6	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
7	1	195	29	40	31	97	69	0	00	7	1	195	29	40	31	97	69	0	00	7	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
8	1	195	29	40	31	97	69	0	00	8	1	195	29	40	31	97	69	0	00	8	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
9	1	195	29	40	31	97	69	0	00	9	1	195	29	40	31	97	69	0	00	9	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
10	1	195	29	40	31	97	69	0	00	10	1	195	29	40	31	97	69	0	00	10	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
11	1	195	29	40	31	97	69	0	00	11	1	195	29	40	31	97	69	0	00	11	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
12	1	195	29	40	31	97	69	0	00	12	1	195	29	40	31	97	69	0	00	12	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
13	1	195	29	40	31	97	69	0	00	13	1	195	29	40	31	97	69	0	00	13	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
14	1	195	29	40	31	97	69	0	00	14	1	195	29	40	31	97	69	0	00	14	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
15	1	195	29	40	31	97	69	0	00	15	1	195	29	40	31	97	69	0	00	15	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
16	1	195	29	40	31	97	69	0	00	16	1	195	29	40	31	97	69	0	00	16	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
17	1	195	29	40	31	97	69	0	00	17	1	195	29	40	31	97	69	0	00	17	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
18	1	195	29	40	31	97	69	0	00	18	1	195	29	40	31	97	69	0	00	18	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
19	1	195	29	40	31	97	69	0	00	19	1	195	29	40	31	97	69	0	00	19	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
20	1	195	29	40	31	97	69	0	00	20	1	195	29	40	31	97	69	0	00	20	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
21	1	195	29	40	31	97	69	0	00	21	1	195	29	40	31	97	69	0	00	21	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
22	1	195	29	40	31	97	69	0	00	22	1	195	29	40	31	97	69	0	00	22	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
23	1	195	29	40	31	97	69	0	00	23	1	195	29	40	31	97	69	0	00	23	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
24	1	195	29	40	31	97	69	0	00	24	1	195	29	40	31	97	69	0	00	24	1	195	29	40	31	97	69	0	00	
25	1	195	29	40	31	97	69	0	00	25	1	195	29	40	31	97	69	0	00	25	1	195	29	40	31	97	69	0	00	



UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

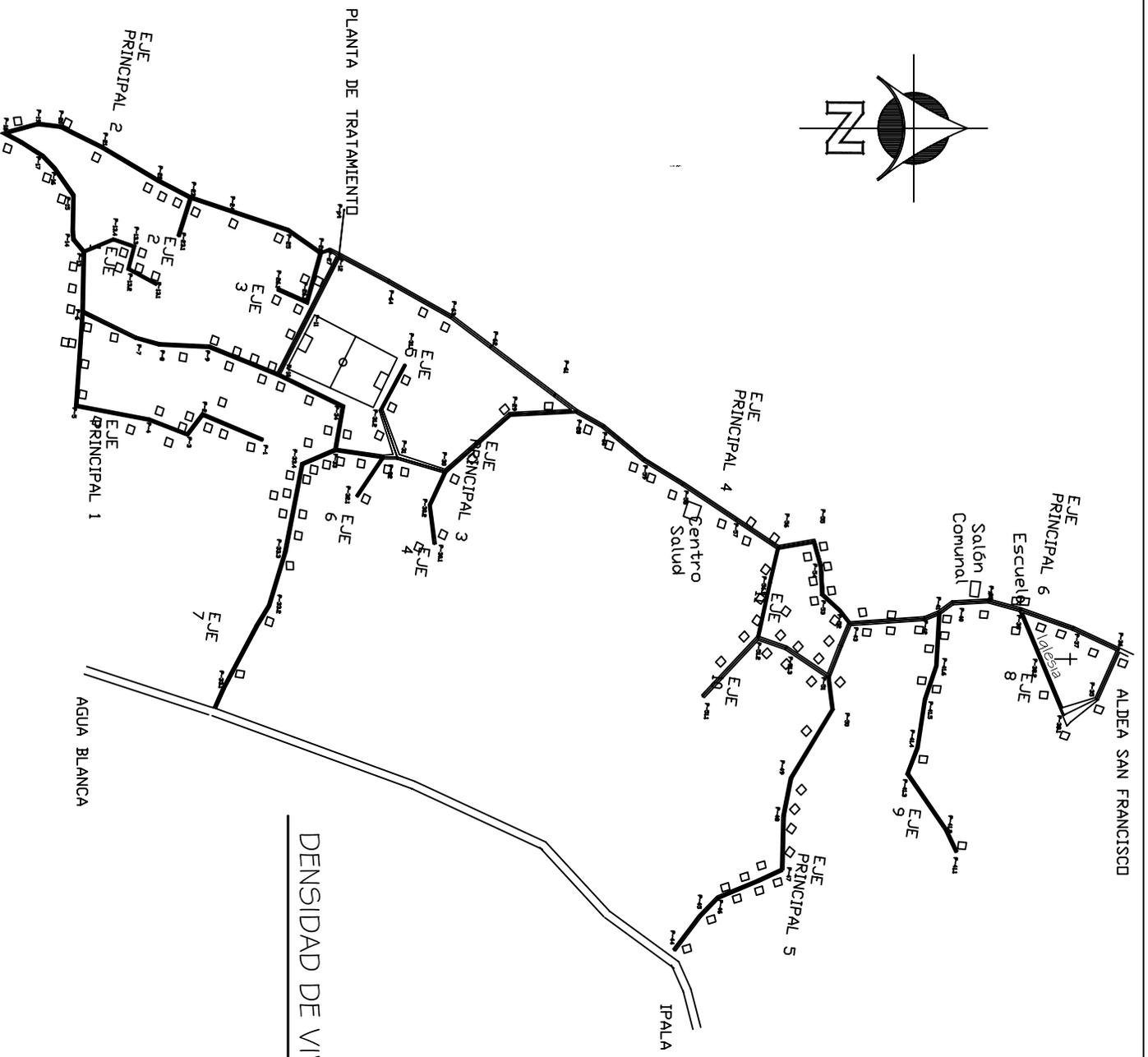
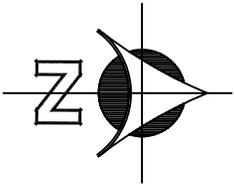
PROYECTO: ALDEA EL SACOCE PAJALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA, C.A.

PROFESOR: ORIBEL MANTARIBO

PLANTAS: PLANTA GENERAL

FECHA: FEBRERO DEL 2010

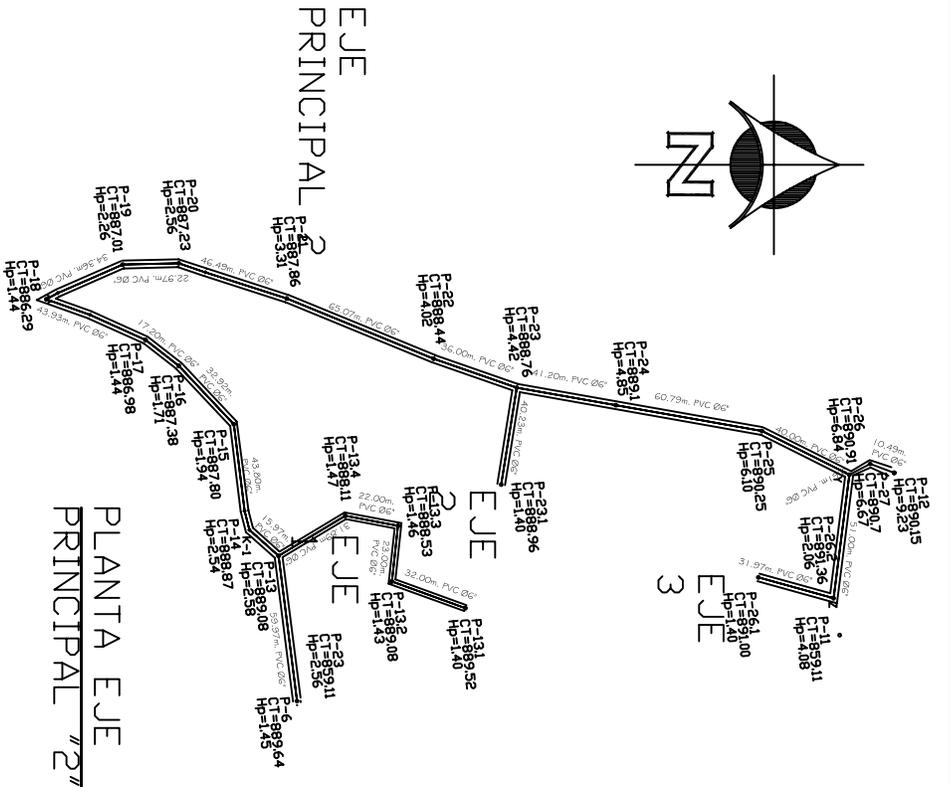
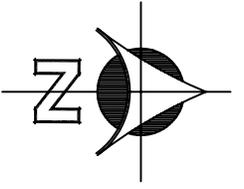
ESCALA: NUMERICA



