



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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II, PARA LA ALDEA
SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO,
SACATEPEQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA
ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**

Carlos Fernando Nájera Corado
Asesorado por Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

Guatemala, agosto de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II, PARA LA
ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE
QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS FERNANDO NAJERA CORADO

ASESORADO POR: INGA. MAYRA REBECA GARCÍA SORIA DE SIERRA.
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz
EXAMINADOR	Ing. Mayra Garcia Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II, PARA LA
ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE
JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE
QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de agosto de 2008.



CARLOS FERNANDO NAJERA CORADO



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 17 de julio de 2009.

Ref.EPS.DOC.879.07.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

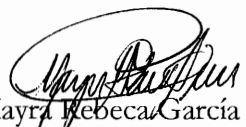
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Carlos Fernando Nájera Corado** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200112933**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE ALCANTIRLLADO SANITARIO FASE II PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA”**.

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

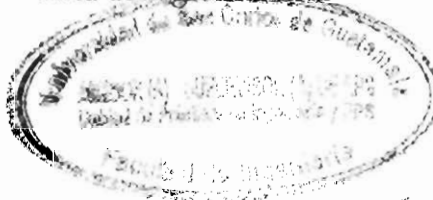
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
MRGSdS/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 17 de julio de 2009.
Ref.EPS.D.398.07.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

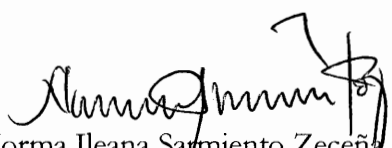
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE ALCANTIRLLADO SANITARIO FASE II PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Carlos Fernando Nájera Corado**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la **Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra**.

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

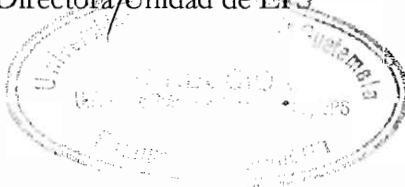
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





Guatemala,
27 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

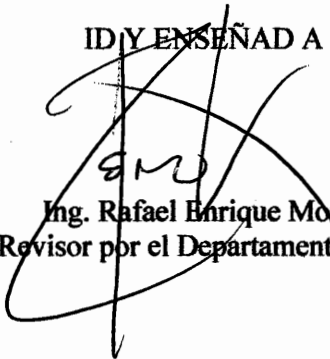
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Fernando Najera Corado, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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,
31 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

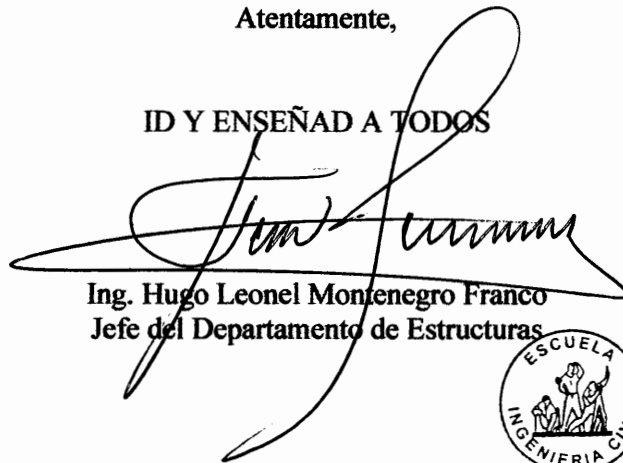
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Fernando Najera Corado, quien contó con la asesoría de la Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Fernando Nájera Corado, titulado DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II, PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ Y DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson

Guatemala, agosto 2009.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO FASE II, PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA, MUNICIPIO DE JOCOTENANGO, SACATEPÉQUEZ Y DE PUENTE VEHÍCULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA,** presentado por el estudiante universitario **Carlos Fernando Nájera Corado,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olymbo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, agosto de 2009

/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

Dios fuente de sabiduría y esperanza	Por haber permitido cumplir con este objetivo.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por formarme como profesional para servirle a la sociedad.
Mis padres	Por ayudarme y tenerme paciencia en todo momento y por el esfuerzo realizado para lograr culminar mis estudios en la carrera de Ingeniería Civil.
Mayra Rebeca García Soria de Sierra	Por la asesoría en la realización del presente trabajo.
Fondo Nacional para la Paz	Por la oportunidad que me brindaron en el desempeño del presente trabajo.
Mis amigos y compañeros	Por los momentos compartidos y el apoyo brindado en distintas actividades.
Todas las personas	Que directa o indirectamente colaboraron con la realización de este trabajo de graduación, que Dios los bendiga y los llene de éxitos en el futuro.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme el soplo divino de vida y la oportunidad de alcanzar mis metas día tras día, quien nunca me ha desamparado.
Mis padres	Carlos Santiago Nájera Sagastume Connie Evelin Corado Esquivel
Mis hermanos	Santiago Alejandro de Jesús Nájera Corado Evelyn Alejandra Nájera Corado
Mis abuelos	Por sus sabios consejos y sus oraciones.
Mis tíos	
Mi familia en general	
Mis amigos y compañeros en general	

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Monografía	1
1.3. Información de la comunidad	2
1.4. Características geográficas	2
1.5. Características económicas	2
1.6. Características socioculturales	3
1.7. Diagnóstico y priorización de necesidades	3
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA	5
2.1 Preliminares	5
2.2 Descripción del proyecto	5

2.3	Evaluación del sistema actual	5
2.4	Descripción del sistema a utilizar	6
2.5	Normas de diseño	6
2.6	Levantamiento topográfico	6
2.6.1	Altimetría	6
2.6.2	Planimetría	7
2.7	Cálculo para la demanda de la población	8
2.7.1	Población actual	8
2.7.2	Período de diseño	8
2.7.3	Población de diseño	9
2.7.4	Método de incremento geométrico	9
2.8	Tipos de sistema de alcantarillado	10
2.8.1	Sistema de alcantarillado sanitario	11
2.8.2	Sistema de alcantarillado separativo	11
2.8.3	Sistema de alcantarillado combinado	11
2.9	Cálculo de caudales	11
2.9.1	Velocidad de flujo	12
2.9.2	Tirante o profundidad del flujo	12
2.9.3	Caudal	13
2.9.3.1	Caudal domiciliar	13
2.9.3.1.1	Factor de retorno	14
2.9.3.2	Caudal de conexiones ilícitas	14
2.9.3.2.1	Intensidad de lluvia	15
2.9.3.2.2	Coefficiente de escorrentía	15
2.9.3.3	Caudal de infiltración	15
2.9.3.4	Caudal comercial	16
2.9.3.5	Caudal industrial	17
2.9.4	Factor de caudal medio	17

2.9.5	Caudal máximo	18
2.9.6	Factor de Hardmond	19
2.9.7	Caudal de diseño	19
2.9.8	Factor de área	19
2.9.9	Área tributaria	20
2.9.10	Selección de ruta	20
2.9.11	Pendientes máximas y mínimas	21
2.9.12	Fórmula de Manning	21
2.9.13	Consideraciones en el diseño	23
2.9.13.1	Velocidades de arrastre	23
2.9.13.2	Velocidades máximas y mínimas de diseño	24
2.9.13.3	Cálculo de cotas invert	24
2.9.13.4	Diámetro de tuberías	25
2.10	Pozos de visita	25
2.11	Conexiones domiciliarias	26
2.12	Caja o candela	28
2.13	Tubería secundaria	29
2.14	Metodología de cálculo	29
2.15	Tratamiento de aguas negras	31
2.15.1	Características del agua residual	32
2.15.2	Fosa séptica	33
2.15.1	Diseño de fosa séptica	35
2.15.2	Pozo de absorción	38
2.15.2.1	Dimensionamiento de los pozos de absorción	40
2.16	Planos	41
2.17	Presupuesto del sistema de drenaje sanitario	41
2.18	Cronograma de ejecución	43
2.19	Evaluación de impacto ambiental	43

2.20	Evaluación socioeconómica	45
2.20.1	Valor presente neto	45
2.20.2	Tasa interna de retorno	47
3	FASE DE INVESTIGACIÓN	
	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA	
	PALMILLA ARRIBA	49
3.1	Generalidades	49
3.2	Monografía	50
3.3	Información de la comunidad	50
3.4	Características geográficas	51
3.5	Características económicas	51
3.6	Características socioculturales	52
3.7	Diagnostico y priorización de necesidades	52
4	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DISEÑO DE PUENTE	
	VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE	
	QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	53
4.1	Descripción del proyecto	53
4.2	Estudio hidrológico	53
4.2.1	Crecientes	53
4.2.1.1	Método de sección-pendiente	54
4.2.2	Cálculo del caudal máximo	56
4.3	Levantamiento topográfico	57
4.4	Evaluación del tipo de suelo	58
4.5	Determinación de la alternativa a utilizar en la construcción	60
4.6	Datos y bases de diseño	61

4.7	Diseño de la superestructura	63
4.7.1	Predimensionamiento de la sección de la viga	63
4.7.2	Diseño de losa	64
4.7.2.1	Cálculo del peralte	64
4.7.2.2	Cálculo de momentos	66
4.7.2.2.1	Momento debido a la carga muerta	66
4.7.2.2.2	Momento debido a la sobrecarga	66
4.7.2.2.3	Momento debido al impacto	67
4.7.2.2.4	Momento último	68
4.7.2.3	Cálculo del refuerzo	68
4.7.3	Diseño de acera	72
4.7.4	Diseño de diafragmas	80
4.7.5	Diseño de vigas	92
4.7.5.1	Cálculo del momento por sobrecarga	92
4.7.5.2	Cálculo del momento por carga muerta	94
4.7.5.3	Cálculo de momento debido al impacto	97
4.7.5.4	Cálculo del momento total	97
4.7.5.5	Cálculo del refuerzo	98
4.7.5.6	Cálculo del espaciamiento	100
4.8	Diseño de la subestructura	105
4.8.1	Diseño de la cortina	106
4.8.1.1	Empuje de la tierra	109
4.8.1.2	Fuerza longitudinal	110
4.8.1.3	Fuerza de sismo	111
4.8.1.4	Grupos de carga	111
4.8.1.5	Cálculo del refuerzo	112
4.8.1.6	Refuerzo a corte	113
4.8.2	Diseño de la viga de apoyo	115
4.8.3	Diseño del estribo	116

4.8.3.1	Cálculo del momento de volteo	119
4.8.3.2	Cálculo del momento estabilizante	120
4.8.3.3	Revisión del muro sin superestructura	120
4.8.3.4	Revisión del muro con superestructura	123
4.9	Presupuesto	130
	CONCLUSIONES	131
	RECOMENDACIONES	133
	BIBLIOGRAFÍA	135
	ANEXOS	137

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Hoja cartográfica de Sacatepéquez
2. Detalle conexiones domiciliarias
3. Detalle 2 conexiones domiciliarias
4. Hoja cartográfica de Chiquimula
5. Sección transversal del río
6. Sección transversal del puente
7. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos
8. Refuerzo de diafragma interior
9. Refuerzo de diafragma exterior
10. Distribución de la carga viva producida por el camión
11. Aplicación de carga de camión tipo H.
12. Diagrama transversal del puente
13. Diagrama de cargas para esfuerzo cortante máximo.
14. Diagrama de carga, corte y momento de la viga.
15. Detalle de armado viga principal
16. Dimensionamiento de viga de apoyo y cortina
17. Diagrama de presiones en la cortina
18. Armado de cortina y viga de apoyo.
19. Sección del estribo y diagrama de presiones
20. Brazo de aplicación de cargas
21. Diagrama de presiones en el suelo

TABLAS

- I. Coeficientes de rugosidad
- II. Contribución de aguas residuales por persona
- III. Tiempos de retención
- IV. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos
- V. Presupuesto de drenaje sanitario (fase II)
- VI. Cronograma de drenaje sanitario (fase II)
- VII. Armado final de diafragmas
- VIII. Carga que soportan las vigas
- IX. Momento de volteo del puente
- X. Momento estabilizante del puente
- XI. Momento de volteo por sismo del puente
- XII. Presupuesto de puente

LISTA DE SÍMBOLOS

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

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

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

GLOSARIO

ACERA	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan peatones.
ACERO DE REFUERZO	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
ALCANTARILLADO SANITARIO	Es un sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas.
ALTIMETRÍA	Procedimiento utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
CANAL DE REJAS	Son unidades que tienen como función retener los sólidos gruesos por medio de rejas o barras y están constituidas por dispositivos de retención y dispositivos de remoción.
CAUDAL	Es la cantidad de agua que brota de un manantial o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
CAUDAL DE INFILTRACIÓN	Es la cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes, debido al nivel de la capa freática.

CAUDAL DE DISEÑO	Es la elevación de tramo por tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado, el cual está integrado por el caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración, por conexiones ilícitas y aguas de origen comercial e industrial.
COTA DE CIMENTACIÓN	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado
COTA INVERT	Es la parte más baja de un colector en donde entra una o varias tuberías y solo una de ellas es de seguimiento.
DESLIZAMIENTO	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
DIAFRAGMAS	Unidades utilizadas para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
DOTACIÓN	Es la cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades y se expresa en litros por habitante al día.
EMPUJE	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.

ESTRIBO	Muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
FACTOR DE RETORNO	Es el factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día y la dotación destinada para cada persona, puede variar este factor en función del clima de la región en estudio.
FOSA SÉPTICA	Unidad destinada para el tratamiento primario de las aguas residuales, consisten en una o dos cámaras convenientemente construidas para detener las aguas negras, por un período de tiempo establecido.
FUERZA DE SISMO	Carga que es inducida por un sismo y provoca esfuerzos en la súper estructura.
IMPACTO	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la súper estructura.
LOSA	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
PENDIENTE	Es la inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad, la cual en alcantarillados cumple con especificaciones establecidas.

PERÍODO DE DISEÑO	Es el tiempo durante el cual un sistema, ya sea de agua potable, drenajes, pavimentación, etc., dará un servicio satisfactorio a la población.
PLANIMETRÍA	Es la proyección del terreno sobre un plan horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación.
POZO DE ABSORCIÓN	Son unidades para la filtración o absorción de agua, tienen la función que el efluente líquido de las otras unidades sea absorbido por el suelo subterráneamente.
POZO DE VISTA	Es una estructura que forma parte de un alcantarillado u tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.
PUENTE	Estructura que permite el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
RELACIONES HIDRÁULICAS	Es la relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con condiciones para que las tuberías no trabajen a sección llena.
SOBRECARGA	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

- SUBESTRUCTURA** 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 del tráfico y transmitir las a la subestructura.
- VOLTEO** Es el momento de la fuerza horizontal, que tienden a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El presente informe tiene como finalidad la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), realizado en el Fondo Nacional para la Paz (FONAPAZ), en el que los municipios de Quezaltepeque, Chiquimula y Jocotenango, en Sacatepéquez, consolida la planificación del diseño de un puente vehicular para la aldea Palmilla Arriba, Quezaltepeque y del diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San José La Rinconada, Jocotenango.

La aldea Palmilla Arriba se encuentra a 7 kilómetros de la cabecera municipal (Chiquimula), la comunidad no cuenta con la infraestructura de acceso a ella, y en época lluviosa el atravesar el río Taco presenta un alto riesgo, impidiendo el tránsito normal de los pobladores, por lo que se considera necesario diseñar un puente vehicular que garantice en su construcción el acceso a la comunidad.

Otra necesidad priorizada se localiza en la aldea San José La Rinconada, la cual se ubica a 3 kilómetros de la cabecera, la comunidad no cuenta con varios de los servicios básicos. La principal necesidad es el saneamiento que inicia con una adecuada disposición de excretas, por lo que se considera necesario ampliar el sistema de alcantarillado, debido al crecimiento de la población, esto ayudará a la disminución de enfermedades gastrointestinales y mejorará la calidad de vida de los pobladores

Estos proyectos permitirán tener contacto cierto y real en la aplicación de los conocimientos técnicos y profesionales adquiridos, oportunidad que brinda el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) a los estudiantes de Ingeniería Civil.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San José La Rinconada de municipio de Jocotenango, departamento Sacatepéquez y el puente vehicular de la aldea Palmilla Arriba del municipio de Quezaltepeque, departamento Chiquimula.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación monográfica, así como un diagnóstico de las prioridades en cuanto a servicios básicos y de infraestructura de las aldeas Palmilla Arriba y San José La Rinconada.
2. Capacitar a los miembros de COCODE sobre el mantenimiento del puente y del sistema del drenaje sanitario.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país que se encuentra en vías de desarrollo. Esto dificulta suplir las necesidades sanitarias y de infraestructura éstas hacen deficientes las comunidades del país. Tal es el caso de las vías de comunicación en la aldea Palmilla Arriba en Quetzaltepeque, Chiquimula; y el ornato en la Aldea San José La Rinconada, en Jocotenango, Sacatepéquez. Esto son solo unos de los muchos problemas a los que se enfrentan las familias del área rural.

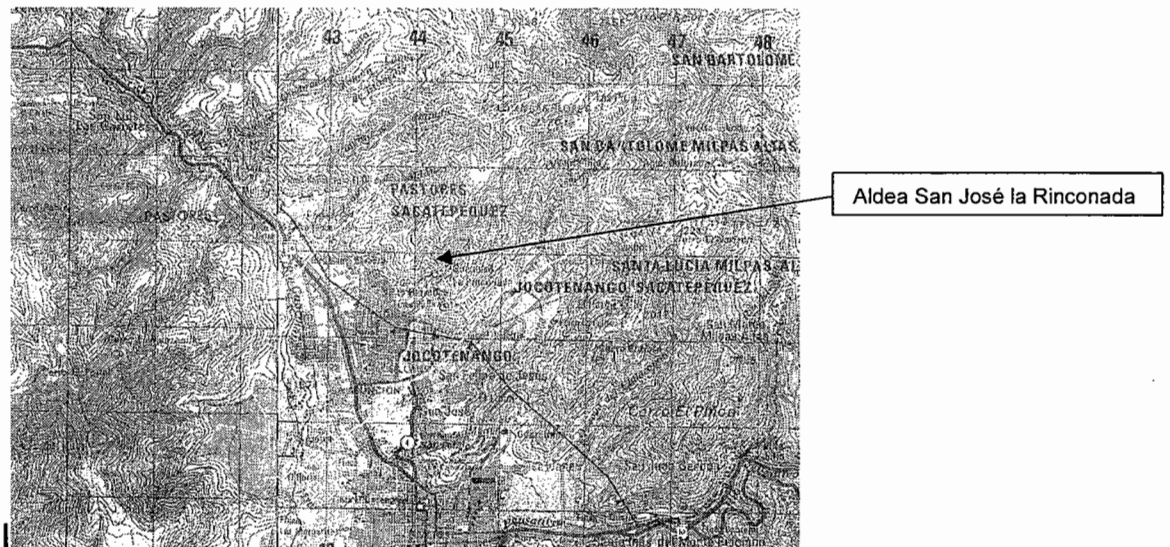
Es por ello que se dio prioridad, por solicitud de las comunidades a éste ente gubernamental, al desarrollo del diseño y planificación de puente vehicular para la aldea la Palmilla Arriba en Quetzaltepeque, Chiquimula, así como el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la aldea San José La Rinconada, en Jocotenango, Sacatepéquez.

El presente informe se realiza en cuatro partes y queda estructurada así; en la primera y tercera parte se presenta la investigación monográfica de los municipios antes mencionados, en el que se incluye información de índole social, cultural y territorial. En la segunda y cuarta parte, se presentan los respectivos trabajos técnicos-profesionales, que incluyen el diseño y planificación del drenaje sanitario para la aldea San José la Rinconada, y del puente vehicular para la aldea La Palmilla Arriba. Los diseños se harán con base a criterios científicos y profesionales. Por último, se incluyen las conclusiones y recomendaciones pertinentes para la realización de cada proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA

1.1 Generalidades

Figura 1. Hoja cartográfica de Sacatepéquez.



La aldea San José La Rinconada pertenece al Municipio de Jucotenango, se encuentra situado en la parte noreste en el Departamento de Sacatepéquez, Región V o Región Central. Se localiza a una latitud $14^{\circ} 34' 28''$ y en la longitud de $90^{\circ} 44' 28''$. Limita al Norte con el Municipio de Sumpango y Pastores; al sur con el Municipio de La Antigua Guatemala y Santa Catarina Barahona, al este con los Municipios de La Antigua Guatemala, Santiago Sacatepéquez y San Bartolomé Milpas Altas, y al oeste con los Municipios de Pastores, Sumpango y Santa Catarina Barahona.

1.2. Monografía

La monografía del lugar se conforma de lo siguiente:

1.3 Información de la comunidad

De acuerdo con los resultados de la encuesta socioeconómica y sanitaria que se practicó en el caserío, se observó que la población en general es indígena, de escasos recursos, dependen de la agricultura y del comercio, cuenta con una población de 912 habitantes.

1.4 Características geográficas

Ubicación:

La aldea San José La Rinconada pertenece al municipio de Jocotenango, del departamento de Sacatepéquez, a una distancia de 3 km aproximadamente.

Clima:

La aldea San José La Rinconada presenta un clima templado en la mayor parte del año, con una temperatura media de 17° C y la estación meteorológica mas cercana consultada en el INSIVUMEH es la de Suiza Contenta.

Topografía:

Jocotenango pertenece al denominado complejo montañoso central, la serie de suelos corresponde a los suelos de los valles sin diferenciación, su área es de 9 Km².

1.5 Características económicas

La aldea San José La Rinconada es rica en producción agrícola, entre otras actividades se encuentra el comercio. Los ingresos familiares promedio son de cincuenta quetzales (Q 50.00) diarios y de mil quinientos quetzales (Q 1,500.00) mensuales.

1.6 Características socioculturales

La fiesta titular de Jocotenango la celebran el 15 de agosto en honor a la Santísima Virgen de la Asunción, con actos religiosos, culturales, sociales y deportivos, siendo famosos sus bailes folklóricos y su tradicional jaripeo, cobrando cada año más esplendor por el entusiasmo y dedicación que en ella pone sus autoridades y vecinos, ya que el mismo data de 1620; también se conmemora la Cuaresma y la Semana Santa, entre otras.

El problema principal que afronta Jocotenango en el ámbito de cultura es que la población con su rápido crecimiento no encuentra la forma adecuada de utilizar su tiempo libre y esto ocasiona que la juventud emplee este tiempo en actividades no muy beneficiosas, como los son las pandillas que provocan que adquieran una culturización de imitación y pierdan sus costumbres y valores de la región, provocando una pérdida de identidad. Igualmente se considera que sería beneficioso ampliar las áreas de recreación y crear áreas recreativas para niños de corta edad.

1.6 Diagnóstico y priorización de necesidades

La aldea San José La Rinconada no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario, esto hace que la evacuación de aguas residuales se realicen al aire libre.

La Aldea carece de un sistema de abastecimiento de agua potable y por la falta del vital líquido, la población expone su salud al consumir el líquido de pozos artesanales, o al acarrearlas desde largas distancias. Esta problemática se agudiza en el verano, cuando por los efectos de la sequía, el nivel freático de

estos pozos desciende notoriamente escaseándose la poca agua con la que se cuenta.