DENSIDAD DE VIVIENDA

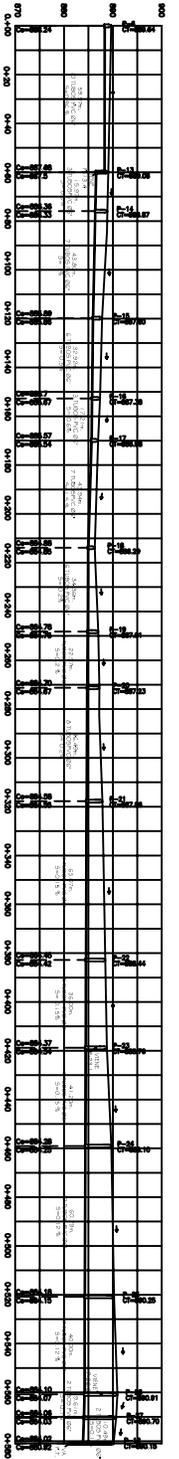
ESCALA 1/2000

	ORDEN: ORDENAMIENTOS CATEGORIA: PROYECTO AUTOR: JORGE F. S. MENDIOLA FECHA: FEBRERO DEL 2018	ESCALA: NUMERICA FECHA: 2018	INSTITUCION: ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL PAIS: GUATEMALA CIUDAD: TEGUCIGALPA
	PROYECTO: DENSIDAD DE VIVIENDAS DISEÑADOR: DISEÑAJE SANITARIO	LOCALIDAD: ALDEA EL SALVADOR, IPALA, DEPARTAMENTO DE SURESTE, GUATEMALA, G.A.	HOJA: 2 TOTAL: 10



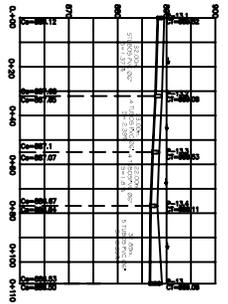
EJE PRINCIPAL "2"

ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000



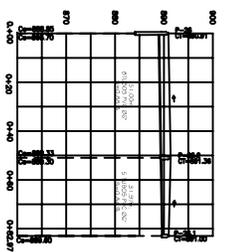
PERFIL EJE PRINCIPAL "2"

ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000



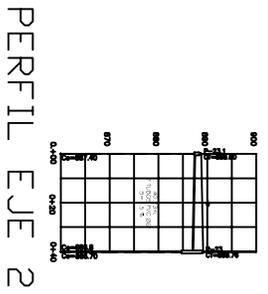
PERFIL EJE 1

ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000



PERFIL EJE 2

ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000

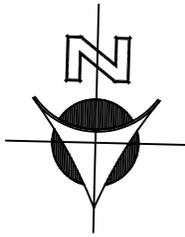


PERFIL EJE 3

ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000

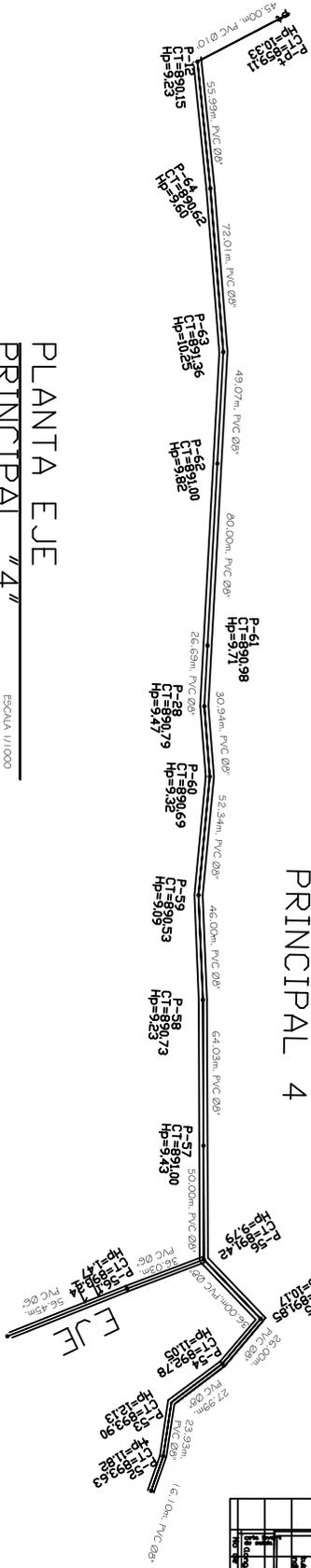
REFERENCIAS	
SÍMBOLO	IDENTIFICACION
—	TUBERÍA A INSTALAR PVC
—	CAJÓN DE VISITA NO.
—	POZOS DE VISITA NO.
—	RAMAL TÉCNICA
—	DIRECCION DE FLUJO
—	RENDEMIENTE DE TUBERÍA
—	SEÑALIZACION
—	OTROS

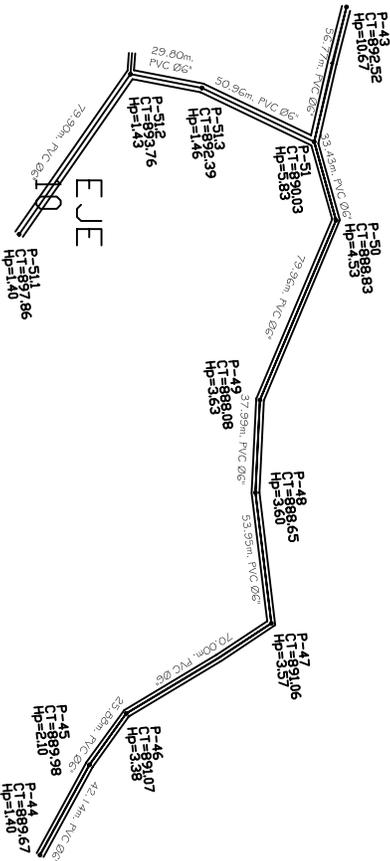
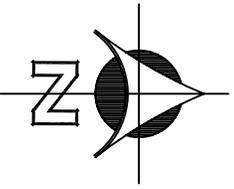
	ORDENADO: GERARDO GARCIA INGENIERO EN CIVIL	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
	DISEÑADO: JOSUE ALVARADO INGENIERO EN CIVIL	
PLAN DE: PLANTA PERFIL EJE PRINCIPAL 2	ESCALA: NUMERICAL	FECHA: 10
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO	LOCALIZACION: ALDEA EL SAUCE, P.A.M., DEPARTAMENTO DE SIBONDENIA, GUATEMALA, G.A.	TIPO: —



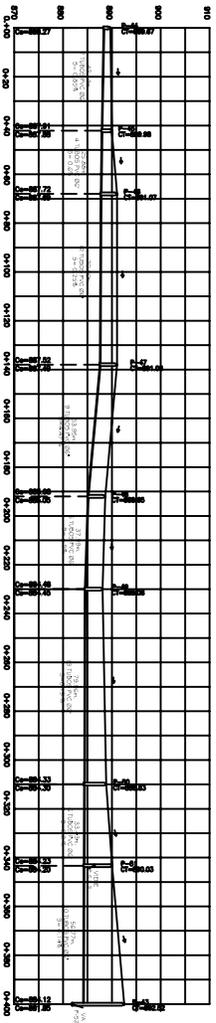
PLANTA EJE PRINCIPAL "4"