Se aplicó el método, matriz de necesidades para priorización de proyectos

y según resultados los proyectos más urgentes son los siguientes:

- Sistema de abastecimiento de agua potable
- Centro de convergencia
- Sistema de drenajes sanitarios

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINCONADA

2.1 Preliminares

2.2 Descripción del proyecto

El diseño de la red de drenaje sanitario de la aldea San José La Rinconada, se realizó mediante una serie de pasos, los cuales fueron estudiados detenidamente para el éxito del mismo.

Primero se realizó una investigación de tipo monográfica para establecer todos los factores que intervinieron en el diseño del sistema; luego se realizó un levantamiento topográfico, parte de mucha importancia, ya que de esta forma se conoce la localización del sistema, así como las diferencias de altura del terreno, determinándose que no es posible unificar el caudal de aguas servidas en un solo punto de descarga, por tal razón se determina el punto de desfogue ya que para este proyecto se realizará haciendo una conexión a un sistema sanitario ya existente ; posteriormente se procede a realizar el diseño hidráulico; elaboración juego de planos, los cuales tienen que tener toda la información necesaria para su fácil lectura; por último presupuesto y cronograma del proyecto.

2.3 Evaluación del sistema actual

Este proyecto no cuenta con ningún tipo de sistema de alcantarillado sanitario, la única forma de descarga de desechos sanitarios es al aire libre y un riachuelo que pasa por la zona.

2.4 Descripción del sistema a utilizar

Es el que conduce aguas negras únicamente.

2.5 Normas de diseño

Para el diseño en cuanto a tubería, se tomó en cuenta la normativa de la ASTM norma 30-34.

2.6 Levantamiento topográfico

Se llama así a la descripción y delineación detallada de la superficie de un terreno de la línea preliminar seleccionada, siguiendo las señales indicadas en el reconocimiento; el levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, donde se deberá establecer lo siguiente:

- Punto de partida.
- Azimut o rumbo de salida.
- Kilometraje de salida.

Cota de salida del terreno. Para el levantamiento preliminar, se tomó en el campo: tránsito preliminar, niveles de preliminar, secciones transversales de preliminar y referencias.

2.6.1 Altimetría

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

recomienda el nivel, por ser fabricado para tal fin, pero las medidas tomadas por el teodolito son correctas si se efectúa un buen levantamiento topográfico.

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

El levantamiento planimétrico, en el caso del diseño de drenajes, sirve para localizar la red dentro de las calles, indicar los pozos de visita y en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia.

2.6.2 Planimetría

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

En la medición de la planimetría de dicho proyecto se utilizó el método de deflexiones simples en una poligonal abierta; que consiste en tomar un Azimut inicial referido al norte y fijando éste con una vuelta de campana. En la vista atrás se toma la medida hacia la siguiente estación. Se tomaron puntos intermedios entre estación y estación a cada veinte metros, así como también puntos de referencia en accidentes geográficos (cercos, orillas de calle, postes de luz, etc.).

2.7 Cálculo para la demanda de la población

2.7.1 Población actual

La población a beneficiar en el proyecto del sistema de alcantarillado es la de la aldea San José La Rinconada, municipio de Jocotenango, Sacatepéquez que cuenta ya con 912 habitantes.

2.7.2 Período de diseño

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

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

Para el período de diseño del proyecto se tomó en cuenta 21 años, pero descontando un año para la aprobación de su ejecución quedaron 20 años libres de período.

Recomendaciones:

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

2.7.3 Población de diseño

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

Se recopilará toda la información necesaria para tener datos más reales, como en los registros municipales y de sanidad, censos escolares, Instituto Nacional de Estadística (INE). En todo caso el diseñador debe verificar la información obtenida.

Hay que tomar en cuenta el tamaño de la comunidad a estudiar. Para el cálculo de la población futura existen varios métodos y los más comunes son: el método de incremento aritmético o el método del incremento geométrico, con la tasa de crecimiento nacional, municipal o calculándola por medio de fórmulas, el método de proyección gráfica a ojo y el método de saturación.

Para este proyecto se utilizará el método geométrico, ya que se poseen los datos para completar lo necesario para calcular la población futura

2.7.4 Método de incremento geométrico

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

- Incremento geométrico:

$$t = (\text{poblacionactual} / \text{poblacionultimocenso})^{(1/n)} - 1$$

$$t = (912/625)^{(1/8)} - 1 = 0.0484$$

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

$$P_f = 912(1+0.0484)^{21}$$

$P_f = 2460$ habitantes

Donde: P_f = población futura (2460 habitantes)

P_a = población actual (912 habitantes)

n = periodo de diseño (21 años)

t = tasa de crecimiento (4.84%)

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, se estimó un porcentaje de crecimiento para el diseño de 4.84%, tomando en cuenta los dos últimos censos.

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

2.8 Tipos de sistema de alcantarillado

Son los conductos por los cuales corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, etc.

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, la elección dependerá de los estudios que se realicen y de las condiciones que se presenten, tanto económicas, como físicas y funcionales.

2.8.1 Sistema de alcantarillado sanitario

Es el que conduce aguas negras únicamente.

2.8.2 Sistema de alcantarillado separativo

Se diseñan dos redes independientes, una para que transporte las aguas negras y la otra, las aguas provenientes de las lluvias. Es importante que las casas y edificios cuenten con tuberías separadas y así se recolecten las aguas de la forma en que se espera funcione este sistema.

2.8.3 Sistema de alcantarillado combinado

Se diseña para que transporte aguas negras y las aguas provenientes de la lluvia.

2.9 Cálculo de caudales

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

- Dotación de agua potable por habitante por día.(Valores propuestos por el Infom tomando en cuenta sector, región, y clima del lugar en estudio).
- Utilización del agua en las viviendas.
- Uso del agua en el sector industrial y su dotación.
- Uso del agua en el sector comercial y su dotación.
- Intensidad de lluvia en la población.
- Estimación de las conexiones ilícitas.
- Cantidad de agua que se puede infiltrar en el drenaje.
- Las condiciones socio-económicas de la población.

2.9.1 Velocidad de flujo

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V ; donde "V" es la velocidad a sección llena y "v" es la velocidad de flujo, que por norma debe ser mayor de 0.40 metros por segundo, para que no exista sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento y su valor debe ser menor o igual que 4.0 metros por segundo, para que no exista erosión o desgaste, estos datos se aplican para tubería de PVC.

2.9.2 Tirante o profundidad del flujo

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

2.9.3 Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión. El tirante máximo de flujo se obtiene de la relación d/D , donde “d” es la profundidad o altura del flujo y “D” es el diámetro interior de la tubería, esta relación debe ser mayor de 0.10 para que exista arrastre de las excretas y menor de 0.75 para que funcione como un canal abierto.

2.9.3.1 Caudal domiciliar

El agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida a la red de alcantarillado, el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la que se usa en el riego de los jardines y en el lavado de vehículos; de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectada por un factor que varía entre 0.70 a 0.80, el cual queda integrado de la siguiente manera:

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

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

2.9.3.1.1 Factor de retorno

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

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(210 \text{ lit/hab/día} * 120 \text{ hab} * 0.70)}{86400} = 0.204 \text{ lit/seg}$$

2.9.3.2 Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario sin ninguna autorización. Se estima un porcentaje de viviendas que puedan realizar conexiones ilícitas, que varía de 0.5 a 2.5 por ciento. Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{\text{Conex. Ilíc}} = \frac{CiA}{360} = \frac{Ci (A\%)}{360}$$

Donde:

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

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

I = Intensidad de lluvia (mm/hora).

A = Área que es factible de conectar (Has).

A% = Porcentaje de patios y techos.

2.9.3.2.1 Intensidad de lluvia

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, se expresa en milímetros por hora.

$$\text{Intensidad de lluvia} = 1.8002 \text{ mm/hrs}$$

Datos proporcionados por el catalogo del Insivumeh.

2.9.3.2.2 Coeficiente de escorrentía

Es la cantidad de agua que escurre, en función de la permeabilidad de la superficie del suelo.

$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 0.0863$$

$$Q_{\text{ilic}} = 1.8002 * 0.0863 = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

2.9.3.3 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de las profundidades del nivel freático del agua, y de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica de la construcción. Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o litros diarios por kilómetro de tubería, se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6.00 m por cada casa; la dotación de infiltración varía entre 12000 u 18000 litros/km/día.

$$Q_{\text{Inf}} = \frac{(\text{Dot} * (\text{mts.Tubo} + \text{No.Casas} * 6 \text{ mts}) / 1000)}{86400}$$

Dot = Dotación (Hs/kilómetro/día)

No. Casas = Número de casas

mts. Tubo = metros de tubería en el tramo.

$$Q_{inf} = \frac{(210 * (57.53 + (20 \times 6)))1000}{86400} = 0.000431 \text{ lit/seg}$$

2.9.3.4 Caudal comercial

Es el agua desechada por las edificaciones comerciales como: comedores, restaurantes, hoteles, etc., por lo general la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 y 3,000 lts/comercio/día.

$$Q_{Com.} = \frac{No.Comercio * Dot.}{86400}$$

Qcom = Caudal Comercial

$$Q_{Com.} = \frac{0 * 210.}{86400} = 0$$

En este caso, no se tomó en cuenta el caudal industrial y comercial debido a que no se conectarán; ya que se estima muy poco probable la instalación de fábricas o comercios en el lugar.

2.9.3.5 Caudal industrial

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

$$Q_{\text{Ind.}} = \frac{\text{No. Industrias} * \text{Dot.}}{86400}$$

$Q_{\text{Ind.}}$ = Caudal Industrial

$$Q_{\text{Ind.}} = \frac{0 * 210}{86400} = 0$$

En este caso, no se tomó en cuenta el caudal industrial y comercial, debido a que no se conectarán; ya que se estima muy poco probable la instalación de fábricas o comercios en el lugar.

2.9.4 Factor de caudal medio

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

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{Com}} + Q_{\text{Ind}} + Q_{\text{Inf}} + Q_{\text{Conectic}}$$

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

$$0.002 < f_{qm} < 0.005$$

En este caso, no se tomó en cuenta el caudal industrial y comercial debido a que no se conectarán; ya que se estima muy poco probable la instalación de fábricas o comercios en el lugar.

$$Q_{medio} = 0.204 + 0.1505 + 0 + 0.000431 + 0 = 0.3549 \text{ lit/seg}$$

$$f_{qm} = \frac{0.3549}{120} = 0.0038$$

$$0.002 < f_{qm} < 0.005$$

2.9.5 Caudal máximo

Para calcular el caudal máximo que fluye por las tuberías, en un momento dado, hay que afectar el caudal medio por un factor conocido como factor de flujo, el cual suele variar entre 1.5 a 4.5, de acuerdo al tamaño de la población. El cómputo de dicho factor se puede hacer por diversas formas, pero la más usada es el valor obtenido por la fórmula de Hardmond

2.9.6 Factor de Hardmond

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

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

Donde: P = Población futura acumulada del primer tramo

$$FH = \frac{18 + \sqrt{324}}{4 + \sqrt{324}} = 1.63$$

2.9.7 Caudal de diseño

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

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

Donde:

No.Habit. = Número de habitantes futuros acumulados.
FH = Factor de Hardmond.
Fqm = Factor de caudal medio.

$$Q_{Dis} = 324 * 1.63 * 0.0038 = 2.01 \text{ l/s}$$

2.9.8 Factor de área

El factor de área es la relación entre el área total a drenar, y la longitud total de la tubería del drenaje. Debe estar comprendido entre los valores de 0.0035 a 0.0055, sus dimensiones son hectáreas por metro.