ESCALA 1/1000



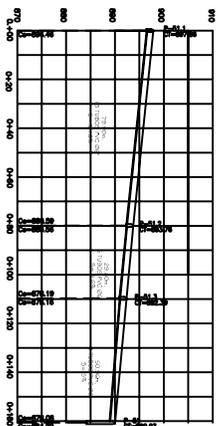


PLANTA EJE
PRINCIPAL "5"
ESCALA 1/1000



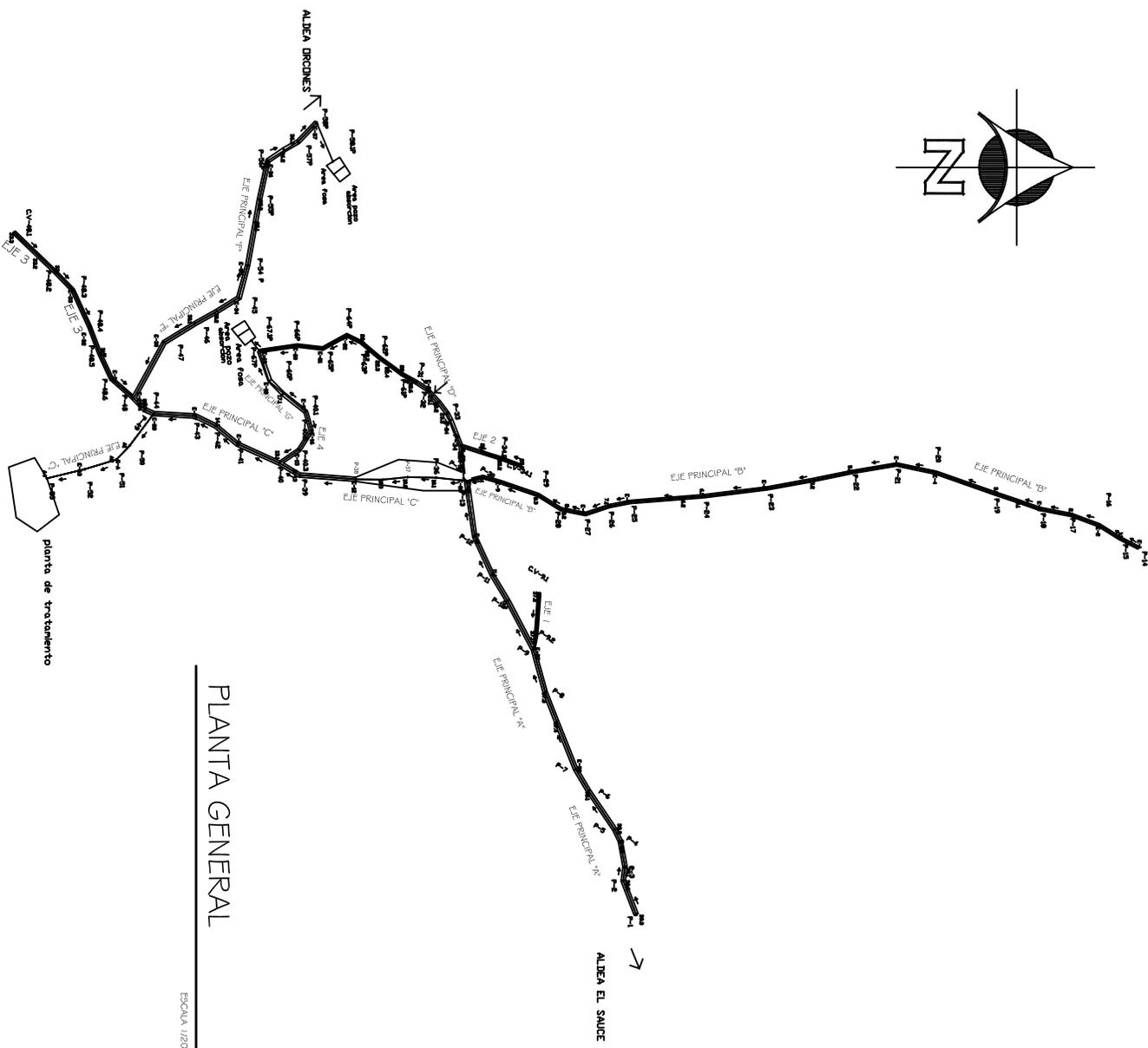
PERFIL EJE
PRINCIPAL "5"
ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000

REFERENCIAS	
SÍMBOLO	IDENTIFICACION
—	TUBERÍA A INSTALAR PVC
—	CAM DE VISITA NO.
—	POZOS DE VISITA NO.
—	RAMAL INICIAL
—	DIRECCION DE FLUJO
—	RENDETE EN TUBERIA
—	DIAMETRO EN PULGADAS



PERFIL EJE 10
ESCALA VERTICAL 1/500, HORIZONTAL 1/1000

	ORDENADO: GERARDO GARCIA RODRIGUEZ INGENIERO EN CIVIL FERIA 2 A INGENIERIA CIVIL	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
	PLAN DE: PLANTA GENERAL EJE PRINCIPAL 5 FECHAS: 15/02/2010 ESCALA: 1/500 MATERIAL: MANUAL	PROYECTO: DRENAJE SANITARIO



PLANTA GENERAL

ESCALA 1:2000

EST	PO	ZANJÓN	INSTANCIA	TIPO DE
0	1	0	0	0
1	1.1	2006	50	0
2	2.1	2000	25	0
3	3.1	1988	52	0
4	4.1	1999	11	0
5	5.2	1899	27	0
6	6.2	1712	32	0
7	7.2	1714	21	0
8	8.1	1999	4	0
9	9.1	1998	5	0
10	10.1	1998	5	0
11	11.1	1998	5	0
12	12.1	1998	5	0
13	13.1	1998	5	0
14	14.1	1998	5	0
15	15.1	1998	5	0
16	16.1	1998	5	0
17	17.1	1998	5	0
18	18.1	1998	5	0
19	19.1	1998	5	0
20	20.1	1998	5	0
21	21.1	1998	5	0
22	22.1	1998	5	0
23	23.1	1998	5	0
24	24.1	1998	5	0
25	25.1	1998	5	0
26	26.1	1998	5	0
27	27.1	1998	5	0
28	28.1	1998	5	0
29	29.1	1998	5	0
30	30.1	1998	5	0
31	31.1	1998	5	0
32	32.1	1998	5	0
33	33.1	1998	5	0
34	34.1	1998	5	0
35	35.1	1998	5	0
36	36.1	1998	5	0
37	37.1	1998	5	0
38	38.1	1998	5	0
39	39.1	1998	5	0
40	40.1	1998	5	0
41	41.1	1998	5	0
42	42.1	1998	5	0
43	43.1	1998	5	0
44	44.1	1998	5	0
45	45.1	1998	5	0
46	46.1	1998	5	0
47	47.1	1998	5	0
48	48.1	1998	5	0
49	49.1	1998	5	0
50	50.1	1998	5	0
51	51.1	1998	5	0
52	52.1	1998	5	0
53	53.1	1998	5	0
54	54.1	1998	5	0
55	55.1	1998	5	0
56	56.1	1998	5	0
57	57.1	1998	5	0
58	58.1	1998	5	0
59	59.1	1998	5	0
60	60.1	1998	5	0
61	61.1	1998	5	0
62	62.1	1998	5	0
63	63.1	1998	5	0
64	64.1	1998	5	0
65	65.1	1998	5	0
66	66.1	1998	5	0
67	67.1	1998	5	0
68	68.1	1998	5	0
69	69.1	1998	5	0
70	70.1	1998	5	0
71	71.1	1998	5	0
72	72.1	1998	5	0
73	73.1	1998	5	0
74	74.1	1998	5	0
75	75.1	1998	5	0
76	76.1	1998	5	0
77	77.1	1998	5	0
78	78.1	1998	5	0
79	79.1	1998	5	0
80	80.1	1998	5	0
81	81.1	1998	5	0
82	82.1	1998	5	0
83	83.1	1998	5	0
84	84.1	1998	5	0
85	85.1	1998	5	0
86	86.1	1998	5	0
87	87.1	1998	5	0
88	88.1	1998	5	0
89	89.1	1998	5	0
90	90.1	1998	5	0
91	91.1	1998	5	0
92	92.1	1998	5	0
93	93.1	1998	5	0
94	94.1	1998	5	0
95	95.1	1998	5	0
96	96.1	1998	5	0
97	97.1	1998	5	0
98	98.1	1998	5	0
99	99.1	1998	5	0
100	100.1	1998	5	0