2.9.9 Área tributaria

Se considera como área tributaria la longitud que se encuentra entre los pozos de visita, contribuyendo al caudal que pasa por ese sector, hasta unirse a otro tramo. El área acumulada comprenderá sumar cada tramo conforme se lleve el diseño de cada uno de éstos, siguiendo la ruta elegida para cada sector determinado.

2.9.10 Selección de ruta

Al realizar la selección de ruta que seguirá el agua se debe considerar:

- a) Iniciar el recorrido en los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.
- b) Para el diseño, en lo posible, se debe seguir la pendiente del terreno, con esto se evitará una excavación profunda y disminuir así costos de excavación.
- c) Acumular los caudales mayores en tramos cuya pendiente del terreno sea pequeña y evitar de esta manera que la tubería se le dé otra pendiente ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.
- d) Evitar, en lo posible, dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

2.9.11 Pendientes máximas y mínimas

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca velocidades iguales o mayores a 0.40 mts/seg, y la pendiente máxima la que provoca velocidades menores o iguales a 4.00 mts/seg.

2.9.12 Fórmula de Manning

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

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

Q	=	caudal (m ³ /s)
A	=	area hidráulica (m ²)
P	=	perímetro mojado (m)
Rh	=	radio hidráulico (m)
V	=	velocidad (m/s)

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

Fórmula de Chezy:

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

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

El valor constante C está dado a su vez por otras fórmulas propuestas por diferentes investigadores; por ejemplo: está la fórmula de Kutter, en la cual

C depende de algunas constantes: del radio hidráulico, pendiente y del coeficiente de rugosidad.

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

S = Pendiente (m/m)

n = coeficiente de rugosidad

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

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

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

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

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

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

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

Tabla I. Coeficientes de rugosidad

Material	n
Tubos de Cemento < 24" diámetro	0.015
Tubos de Cemento > 24" diámetro	0.013
Tubos PVC y asbesto cemento	0.009
Tubos de hierro fundido	0.013
Tubos de metal corrugado	0.021
Zanjas	0.020
Canales recubiertos con piedra	0.030

Utilizando un diámetro de 6 pulgadas y una pendiente igual a la del terreno, que en este caso es de 7.23% para evitar exceso de excavación, se tiene que, utilizando la fórmula de Manning, se calcula la velocidad y el caudal a sección llena del tubo, donde:

$$v = \frac{0.0254 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.0254 * (6)^{2/3} * (0.0723)^{1/2}}{0.009} = 2.505 \text{ m/seg}$$

$$Q = V * A = 2.505 * (\pi * (6/2)^2) * 0.64516 = 45.71 \text{ lit/seg}$$

2.9.13 Consideraciones en el diseño

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- a) $Q_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}}$
- b) La velocidad debe de estar comprendida entre **$0.40 \leq v \leq 4.00 \text{ (m/seg)}$**
 $0.40 \leq v$ para que existan fuerzas de tracción 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.
- c) El tirante debe estar entre: $0.10 \leq \frac{d}{D} \leq 0.90$

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

2.9.13.1 Velocidades de arrastre

Velocidad mínima con la que los sólidos no se sedimentan en la alcantarilla. Ésta se obtiene haciendo que el tirante se encuentre en un rango de $0.10 < d/D < 0.90$ y una pendiente adecuada.

2.9.13.2 Velocidades máximas y mínimas de diseño

Los proyectos de alcantarillado de aguas negras deben diseñarse de modo que la velocidad mínima de flujo, trabajando a cualquier sección, sea 0.40 mts/seg. No siempre es posible mantener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se proporcionará una pendiente que dé la velocidad mínima de 0.40 mts/seg., a la descarga máxima estimada, y una velocidad no menos de 0.40 m/seg durante escurrimientos bajos.

Las velocidades mínimas fijadas no permiten la decantación de los sólidos pero también, las velocidades altas producen efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión hacen un efecto abrasivo a la tubería, por tal razón se ha recomienda que la velocidad máxima de diseño sea de 4.00 mts/seg.

2.9.13.3 Cálculo de cotas invert

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

Teniendo ésta información inicial, el cálculo de las cotas invert se obtienen restando a la cota de terreno la altura inicial del primer pozo para obtener la primera que sería cota invert de salida y para encontrar la cota invert

de entrada se obtiene mediante la diferencia de cota invert de salida menos pendiente de diseño por la distancia.

Primer pozo:

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

Cota invert inicial = 100 – 2.00 = 98

Cota invert final = Cota final – h altura de pozo

Cota invert final = 95.84 – 2.00 m= 93.84

Segundo pozo:

Cota invert inicial = Cota invert final anterior – 0.03

Cota invert inicial = 93.81

Cota invert final = Cota invert inicial – (cota final de terreno - h altura de pozo)

Cota invert final = (93.84-0.03) – (93.47 – 2.00) = 91.47

2.9.13.4 Diámetro de tuberías

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño del alcantarillado sanitario es de 6 pulgadas, esto se debe a requerimientos de normas ASTM F-949 y las normas que establece La Dirección General de Obras Públicas (Normas utilizadas por el Instituto de Fomento Municipal – INFOM -), de esta manera se evitarán obstrucciones en la tubería. Esta especificación es adoptada para tubería de PVC, ya que en tubería de cemento, el diámetro mínimo es de 8 pulgadas. Para este diseño en particular se seleccionó un diámetro mínimo de 6 pulgadas, ya que se utilizará tubería de PVC.

2.10 Pozos de visita

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleadas como medio de inspección y limpieza. Según las normas ASTM

F-949 y las normas que establece La Dirección General de Obras Públicas (Normas utilizadas por el Instituto de Fomento Municipal – INFOM -), para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- a) En toda intercepción de colectores.
- b) Al comienzo de todo colector
- c) En todo cambio de sección o diámetro.
- d) En todo cambio de dirección o de pendiente
- e) En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros.
- f) En las curvas de colectores visitables, a no más de 30 metros.

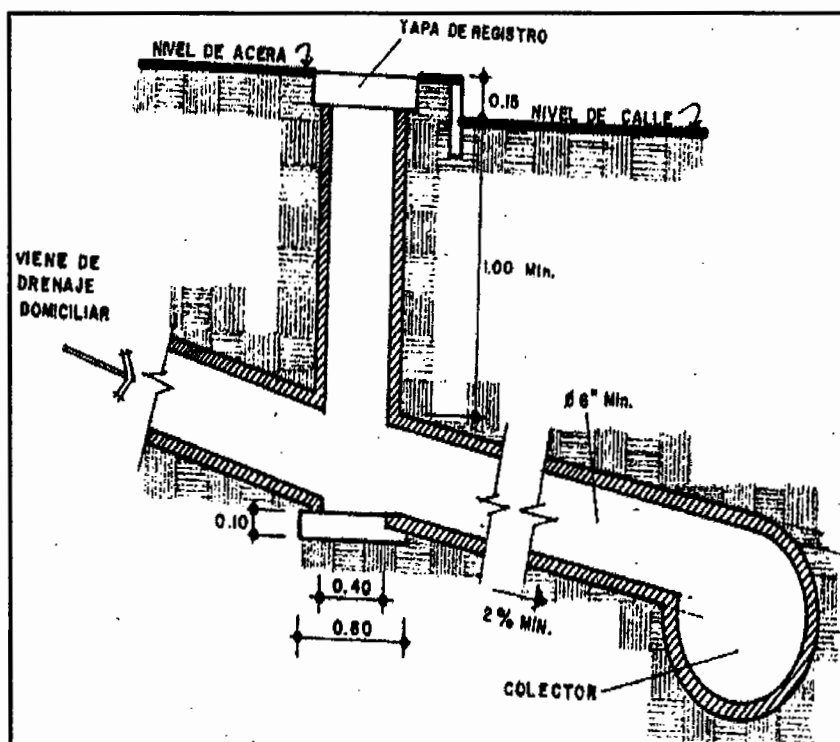
2.11 Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, se acostumbra establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

Sin embargo, la conexión en T es más fácil de instalar en condiciones difíciles. Una conexión en T bien instalada es preferible a una conexión en Y mal establecida. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

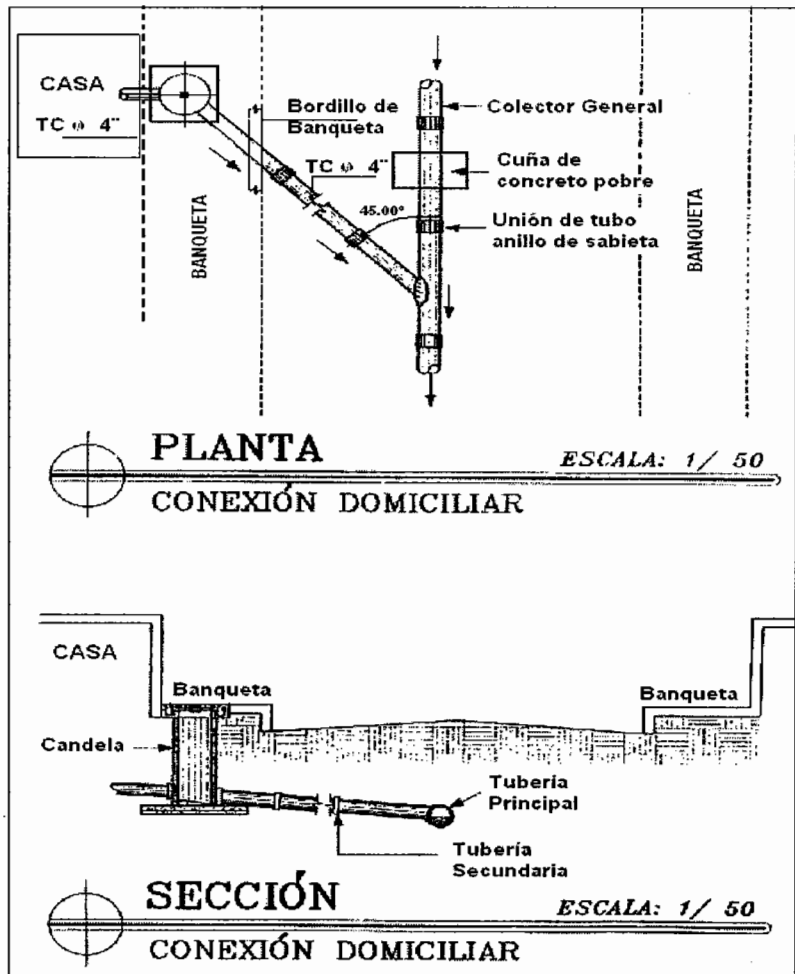
La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de cemento colocados en una forma vertical (candelas), en la cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir, con la tubería que desaguará en el colector principal. La tubería entre la caja de inspección y el colector debe tener un diámetro no menor a 0.15 m (6") y debe colocarse con una pendiente del 2% como mínimo.

Figura 2. Detalle conexiones domiciliars



FUENTE: RICARDO ANTONIO CABRERA,
TESIS APUNTES DE INGENIERIA SANITARIA 2, PAG. 26

Figura 3. Detalle 2 conexiones domiciliars



2.12 Caja o candela

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor será de 45 centímetros, y si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de doce pulgadas; en ambos casos deben estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria, hasta llegar al alcantarillado central. La altura mínima de la candela será de un metro.

2.13 Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 6 pulgadas, en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima de 2 %.

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

Los sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado, se utilizarán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente; debido a sus características y a 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, etc.