UNIVERSIDAD DE GUATEMALA

INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PAZAN, PABLO

INSTRUMENTACIÓN

PROYECTO: PLANTA GENERAL

PROFESOR: DIBUJANTE SANITARIO

CLIENTE: DIBUJANTE SANITARIO

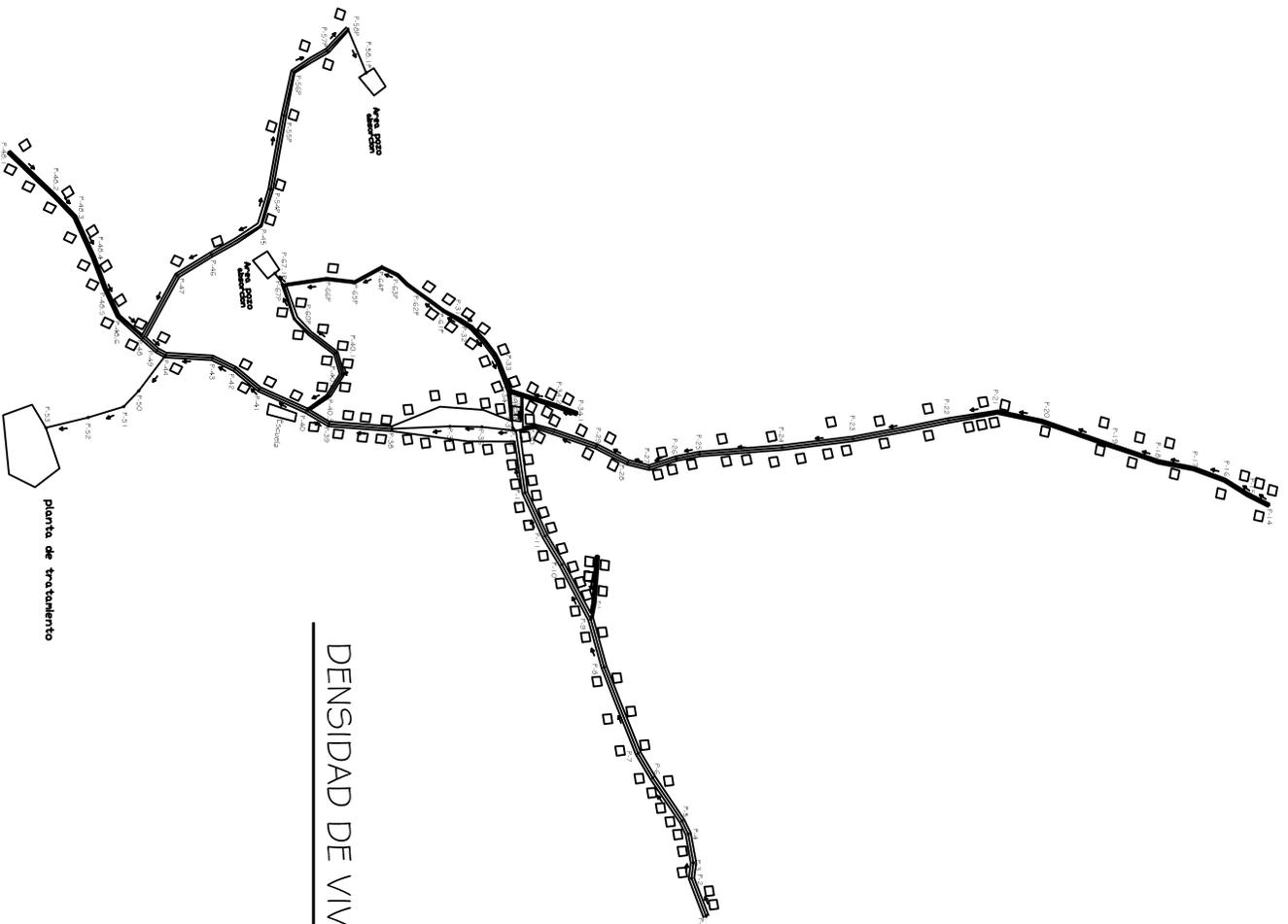
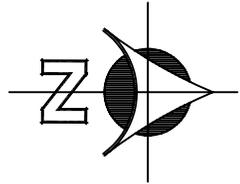
FECHA: DICIEMBRE DE 2008

ESCALA: NUMERICAL

UBICACIÓN: ALDEA SAN FRANCISCO, PAZAN, GUATEMALA, GUATEMALA, G.A.

FECHA: 2008

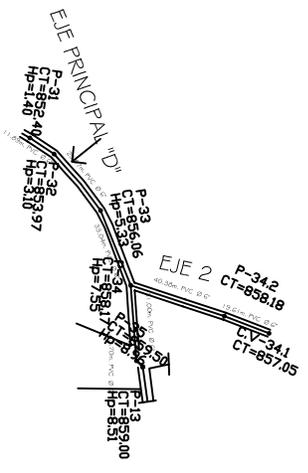
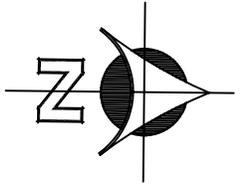
ESCALA: 1:2000



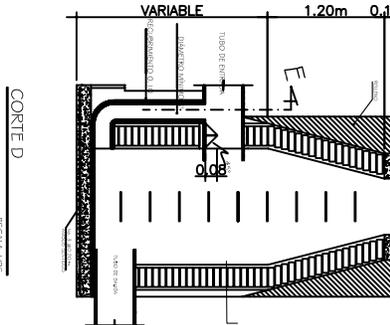
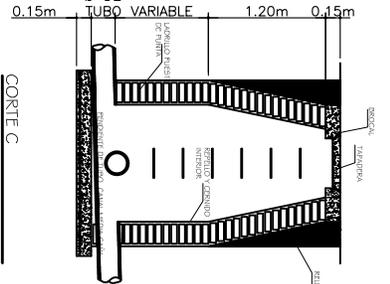
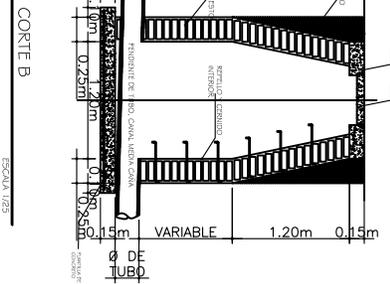
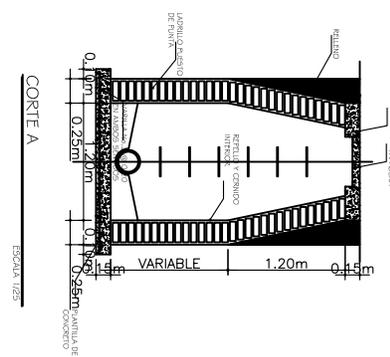
DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA 1/2000

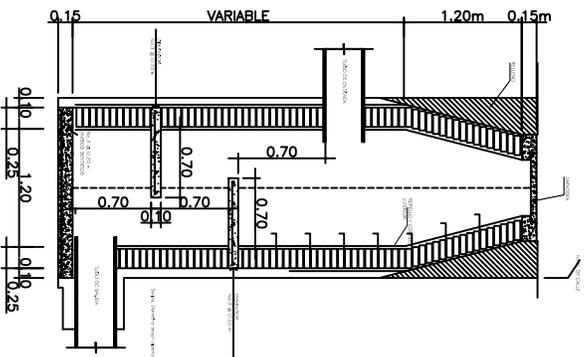
	ORDEN: ORDENANZA N.º: 001-2009	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL PAOLA FIGUEROA PAOLA FIGUEROA
	AUTOR: JOSE F. A. MORALES INGENIERO CIVIL	
PLAN DE: DENSIDAD DE VIVIENDAS	FECHA: DICIEMBRE DE 2009	ESCALA: NUMERICA
PROYECTO: DISEÑO DE SANITARIO	LOCALIZACION: ALDEA SAN FRANCISCO PAOLA, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS, COSTA RICA	



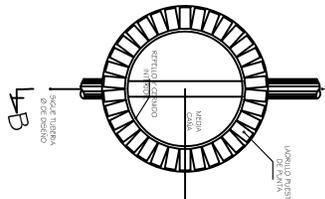
POZO DE VISITA TÍPICO



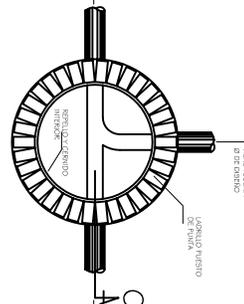
POZO DE VISITA CON 2 ENTRADAS



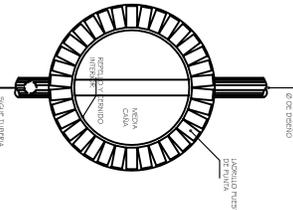
POZO DE VISITA



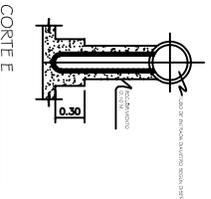
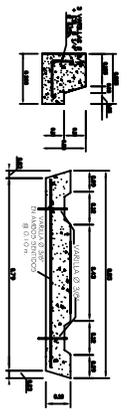
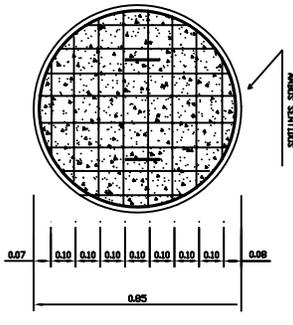
POZO DE VISITA 1 ENTRADA



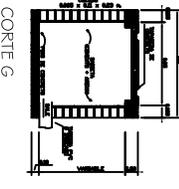
POZO DE VISITA 2 ENTRADAS



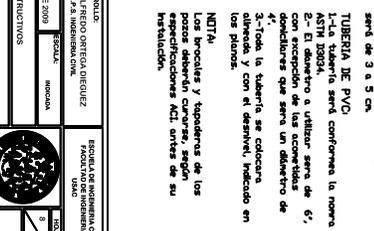
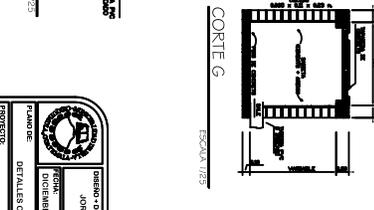
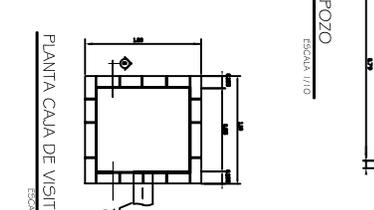
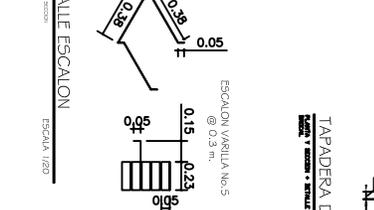
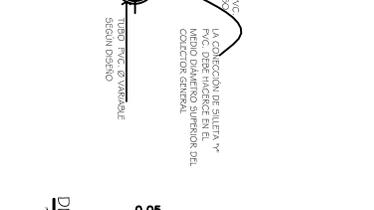
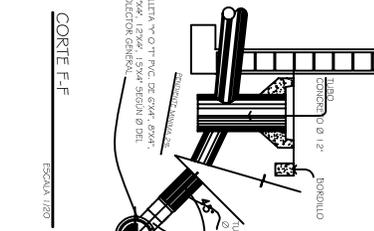
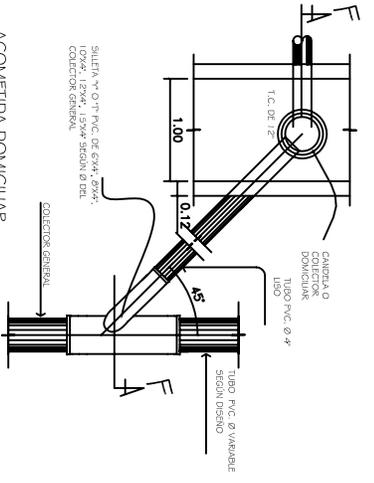
POZO DE VISITA 1 ENTRADA



CORTE F



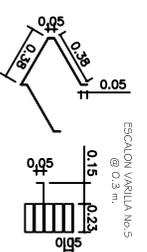
CORTE G



ACOMETIDA DOMICILIAR

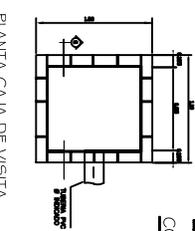


TAPADERA DE POZO



ESCALON VARILLA No.5

DETALLE ESCALON



PLANTA CABA DE VISITA

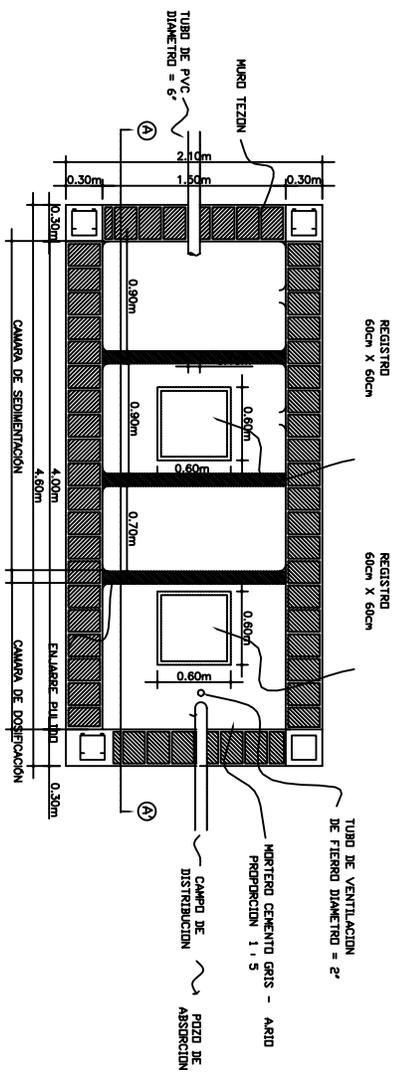
NOTA:
1- La tubería y tapaderas de los pozos deberán cumplir, según especificaciones ACI, antes de su instalación.
2- La tubería y tapaderas de los pozos deberán cumplir, según especificaciones ACI, antes de su instalación.

ESPECIFICACIONES:
ACEBDO
1-EI acero deberá tener un σ_y 2800 kg/cm².
CINCRETI
1-EI concreto deberá tener un f'_{c-28} 180 kg/cm².
2-Relación de agua/cemento máxima 180 kg de cemento por m³ de concreto.
3-EI agregado grueso (quebrado) deberá tener un 8 y un máximo de 1 1/2".
4-La mezcla para un metro cúbico de concreto será 0.64 metros cúbicos de arena, 0.89 metros cúbicos de agregado grueso, 3 sacos de cemento de 50 kg y 1 litro de agua.
5-EI recubrimiento mínimo para la base será de 75 cm. En brocal y tapadera será de 3 a 5 cm.
TUBERIA DE PVC
1-La tubería será conforme a la norma ASTM D3034.
2-Para a visita será de 6', con excepción de las acometidas domiciliare que será un diámetro de 4'.
3-El recubrimiento mínimo para la base será de 75 cm. En brocal y tapadera será de 3 a 5 cm.
4-El recubrimiento mínimo para la base será de 75 cm. En brocal y tapadera será de 3 a 5 cm.
5-El recubrimiento mínimo para la base será de 75 cm. En brocal y tapadera será de 3 a 5 cm.