2.14 Metodología de cálculo

Especificaciones para el diseño de drenaje:

Población total de municipio (censo 1994 INE)	350 habitantes
Población total de municipio (censo 2002 INE)	625 habitantes

Población actual	912 habitantes
Período de diseño	21 años
Densidad de vivienda	6 Habitante/casa
Dotación de agua potable	210 lit/hab/día
Factor de retorno	0.70
Material a utilizar	Tubería P.V.C.
Coeficiente de rugosidad	0.009

$$\text{Tasa de crecimiento} = \left(\frac{\text{Censo2002}}{\text{Censo1994}} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 = \left(\frac{725}{350} \right)^{\frac{1}{21}} - 1 = 0.01035 = 1.035\%$$

Análisis del tramo 1 - 2:

Cota terreno inicio:	100 m
Cota terreno final:	95.84 m
Distancia:	57.53 mts
Viviendas del tramo:	20
Viviendas acumuladas:	20
No. de habitantes por vivienda	6

Población actual = 20 X 6 = 120 habitantes

Población futura = 120 * (1.035)³¹ = 349 habitantes

$$\text{Pendiente del terreno} = \left(\frac{100 - 95.84}{57.53} \right) * 100 = 7.23\%$$

Se tomaron en cuenta las poblaciones actuales y futuras, para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del período de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

Análisis de situación actual

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(210 \text{ lit/hab/día} * 120 \text{ hab} * 0.70)}{86400} = 0.204 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{inf}} = \frac{210 * (57.53 + (20 * 6)) * 1000}{86400} = 0.000431 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{ilic}} = 1.8002 * 0.0863 = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

El caudal comercial y el industrial son 0 porque, no existen ni comercios ni industrias a lo largo del tramo.

$$Q_{\text{sanitario}} = 0.204 + 0 + 0.000431 + 0 + 0.1505 = 0.3549 \text{ lit/seg}$$

$$F_{qm} = 0.3549 / 120 = 0.0038$$

Chequeo $F_{qm} > 0.002$ OK

$$FH = \left(\frac{18 + \sqrt{324}}{4 + \sqrt{324}} \right) = 1.63$$

$$Q_{\text{dis}} = 0.0038 * 1.63 * 324 = 2.01 \text{ lit/seg}$$

Utilizando un diámetro de 6 pulgadas y una pendiente igual a la del terreno, que en este caso es de 7.23% para evitar exceso de excavación, se tiene que, utilizando la fórmula de Manning, se calcula la velocidad y el caudal a sección llena del tubo, donde a futuro chequea correctamente. Ver anexos.

2.15 Tratamiento de aguas negras

Las actividades humanas dan lugar a la producción de una amplia gama de productos residuales, muchos de los cuales pasan al agua, que actúa como vehículo de transporte. Esta agua residual puede contener deyecciones humanas, residuos domésticos, descargas industriales, escorrentías

procedentes de la agricultura y/o de aguas pluviales; todos estos residuos, individual o colectivamente, pueden contaminar o polucionar el medio ambiente.

Queda claro que, si bien la recolección y evacuación del agua residual de una población por medio de alcantarillados, contribuye al saneamiento y a mejorar el aspecto físico del lugar, estas seguirán causando deterioro y problemas higiénicos a la misma población, si se disponen sin algún tratamiento previo.

2.15.1 Características del agua residual

Los contaminantes pueden dividirse en biodegradables y no biodegradables. Ciertos contaminantes, por ejemplo los inorgánicos, no se degradan biológicamente y una vez que entran en las aguas receptoras pueden diluirse, aunque no se reducen necesariamente en cantidad.

Otros contaminantes experimentan modificaciones por la acción de factores biológicos, químicos y físicos.

Las sustancias y los microorganismos presentes en las aguas residuales pueden ser:

- Agentes infecciosos: hongos y bacterias.
- Residuos con demanda de oxígeno.
- Nutrientes de plantas.
- Compuestos químicos orgánicos.
- Sedimentos.

En las aguas residuales domésticas la materia orgánica puede dividirse en tres grupos principales: proteínas, hidratos de carbono y grasas. Las proteínas, que constituyen el 40% al 50% de la materia orgánica, son complejos aminoácidos y proporcionan la mayor parte de los nutrientes bacterianos.

Aproximadamente un 50% al 60% de las proteínas se encuentran en la fracción disuelta de las aguas residuales domésticas y un 20% a un 30% en la fracción sedimentable.

Las aguas negras están constituidas en su mayoría por líquidos, ya que aproximadamente, el 0.1% está formado por materiales sólidos. Los sólidos totales en las aguas negras, tanto en solución como en suspensión, son los que quedan después de evaporar una muestra hasta secarla completamente.

Una parte por millón (p.p.m.) equivale a un miligramo por litro, es decir, que expresa la cantidad en peso de sólidos contenidos en un litro de aguas negras.

2.15.2 Fosa séptica

La fosa séptica se caracteriza porque en ella la sedimentación y la digestión ocurren dentro del mismo tanque; con lo anterior, se evitan los problemas de complejidad de construcción y excavación profunda del tanque Imhoff. La fosa séptica consiste esencialmente en uno o varios tanques o compartimientos, en serie, de sedimentación de sólidos. La función más utilizada de la fosa séptica es la de acondicionar las aguas residuales para disposición sub-superficial en lugares donde no existe un sistema de alcantarillado sanitario. En estos casos sirve para:

- Eliminar sólidos suspendidos y material flotante.
- Realizar el tratamiento anaerobio de los lodos sedimentados.
- Almacenar lodos y material flotante.

La remoción de la DBO (demanda bioquímica de oxígeno) en un tanque séptico puede ser del 30 a 50%, de grasas y aceites un 70 a 80%, de fósforo un 15% y de un 50 a 70% de SS (sólidos en suspensión), para aguas residuales domésticas típicas. Para la localización de un tanque séptico se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Para proteger las fuentes de agua, la fosa debe localizarse a más de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento.
- La fosa no debe estar expuesta a inundación y debe disponer de espacio suficiente para la construcción del sistema de disposición o tratamiento posterior que se aplique a la misma.
- La fosa debe tener acceso apropiado para que su limpieza y mantenimiento sean fáciles.

El tanque séptico, en el cual la sedimentación y la digestión del residuo ocurren en el mismo recipiente, es el sistema más usado para adecuar el agua residual con el fin de dispersarla en el subsuelo mediante campos de infiltración o para postrarla en filtros anaerobios, filtros intermitentes de arena o procesos biológicos convencionales en el mismo sitio.

En estudios realizados sobre eficiencia de las fosas sépticas se indican las siguientes conclusiones principales:

- El tanque séptico debe tener un período de retención mayor de 24 horas.
- La fosa séptica debe tener una configuración de la unidad de salida con pantalla para gases.
- La relación de área superficial a profundidad debe ser mayor de 2.
- Se debe preferir un tanque de cámaras múltiples con interconexiones similares a las de la unidad de salida.

Se recomiendan la utilización de una fosa solamente para:

- Áreas desprovistas de redes públicas de alcantarillados.
- Alternativa de tratamiento de aguas residuales en áreas que cuentan con redes de alcantarillado locales.
- Retención previa de los sólidos sedimentables, cuando la red de alcantarillado presente diámetros reducidos.
- No está permitido que les entre: aguas de lluvia, ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento.
- Los efluentes de fosas sépticas no deben estar dispuestos directamente en un cuerpo de agua superficial. Deben ser tratados adicionalmente para mejorar la calidad del vertimiento.

2.15.2.1 Diseño de fosa séptica

FASE II: (diseño únicamente para caso de ejemplificación, en el diseño no se ha considerado la construcción de alguno debido a que la fase propuesta se conecta a un colector principal).

La capacidad total de un tanque séptico se determina de diferentes maneras con base en la población servida o con base en el caudal afluente y el tiempo de retención.

El diseñador debe seleccionar una metodología de diseño que garantice el correcto funcionamiento del sistema teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Rendimiento del proceso de tratamiento.
- Almacenamiento de lodos.

- Amortiguamiento de lodos.
- Amortiguamiento de caudales pico.

Para el cálculo del volumen útil de la fosa séptica se recomienda el siguiente criterio

$$Vu = 1000 + Nc * (C * T + K * Lf)$$

Donde:

Vu = Volumen útil de la fosa séptica.

Nc = Número de contribuyentes.

C = Contribución de aguas residuales por contribuyente.

T = Tiempo de retención.

K = Tasa de acumulación de lodo digerido en días, equivalente al tiempo de acumulación de lodo fresco.

Lf = Contribución de lodo fresco.

Tabla II. Contribución de aguas residuales por persona

Predio	Unidades	Contribución de aguas residuales C y lodo fresco Lf (L/día)	
		C	Lf
Ocupantes permanentes			
Residencia			
Clase alta	persona	160	1
Clase media	persona	130	1
Clase baja	persona	100	1
Hotel (excepto lavandería y cocina)	persona	100	1
Alojamiento provisional	persona	80	1
Ocupantes temporales			
Fábrica en general	persona	70	0.3
Oficinas temporales	persona	50	0.2
Edificios públicos o comerciales	persona	50	0.2
Escuelas	persona	50	0.2
Bares	persona	6	0.1
Restaurantes	comida	25	0.01
Cines, teatros o locales de corta permanencia	Local	2	0.02
Baños públicos	tasa sanitaria	480	4

Tabla III. Tiempos de retención

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención	
	días	horas
Hasta 1,500	1	24
de 1,501 a 3,000	0.92	22
de 3,001 a 4,500	0.83	20
4,501 a 6,000	0.75	18
6,001 a 7,500	0.67	16
7,501 a 9,000	0.58	14
mas de 9,001	0.5	12

Tabla IV. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

Intervalo de limpieza (años)	Valores de K por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t 20	t ≥ 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

En el diseño de las fosas se utilizaran los siguientes valores:

$N_c = 6$ personas

$C = 120$ lts/hab/día

$T = 1$ (24 horas)

$K = 145$ (un intervalo de limpieza de 3 años a una temperatura ambiente entre 10 y 20 °C)

$L_f = 1$ lts/hab/día

$$V_u = 1000 + 6 * (120 * 1 + 145 * 1) = 2590 \text{ lts} = 2.590 \text{ m}^3$$

Se tomó una altura útil de 1.80 m, un longitud de 1.70 m y un ancho de 0.85 m (tomando en cuenta longitud = 2 * ancho).

Se propuso una fosa séptica por usuario ya que no se contaba con espacio suficiente para diseñar fosas más grandes dentro del área asignada para la ubicación del sistema de alcantarillado.

2.15.3 Pozo de absorción

Consiste en una excavación en el terreno, por lo general de 2.00 a 2.50 m de diámetro.

Todo pozo debe tener una cubierta o losa de hormigón armado de 0.20 m de espesor descansado sobre un brocal o anillo de hormigón. A la cubierta se le deja una tapa de inspección como mínimo de 0.60 * 0.60 m y se conecta a una cañería de ventilación de 4" para la eliminación de gases. Debe sobrepasar el nivel de la techumbre del inmueble y estar protegida con malla de alambre fino que impida el acceso de moscas, cucarachas, mosquitos y otros insectos.

Debido a las pendientes de las cañerías y a la fosa séptica, la losa del pozo se encuentra normalmente a 1.30 m o más, por debajo del nivel de la superficie del terreno.

El pozo absorbente sólo se recomienda en los siguientes casos:

- Cuando se vacían sólo aguas de lavado, desagües de piscinas o aguas pluviales.
- Como efluente de fosa séptica.
- Cuando se dispone de bastante terreno.
- Como solución transitoria.

Para determinar la profundidad del pozo debe hacerse la prueba de absorción a diferentes profundidades, y generalmente el término medio del coeficiente obtenido, sirve para determinar las características absorbentes del terreno de un sector.

Para efectuar la prueba de absorción, a medida que se va excavando el pozo y a diferentes profundidades, se hacen excavaciones de 0.30 * 0.30 m de base por 0.35 m de profundidad, con el fin de obtener una cifra media. Después de extraer la tierra desprendida se coloca en el fondo una capa de 5 cm de arena gruesa o gravilla; luego se llena con agua y se deja filtrar totalmente. Después se vuelve a llenar, de modo que el agua permanezca en él por lo menos cuatro horas, y de preferencia por la noche, para que el terreno se sature. Posteriormente se ajusta la altura del agua hasta una profundidad de 0.15 m y se determina el tiempo que tarda en bajar 2.5 cm, o velocidad de infiltración, midiéndole descenso después de treinta minutos para terrenos normales o de diez minutos para terrenos arenosos o muy permeables. Si, por ejemplo, el nivel del agua desciende 0.25 m en treinta minutos, la velocidad de filtración es de tres minutos (tiempo que tarda en bajar 2.5 cm). Con esta velocidad de filtración se determina el coeficiente de absorción.

Para calcular la dimensión del pozo no debe considerarse el fondo de la excavación porque se colmata rápidamente, sino la superficie de los taludes bajo la línea de agua, determinada por el nivel de la tubería de llegada. Si parte del terreno es impermeable, debe restarse la superficie correspondiente.

Conocido el coeficiente de absorción, la profundidad del pozo se determina con base en la siguiente fórmula:

$$H = \frac{K_1 * N}{\Pi * D}$$

Donde:

H = Profundidad del pozo en metros.

K_1 = Coeficiente de absorción en m^2 /persona/día.

N = Número de personas servidas.

D = Diámetro medio del pozo en metros

Es importante destacar que la duración de un pozo absorbente es muy prolongada y puede servir fácilmente durante seis, ocho o diez años en operación continua, siempre que la fosa séptica opere en perfectas condiciones y por consiguiente, entraña limpiezas periódicas (máximo cada dos años) aunque la instalación domiciliaria no acuse fallas en su funcionamiento.

Cualquiera que sea la causa por la cual el pozo absorbente se llene, no hay posibilidad práctica económica de efectuar una limpieza, y por consiguiente, se debe recurrir a la construcción de otra unidad. Sin embargo, es frecuente que se presenten situaciones que requieran una atención de urgencia. Para estos casos se aconsejan dos soluciones, se trate de un período corto de funcionamiento o para un tiempo más prolongado.

2.15.3.1 Dimensionamiento de los pozos de absorción

En caso de que en el diseño se requieran pozos de absorción para la línea que estamos diseñando los pozos a utilizar serían 8 pozos ubicados a distancias entre 50 y 60 mts. Desde el inicio del sistema de alcantarillado, se utilizaron los siguientes valores:

$$H = \frac{K_1 * N}{\Pi * D}$$

$K_1 = 0.88$

N = 120 habitantes.

D = Un diámetro de 2 metros para los 8 pozos.

Se obtuvieron resultados de alturas de:

$$H_1 = 16.81 \text{ m}, H_2 = 14.29 \text{ m}, \text{ etc.}$$

2.16 Planos

Estos se presentan en los anexos.

2.17 Presupuesto del sistema de drenaje sanitario

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

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

Tabla V. Presupuesto de drenaje sanitario (fase II)

PROYECTO:					
CÁLCULO DE DRENAJE SANITARIO, (FASE II), A LA ALDEA LA RINCONADA, JOCOTENANGO, SACATEPEQUEZ.					
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO		COSTO TOTAL
DRENAJE SANITARIO					
PRELIMINARES					
BODEGA	M2	60	Q	166.15	Q 9,969.22
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	440.99	Q	2.04	Q 900.15
TRAZO	ML	440.99	Q	5.60	Q 2,470.59
EXCAVACION					
CORTE	M3	41.12	Q	125.06	Q 5,142.77
RELLENO	M3	685.36	Q	46.47	Q 31,851.94
COLECTOR					
LÍNEA DRENAJE PRINCIPAL	ML	440.99	Q	39.46	Q 17,401.81
POZOS DE VISITA					
DE 1.20M A 1.50M	unidad	6	Q	2,934.43	Q 17,606.57
DE 1.50M A 2.00M	unidad	5	Q	3,668.04	Q 18,340.18
DE 2.00M A 2.50M	unidad	2	Q	4,890.72	Q 9,781.43
DE 2.50M A 3.00M	unidad	0	Q	6,113.39	-
DE 3.00M A 3.50M	unidad	0	Q	7,336.07	-
DE 3.50M A 4.00M	unidad	0	Q	8,558.75	-
DE 4.00M EN ADELANTE	unidad	0	Q	9,781.43	-
CONEXIONES DOMICILIARES					
DOMICILIARES	unidad	152	Q	1,012.53	Q 153,903.94
COSTO TOTAL					Q 267,368.60

2.18 Cronograma de ejecución

Tabla VI. Cronograma de drenaje sanitario (fase II)

			CÁLCULO DE DRENAJE SANITARIO, FASE II, PARA LA ALDEA SAN JOSÉ LA RINLONADA, JUCUTIENANGO, SACATEPÉQUEZ																							
			M 1				M 2				M 3				M 4				M 5							
REGLON	U. MEDIDA	CANTIDAD	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4				
DRENAJE SANITARIO																										
PRELIMINARES																										
BODEGA	M2	60																								
REPLANTEO TOPOGRAFICO	ML	440.99																								
TRAZO	ML	440.99																								
			Q																							
EXCAVACION																										
CORTE	M3	41.12																								
RELLENO	M3	685.36																								
							Q												Q							
COLECTOR																										
LINEA DRENAJE PRINCIPAL	ML	440.99																								
											Q															
POZOS DE VISITA																										
DE 1.20M A 1.50M	unidad	6																								
DE 1.50M A 2.00M	unidad	5																								
DE 2.00M A 2.50M	unidad	2																								
DE 2.50M A 3.00M	unidad	0																								
DE 3.00M A 3.50M	unidad	0																								
DE 3.50M A 4.00M	unidad	0																								
DE 4.00M EN ADELANTE	unidad	0																								
															Q											
CONEXIONES DOMICILIARES																										
DOMICILIARES	unidad	152																								
																			Q							
COSTO TOTAL			Q																Q				267,368.60			

2.19 Evaluación de impacto ambiental

La evaluación del peligro de esta zona o región es esencial para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes de riesgo, tomando en cuenta que la geología representa un factor que ilustra el potencial del deslizamiento de taludes.

En el ámbito regional, controla los aspectos genéricos de relieve y la topografía de un área, lo cual permite estimar su susceptibilidad al movimiento. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las

condiciones están dadas. Sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de terreno ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de geografía y menos comunes en otros. Las zonas inicialmente estables pueden volverse inestables con la construcción de infraestructura, la deforestación u otras razones.

La mayoría de impactos en la infraestructura del sistema de alcantarillado y de los pavimentos en lugares susceptibles a inundaciones se deben a los excedentes de lluvia que se extienden por largos períodos del invierno.

Los más importantes son los siguientes:

- Hinchamiento del pavimento.
- Deslizamiento de las capas.
- Derrumbes.
- Colapso de colectores por residuos sólidos.
- Daño en los elementos del sistema por recarga de acuíferos.
- Arrastre de tubería y cámaras debido al empuje de aguas subterráneas.
- Rebosamiento y arrastre de letrinas y de pozos sépticos.

Desde luego, el colapso de los elementos del sistema (letrinas, pozos sépticos, colectores de aguas negras, lagunas de oxidación, etc.) tiene efectos sobre la salud al producir nuevas amenazas, como la generación de focos de contaminación. Igual situación ocurre con la red de alcantarillado para el drenaje de las aguas pluviales. En algunos casos se detectan intercambios entre los sistemas de drenaje y los de alcantarillado sanitario, el que origina una contaminación incontrolada. La obstrucción de la infraestructura por las inundaciones, el taponamiento por sedimentos, etc., hace colapsar varios sistemas y producen anegamientos que afectan sectores de las poblaciones involucradas.

2.20 Evaluación socioeconómica

Es el proceso de medir los resultados de un proyecto, con la finalidad de determinar si este es rentable y si las expectativas de ganancia de las inversiones se cumplen. El objetivo que se persigue al evaluar un proyecto es medir los riesgos de inversión, de tal manera que los inversionistas tengan la certeza que a un alto grado el mismo tenga éxito, desechando otras opciones.

Período de recuperación de la inversión:

Cuando se conocen todos los resultados posibles y sus probabilidades de ocurrencia. Es decir, que el riesgo puede ser medido mediante indicadores de los resultados previstos. En estas condiciones el inversionista podrá tomar una decisión bajo riesgo. En el caso de proyectos productivos, el riesgo en sus resultados se puede medir mediante un análisis de los indicadores siguientes:

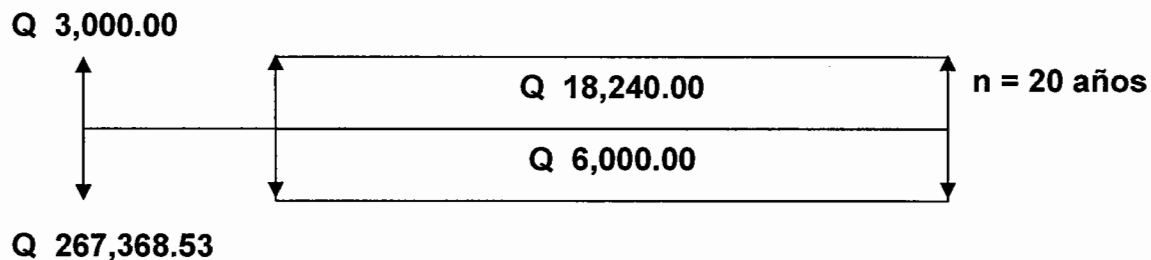
- Valor actual neto (VAN)
- Relación Beneficio Costo (RBC)
- Tasa Interna de Retorno (TIR)

2.20.1 Valor presente neto

El VAN es uno de los métodos básicos que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de las corrientes de ingresos y el valor actualizado de las corrientes de egresos, incluyendo la inversión total.

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo Inicial		Q 267,368.53
Ingreso inicial	(Q 25/viv)(152 viv)	Q 3,000.00
Costos anuales	(Q 500/mes)(12 meses)	Q 6,000.00
Ingresos anual	(Q 10/viv)(152 viv)(12 meses)	Q 18,240.00
Vida útil, en años.		20 años

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 12%.