PROYECTO	DETALLES CONSTRUCTIVOS	ESCALA	1/20
PROYECTISTA	DIRENALE SANTIBARRIO	ESCALA	1/20
CLIENTE	ALDIA SAN FRANCISCO, PALMA DEJARRO, DEPARTAMENTO DE CHIRIQUÍ, COSTA RICA	ESCALA	1/20
FECHA	NOVIEMBRE DE 2008	ESCALA	1/20
PROYECTISTA	DIRENALE SANTIBARRIO	ESCALA	1/20
CLIENTE	ALDIA SAN FRANCISCO, PALMA DEJARRO, DEPARTAMENTO DE CHIRIQUÍ, COSTA RICA	ESCALA	1/20

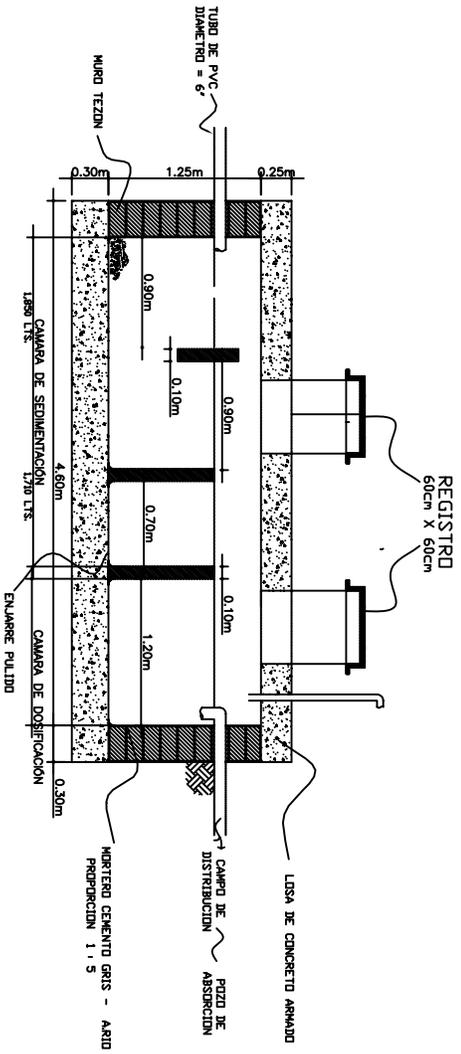


ESCALA DE REFERENCIA CON
MAYOR TAMAÑO



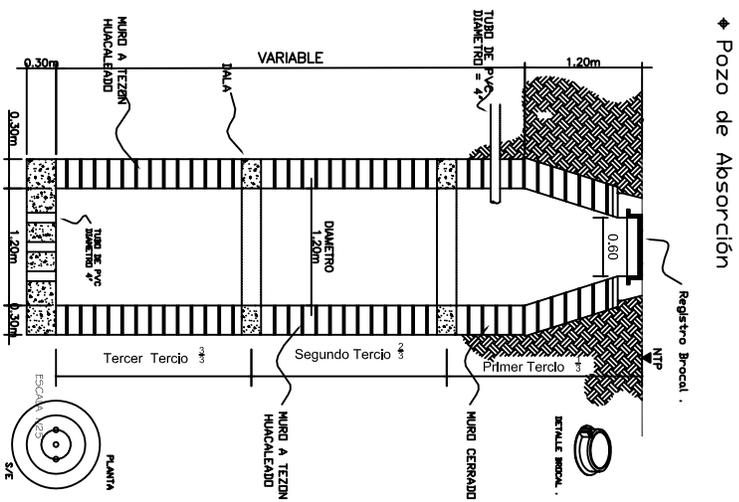
PLANTA FOSA SÉPTICA

ESCALA 1/20



CORTE DE FOSA SÉPTICA

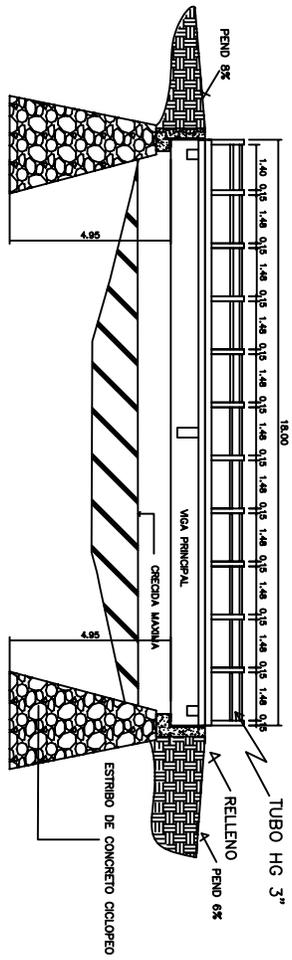
ESCALA 1/20



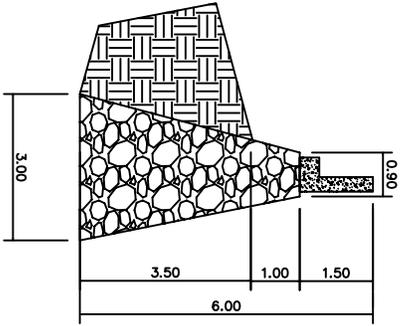
PERFIL DE POZO DE ABSORCIÓN

ESCALA 1/25

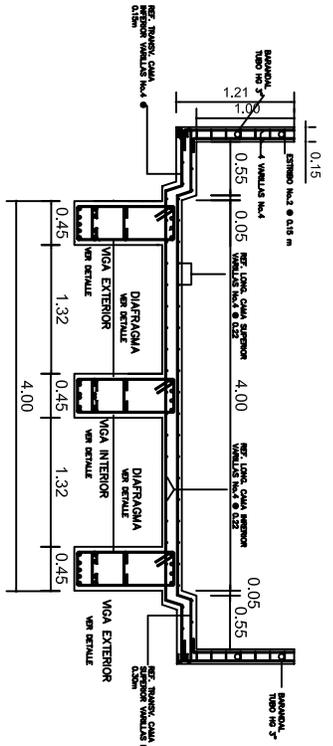
	OFICINA: CDMARIBOLCA CALLE 10 N.º 100 SAN JOSÉ DE LOS RÍOS SAN JOSÉ DE LOS RÍOS GUAYAMA, P.R.	ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD METROPOLITANA DE GUAYAMA, P.R.
	PROYECTO: POZO DE ABSORCIÓN DISEÑADO POR: DEREAL SANTIBÁÑEZ FECHA: DICIEMBRE DE 2009 ESCALA: ORIGINAL	LOCALIZACIÓN: ALDEA SAN FRANCISCO PAULA, DEPARTAMENTO DE GUAYAMA, GUAYAMA, C.A.



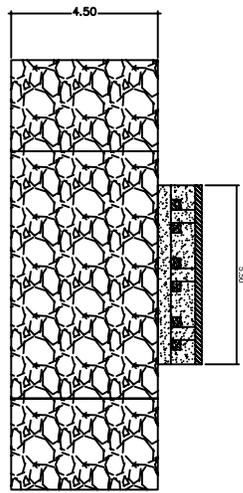
ELEVACION LONGITUDINAL DE PUENTE
ESCALA 1/75



SECCION DE ESTRIBO A-A'
ESCALA 1/50



DETALLE ARMADO DE LOSA SECCION B-B'
ESCALA 1/25



ELEVACION FRONTAL DE ESTRIBO
ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESTRIERO DE RUPURTA A PROPORCION DE 2.50M DE ANCHO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 5 BOTES DE PIEDRA, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 50L Y 1.6 LITROS DE AGUA. SE USARA ACERO DE REFUERZO PER 10MM, 12MM, 16MM, 20MM, 25MM, 30MM, 35MM, 40MM, 45MM, 50MM, 55MM, 60MM, 65MM, 70MM, 75MM, 80MM, 85MM, 90MM, 95MM, 100MM, 105MM, 110MM, 115MM, 120MM, 125MM, 130MM, 135MM, 140MM, 145MM, 150MM, 155MM, 160MM, 165MM, 170MM, 175MM, 180MM, 185MM, 190MM, 195MM, 200MM.

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PLANTE ESTAN EN METROS.

LA LOSA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DEL 2.0% HACIA LOS LADOS. LOS RECUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5CM EN LA PARTE DE ARRIBA Y 3CM EN LA PARTE INFERIOR.