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

$$VPN = - 267,368.53 + 3,000.00 - 6,000(1 + 0.12)^{20} + 18,240.00(1 + 0.12)^{20}$$

$$VPN = -146,297.90$$

Como el Valor Presente Neto calculado es mayor que cero, lo más recomendable sería aceptar el proyecto, pero se debe tener en cuenta que éste

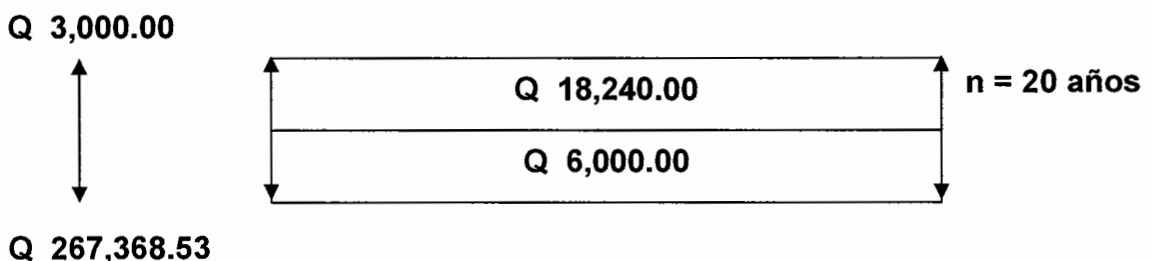
es solo el análisis matemático y que también existen otros factores que pueden influir en la decisión como el riesgo inherente al proyecto, el entorno social,

2.20.2 Tasa interna de retorno

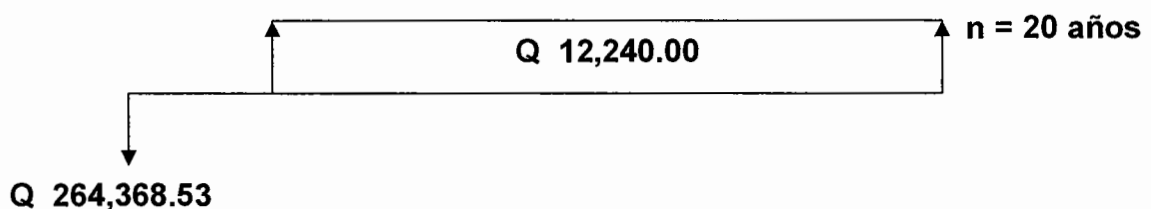
La TIR mide la rentabilidad de un proyecto, esto garantiza que el proyecto ganará más de su rendimiento esperado.

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir el sistema de drenaje con un costo inicial aproximado de Q 267,368.50. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 6,000.00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 18,240.00 por la cuota de amortización; también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, este será de Q 3,000.00 por el total de 152 viviendas existentes, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el período de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q 18,240.00 y los Q 6,000.00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 267,368.50 y los Q 3,000.00 la gráfica podría simplificar a:



3. Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valor por medio de la metodología de la tasa interna de retorno (TIR).

a) Se utiliza una tasa de interés de 10 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -264,368.53 + 12,240.00(1 + 0.10)^{20} \\ \text{VPN} &= -182,023.93 \end{aligned}$$

b) Se utiliza una tasa de interés de 12 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -264,368.53 + 6,480(1 + 0.12)^{20} \\ \text{VPN} &= -201,860.55 \end{aligned}$$

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

$$12\% \rightarrow -201,860.55$$

$$i \rightarrow 0$$

$$10\% \rightarrow -182,023.93$$

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

$$\frac{12-i}{12-10} = \frac{-201,860.55}{-201,860.55 - (-182,023.93)}$$

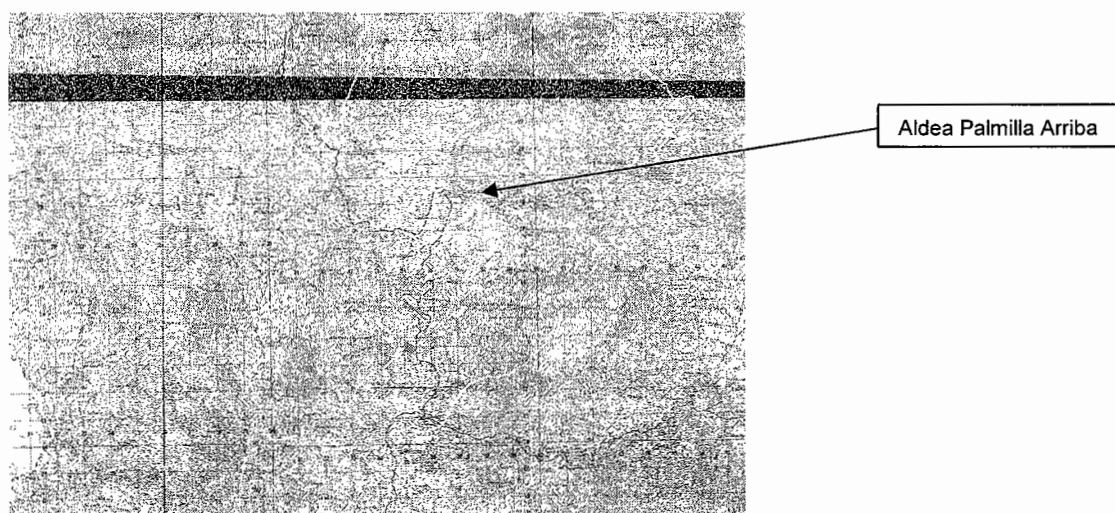
Después de una serie de interpolaciones matemáticas sucesivas se tiene que, la tasa de interés $i = -8.35\%$, representaría la tasa efectiva mensual de retorno.

$$i = -8.35\%$$

3 FASE DE INVESTIGACIÓN CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ALDEA PALMILLA ARRIBA

3.1 Generalidades

Figura 4. Hoja cartográfica de Chiquimula.



El municipio de Quezaltepeque pertenece al departamento de Chiquimula. La distancia del municipio hacia la Ciudad Capital es de 198 Kilómetros (Km). De Quezaltepeque hacia Esquipulas sobre la ruta nacional 18 (sur-este) hay aproximadamente 26 Km, y de ahí hacia la frontera con la república de Honduras hay once Km.

De Quezaltepeque a Ipala (al Oeste) hay aproximadamente 23 Km; mientras que por la ruta nacional CA-10 hay aproximadamente trece Km, hacia la cabecera departamental de Chiquimula hay 18 Km. Quezaltepeque está ubicado al centro del departamento, su excelente

ubicación le permite estar comunicado con los demás municipios de Chiquimula. Quezaltepeque se encuentra ubicado a 649 metros sobre el nivel del mar (msnm), con las coordenadas geográficas siguientes: latitud 14°38'04" y longitud 89°26'36".

Colindancias

Al Norte con San Jacinto; al Este con Olopa y Esquipulas; al Sur con Concepción Las Minas; al Oeste con Ipala. 2.1.3 Extensión territorial y densidad Su extensión territorial es de 236 kilómetros cuadrados (km²) y una densidad poblacional de 115.76 personas por kilómetro cuadrado.

3.2 Monografía

La monografía del lugar se conforma de lo siguiente:

3.3 Información de la comunidad

La Villa de Quezaltepeque es uno de los más importantes pueblos del departamento de Chiquimula, con una población aproximada de 14,503 habitantes, de los cuales el 25% vive en el área urbana y el resto en el área rural. El municipio cuenta con una Villa, 23 aldeas y 80 caseríos y según un banco de datos establecido. Según el Instituto Geográfico Nacional, en el parque de la cabecera municipal, está a 649.68 metros sobre el nivel del mar.

Según su etimología Quezaltepeque vive de las voces Nahuatlquetzalli sobre la terminación fonética de tepec; en el cerro de quetzalli, que según don Antonio Peña esto quiere decir "en el lugar en que hay quetzales", lo cual es evidente al contemplar uno de los ramales de la Sierra del Merendón, de donde se deriva el apelativo de "Quezaltepeque de la Sierra".

3.4 Características geográficas

EXTENSIÓN TERRITORIAL: 236 Kilómetros cuadrados.

POBLACIÓN: El dato poblacional actualizado de 1998, es de 26,606.

CLIMA: Templado en la mayor parte del año, con una temperatura media de 22° C y la estación meteorológica más cercana consultada en el INSIVUMEH es la de Esquipulas.

ALTITUD: El BM colocado en el parque por el IGN nos indica 649.68 metros sobre el nivel del mar.

POBLADOS: Según el listado del Instituto geográfico Nacional, de fecha 4 de octubre de 1973, el municipio cuenta con una cabecera municipal, 23 aldeas y 80 caseríos

3.5 Características económicas

Su potencia productiva es el cultivo de maíz, frijol café y la caña de azúcar, también es una zona ganadera y existe en el mínima parte la producción de lechera y de carnes. La Actividad artesanal y de pequeñas industrias están basadas en la confección de petates, lazos, hamacas, sombreros, alfeñiques (dulce de caña de azúcar,) tiste, (bebida típica de Quezaltepeque), También se trabaja la cerámica como ollas, comales, jarros, etc., además cueros, teja y adobe.

Los ingresos familiares promedio son de cincuenta quetzales (Q 50.00) diarios y de mil quinientos quetzales (Q 1,500.00) mensuales.

3.6 Características socioculturales

Su potencia productiva es el cultivo de maíz, frijol café y la caña de azúcar, también es una zona ganadera y existe en el mínima parte la producción de lechera y de carnes. La Actividad artesanal y de pequeñas industrias están basadas en la confección de petates, lazos, hamacas, sombreros, alfeñiques (dulce de caña de azúcar,) tiste,(bebida típica de Quezaltepeque), También se trabaja la cerámica como ollas, comales, jarros, etc., además cueros, teja y adobe.

3.7 Diagnóstico y priorización de necesidades

Actualmente no existe un tipo de paso vehicular para la aldea palmilla arriba, debido a que carece de un puente y la circulación de los vehículos tiene que ser parte por un río, que para época de invierno es casi imposible que transite ningún tipo de automotor para la aldea en mención y no puedan comercializar sus productos. Los vecinos expusieron el problema y consideraron como prioridad uno la construcción de un puente vehicular que reúna las condiciones de seguridad y de funcionalidad en cualquier época del año.

Se aplicó el método, matriz de necesidades para priorización de proyectos y según resultados los proyectos más urgentes son los siguientes:

- Construcción puente vehicular
- Puesto de Salud

4. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA.

4.1 Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal, lograr una vía de acceso vehicular, que permita a los pobladores de esta comunidad y de las que se encuentran alrededor, desplazarse a otras aldeas y a la carretera principal que conduce a la cabecera municipal.

El puente a diseñar contará con una vía de 10 pies de ancho, la longitud entre estribos es de 10.00 metros, banquetas laterales de 0.60 metros. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, vigas principales, diafragmas, losa de rodadura, drenajes y banquetas de concreto armado. Los barandales serán de metal.

4.2 Estudio hidrológico

4.2.1 Crecientes

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

4.2.1.1 Método de sección-pendiente

Este método surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos, donde prácticamente no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, y donde se puede aplicar un buen margen de seguridad.

Para la predeterminación de crecidas por este método, se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, esto se logra siguiendo el procedimiento de preguntar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado grandes crecidas, buscar en archivos antiguos, etc. Se estableció una altura máxima de 5.00 m por que con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura

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

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

donde:

V = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente

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

- **Cálculo de la pendiente.**

Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

$$\text{Cota 1} = 98.50$$

$$\text{Cota 2} = 96.927$$

$$\text{Distancia horizontal} = 52.43\text{m}$$

$$S = \frac{98.50 - 96.927}{52.43} * 100 = 3.00 \%$$

- **Cálculo del área y perímetro mojado**

(Fue determinado utilizando herramientas de dibujo computacional en base al perfil de la línea central)

$$A = 20.677 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = 19.641 \text{ [m]}$$

- **Cálculo del radio hidráulico**

$$R = \frac{20.677}{19.641}$$

$$R = 1.05 \text{ [m]}$$

Esta expresión que permiten su cálculo son función de la forma geométrica de la sección transversal del canal, tomando en cuenta que la sección del río en la crecida máxima es de 1.00 [m] con un área de desalojo de 20.677 [m²].

4.2.2 Cálculo del caudal máximo

El caudal de diseño constituye otro de los parámetros de gran importancia, conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y la subestructura.

Existen diversos métodos para determinar el caudal de una cuenca, tal es el caso del llamado método racional

$$V = \frac{1}{0.1}(1.05)^{2/3}(0.03)^{1/2}$$

$$V = 1.79 \text{ [m/s]}$$

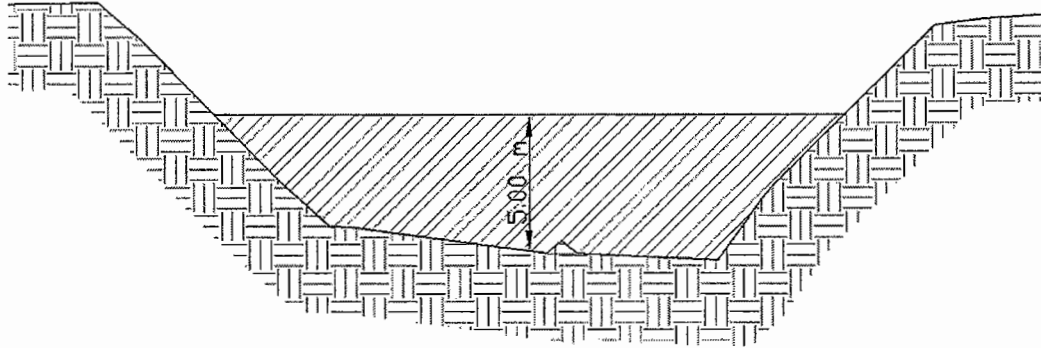
$$Q = A * V$$

$$Q = 20.67 * 1.79$$

$$Q = 36.99 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

El cálculo del caudal sirve para determinar alturas mínimas de los puentes y áreas de descarga. Con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura. Tomando en cuenta que la sección del río en la crecida máxima es de 1.00 [m] con un área de desalojo de 20.677 [m²], la superestructura se diseñó con una luz de 10 metros en la línea central y una altura de 2 metros libres de la altura hasta la parte inferior de la viga principal.

Figura 4. Sección transversal del río.



Por lo tanto, la altura mínima del puente es de 5.00 m sobre el lecho del río.

4.3 Levantamiento topográfico

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

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría y altimetría, 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del punto de localización del puente, aplicando el método de conservación de azimut.

Los datos de campo fueron procesados en gabinete y se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales, ubicando la cota de cada punto, se calcularon y dibujaron las curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente, para proceder a realizar el estudio de la mejor alternativa del puente a diseñar.

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

4.4 Evaluación del tipo de suelo

El suelo encontrado en esta área es una arena limo-arcillosa con partículas de grava color café, para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 2.50 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³, que se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba de no consolidado y no drenado (ver anexo 1), para obtener los parámetros de corte, siendo éstos:

Base (B)	1.00	[m]
γ Suelo	1.42	[T/ m ³]
ϕ ángulo de fricción interna	30.67	[°]
Carga última (Cu)	8.50	[T/ m ²]
Desplante (D)	1.00	[m]

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.

Ángulo en radianes

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

$$\theta_{rad} = \frac{30.67 * \pi}{180} = 0.54 \text{ rad}$$

Factor de flujo de carga

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

Nq= Factor flujo de carga debido a la sobrecarga.

θ =Ángulo de fricción interna.

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \pi - 0.53\right) \tan 0.53}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{30.67}{2}\right)} = 9.07 \quad \frac{T}{m^2}$$

Factor de flujo de carga última

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

$$Nc = \cot(0.53) * (9.07 - 1)$$

$$Nc = 13.77 \text{ T/ m}^2$$

Nc=Factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

Factor de flujo de carga Ny

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

$$Ny = 2 * (9.07 + 1) * \tan(0.53)$$

$$Ny = 11.80 \text{ T/ m}^2$$

Nota: este valor debe colocarse cero si es arcilla pura.

Ny=Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 * \gamma_{suelo} * B * Ny + 1.3Cu * Nc + \gamma_{suelo} * D * Nq$$

$$q_o = 0.4 * 1.42 * 1.0 * 11.80 + 1.3 * 8.50 * 13.77 + 1.42 * 1.0 * 9.07$$

$$q_0 = 171.74 \text{ T/ m}^2$$

q_0 =valor de esfuerzo limite.

Capacidad portante neta última

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

$$q_{on} = 171.74 - 1.42 * 1$$

$$q_{on} = 170.32 \text{ T/ m}^2$$

q_{on} =capacidad portante neta ultima.

Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad $3 < f_c < 7$

Factor de seguridad utilizado 3

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

$$q_d = \frac{170.32}{3}$$

$$q_d = 56.77 \text{ T/ m}^2 = 56,773.43 \text{ Kg/ m}^2$$

q_d =capacidad de soporte del suelo de diseño.

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

4.5 Determinación de la alternativa a utilizar en la construcción del puente

Se deben tomar en cuenta algunos criterios, antes de desarrollar el diseño de puente.

4.6 Datos y bases de diseño

Diseño. Para el diseño de puentes se utiliza las normas de “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO).

Carga viva. Para el puente de este proyecto, se usó la carga viva de diseño tipo AASHTO HS 20-44.

Recubrimientos. AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 cm.; para losas en cama superior 5 cm., cama inferior 2.5 cm.; para columnas y vigas 5 cm.

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

Traslapes. AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calcula con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal (f_y) de la barra.

Ganchos. AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Formaletas. Se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta.

- La acera y barandas se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan desenflectado libremente.
- Todos los elementos de acero estructural no embebidos en el concreto del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos, que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute, deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se deben tomar en cuenta.

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riveras de río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la destrucción de los cancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

4.7 Diseño de la superestructura

Sobrecarga	HS-15 -44 AASHTO
Ancho	4.60 mts
Peso de concreto ciclópeo	2700 kg/cm ³
Peso de concreto armado	2400 kg/cm ³
f'c (4000 PSI)	281 kg/cm ²
fy para vigas (60000 PSI)	4200 kg/cm ²
fy para otro armado (40000 PSI)	2810 kg/cm ²
Peso de asfalto	2,100 kg/ m ³

4.7.1 Predimensionamiento de la sección de la viga

Algunas tesis y libros sobre puentes, recomiendan para dimensionar las vigas principales. Los siguientes parámetros:

Peralte se considera de

$$H_{vigas} = \frac{L}{16} \text{ a } \frac{L}{12} \quad H=\text{altura de vigas.} \quad L=\text{longitud de puente.}$$

Tomaremos $\frac{L}{14}$

$$H_{vigas} = \frac{L}{14} = \frac{10}{14} = 0.714 \text{ cm} \quad \text{Utilizar } H = 0.80 \text{ m.}$$

Para la base, tomar 2/5 del peralte de la viga principal:

Entonces: tomando en cuenta que el recubrimiento es de 5 cm

$$0.80\text{cm}-0.05\text{cm}=0.75\text{cm}$$

$$b_{vigas} = \frac{2}{5}d = \frac{2}{5}0.75 = 0.30 \text{ cm}$$

La base no debe ser menor a 30 cm, por lo que su base será de 40 cm.

La luz eficaz entre vigas será de 1.80 mts.

4.7.2 Diseño de losa

4.7.2.1 Cálculo del peralte

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

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

Donde:

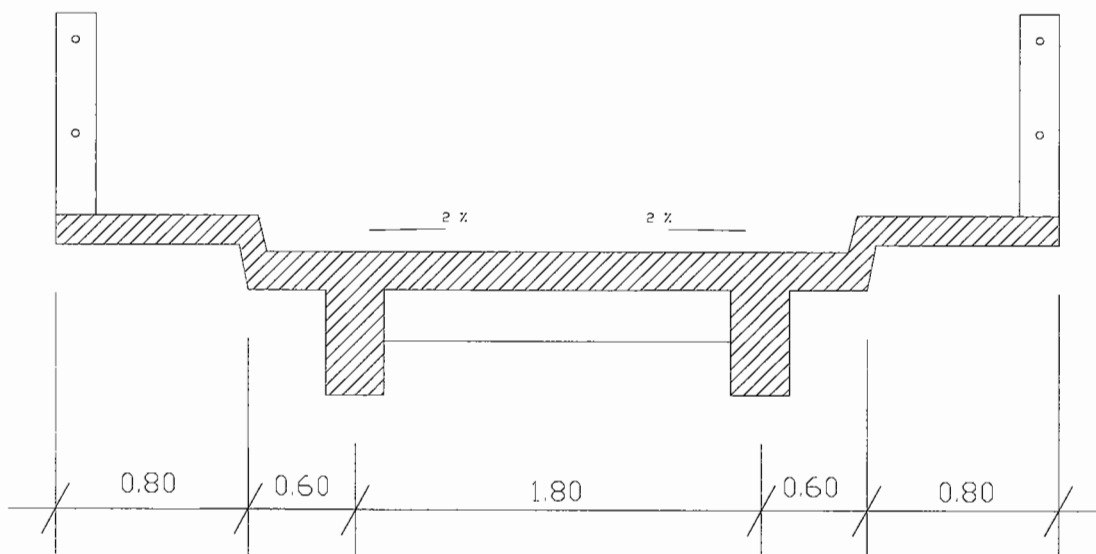
T = espesor

L = luz libre entre vigas

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

Se utilizará un espesor de 20 cm.

Figura 5. Sección transversal de puente



- **Integración de cargas**

Se debe calcular la carga muerta para 1 metro en el sentido longitudinal y no se toma en cuenta la fracción de carga que se encuentra directamente sobre las vigas.

Integrando peso de la carga muerta:

$$W_{CM} = W_{LOSA} + w_{ASFALTO} + W_{BARANDAL} \qquad W_{BARANDAL} = w_{poste} + w_{tubo}$$

$$W_{BARANDAL} = (2400 * .15 * .20) + (5.50 * 1.00 * 2tubos) = 83 \frac{kg}{m}$$

$$W_{CM} = (2400 * 0.20 * 1.00) + (1800 * 0.05 * 1.00) + 83 = 653 \frac{kg}{m}$$

4.7.2.2 Cálculo de momentos

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

4.7.2.2.1 Momento debido a la carga muerta

Fórmula para momento en voladizo:

$$M = \frac{W * L^2}{10}$$

$$M = \frac{W * L^2}{2}$$

$$M = \frac{653 * 1.80^2}{10} = 211.57 \text{ kg} - m$$

$$M = \frac{653 * 1.40^2}{2} = 639.94 \text{ kg} - m$$

M=momento de voladizo. W= peso carga muerta. L=longitud de voladizo.

Se selecciona la carga de 639.94kg-m por ser la mayor

4.7.2.2.2 Momento debido a la sobrecarga

- **Momento por carga viva**

Artículo 3.7.4 de AASHTO: Cargas mínimas. En puentes con uno o más carriles con tráfico pesado, se designara una carga HS 15, donde P = 5443 kg (12000 lb, eje más cargado del peso del camión).

Artículo 3.24.3.1, caso A de AASHTO: Momento para carga viva con refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito:

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

M_{cv}=momento carga viva.

De donde:

L = Luz entre vigas en pies formula en el sistema ingles.

$$M_{cv} = 0.8 * \left(\frac{(1.80m * 3.28ft) + 2}{32} \right) * 12000 = 2371.20 \text{ lb-pie} = 327.83 \text{ kg-m}$$

4.7.2.2.3 Momento debido al impacto

- **Impacto**

El momento producido por la carga viva se debe de incrementar por impacto de la siguiente manera:

$$I = \frac{15}{L+38} = \quad (\text{AASHTO 3.8.2.1})$$

Aunque no debe ser mayor del 30 % según la AASHTO.

Donde:

I = impacto en %

L = Luz libre en m.

$$I = \frac{15}{1.8+38} = 38 \quad \%$$

Se utiliza 30 %.

$$M_{CV+I} = (1+I) * M_{cv}$$

$$M_{CV+I} = (1+0.30) * 327.83 = 426.18