PARA LAS VIGAS EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5CM. LOS DEMAS SERAN DE 2.50M.

EL CONCRETO CICLOPEO TENDRA UNA PROPORCION DE 40% DE CONCRETO Y 60% PIEDRA BOLA.

NOTAS GENERALES

EL RELLENO DE LOS ESTRIBOS DEBERA SER PERFECTAMENTE ARMONIZADO.

LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ACIDULOS QUE PUEDEAN DAÑAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL HEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRASA DE CONTRA FORMADA DE PARTICULAS TORNAS, RESISTENTES Y LIMPIOS.

DEBERAN DE PROPORCIONARSE ADECUADO DISEÑAL A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIOSAS A LA ESTRUCTURA.

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:

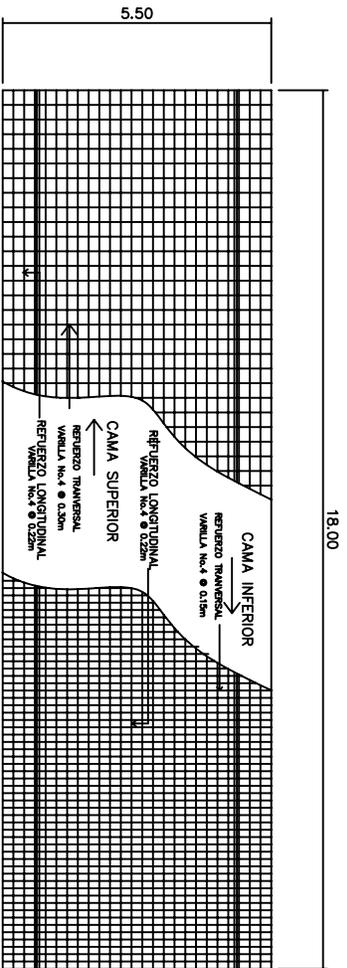
DEBERAN DE VERIFICARSE LOS VALORES DE ASENTAMIENTO EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION DEL PUENTE Y EN EL MOMENTO DE LA REVISION DEL PUENTE. EN CASO DE EXCEDER LOS VALORES ESTABLECIDOS EN EL DISEÑO, SE DEBERAN TOMAR LAS MEDIDAS CORRECTIVAS NECESARIAS PARA EVITAR DAÑOS A LA ESTRUCTURA.

CON LA VEZ DEL SE MUEVEN PROPIETAS PARA DIBUJOS DE RESISTENCIA EL CONCRETO SERA COMPLICADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA 180000 O MAS VIBRACIONES, TENDRA UN DESMOLDADO MANANO DE 7 A 10 DIAS.

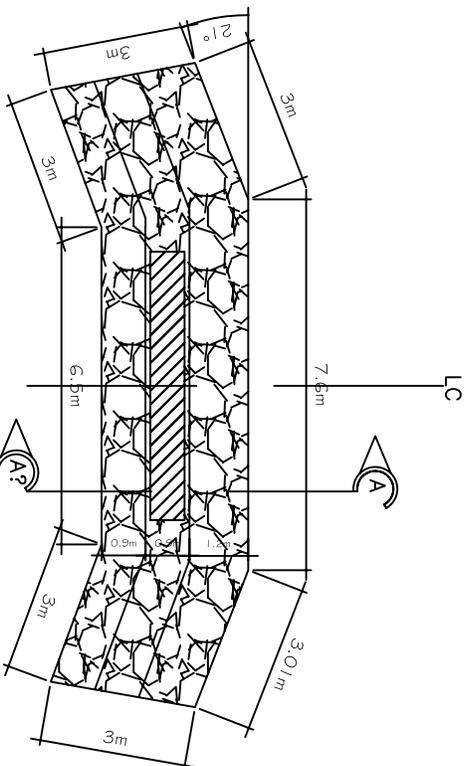
RESERVA DE AREQUIVA DE PROPIETAS Y DIBUJOS.

A- LAS PROPIETAS DE CONCRETO DEBERAN SER HECHAS POR UN ACERDO A LA NORMA ASTM A 1103. DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 4 BOTES DE CONCRETO PARA CADA UNO DE LOS TIPOS DE CONCRETO. LOS BOTES DEBERAN SERAN ENSEÑADOS A LOS 7 DIAS Y OTROS 2 A LOS 28 DIAS.

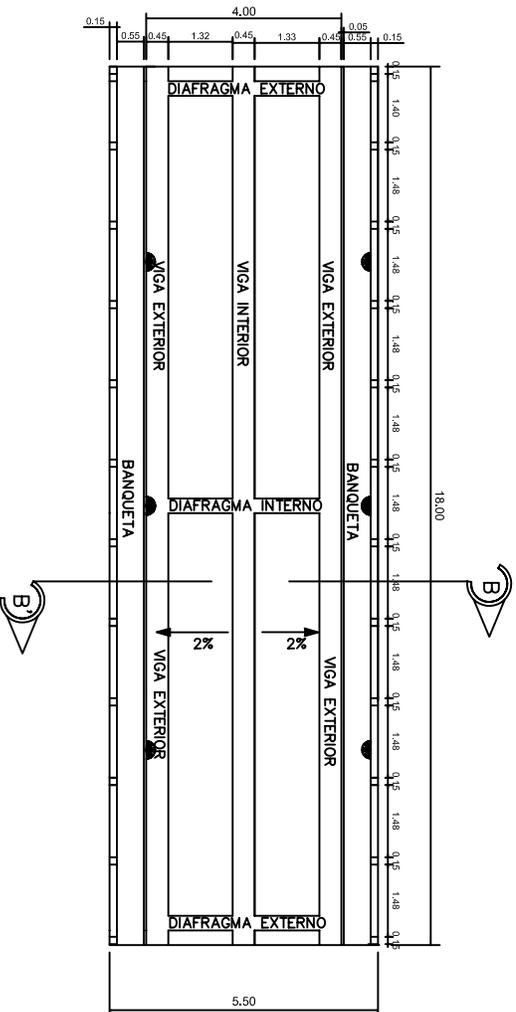
	OFICINA DE INGENIERIA JOSE ALFREDO RODRIGUEZ INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL NOVIEMBRE DE 2008	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL PABLO HERRERA INGENIERO CIVIL 2008
	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO	LOCALIZACION: ALDEA JUIJUNICMAN, PUALA, GUATEMALA DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS, GUATEMALA



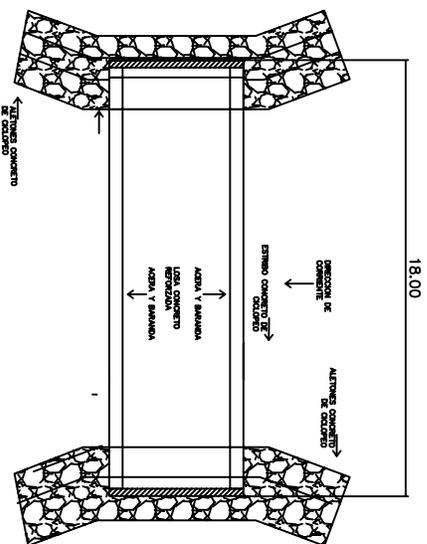
DETALLE ARMADO DE LOSA
ESCALA 1/30



PLANTA ACOTADA DE ESTRIBO
ESCALA 1/30

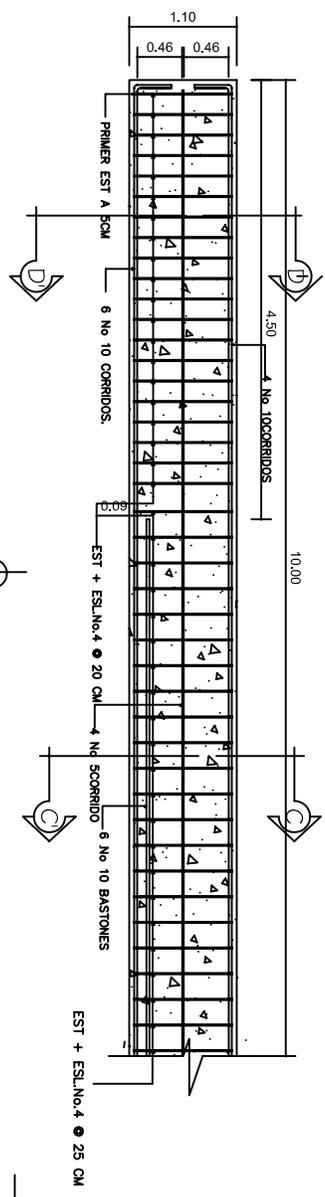


PLANTA ACOTADA DE LOSA
ESCALA 1/30

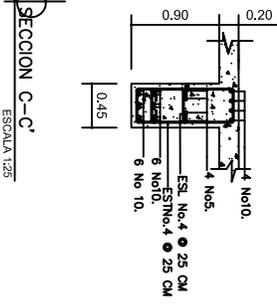


PLANTA CONJUNTO DEL PUENTE
ESCALA 1/30

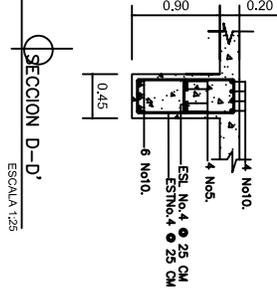
	CENTRO "GRUPO ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL" JOSE ALFREDO RODRIGUEZ JOSE ALFREDO RODRIGUEZ	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL FACULTAD DE INGENIERIA BOYACÁ, COLOMBIA
	FECHA: NOVIEMBRE DE 2008 ESCALA:	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO	PLANTA ESTRIBO / PLANTA DE ARMADO DE LOSA	FECHA:
COLOCACION: ALBERG JOINTUNCIANA, PÁLAGIO, CORDOBA DEPARTAMENTO DE SUCRE, BOYACÁ, COLOMBIA	ESCALA:	FECHA:



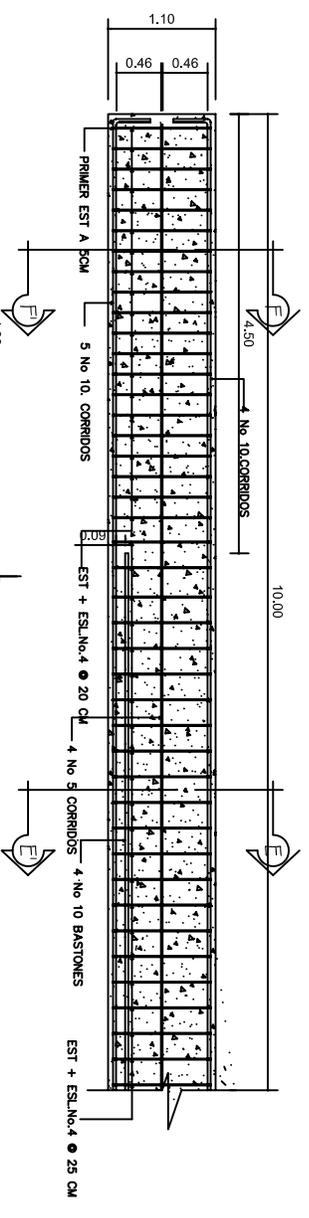
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL VIGA INTERIOR
ESCALA 1:25



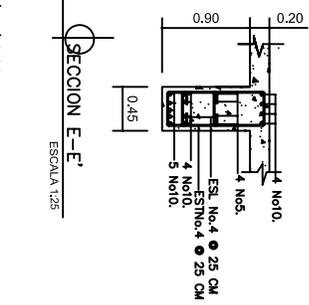
SECCION C-C'
ESCALA 1:25



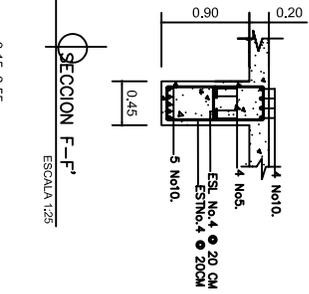
SECCION D-D'
ESCALA 1:25



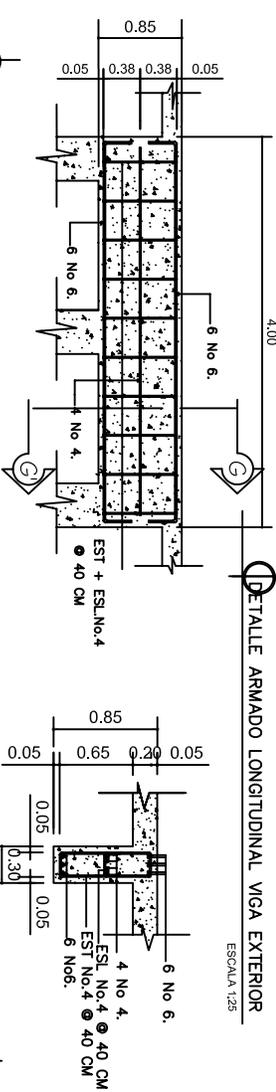
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL VIGA EXTERIOR
ESCALA 1:25



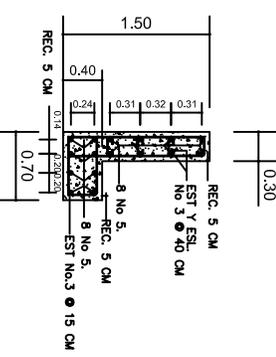
SECCION E-E'
ESCALA 1:25



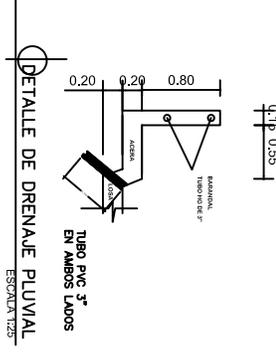
SECCION F-F'
ESCALA 1:25



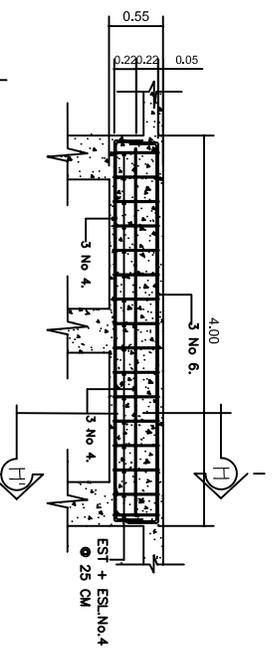
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DE DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1:25



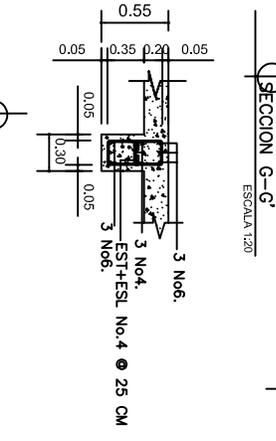
DETALLE DE ARMADO DE CORTINA Y VIGA DEAPOYO
ESCALA 1:25



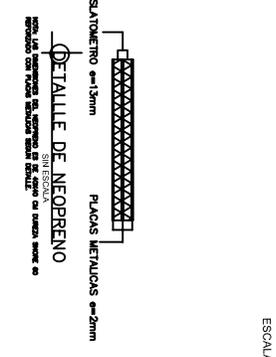
DETALLE DE DRENAJE PLUVIAL
ESCALA 1:25



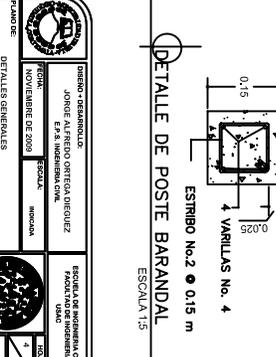
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1:25



SECCION G-G'
ESCALA 1:20



SECCION H-H'
ESCALA 1:20



DETALLE DE POSTE BARANDAL
ESCALA 1:5



DETALLE DE NEOPRENO
ESCALA 1:20

		DISEÑO: ORLANDO GARCIA RODRIGUEZ INGENIERO EN CIVIL NOVIEMBRE DE 2009	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE GUATEMALA
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO		PLANOS DE:	TITULO:
LOCALIZACION: ALDEA JUTUMICHAN, PUAL, GUATEMALA DEPARTAMENTO DE SIERRA GRANDE, GUATEMALA, G.U.		DETALLES GENERALES	FECHA: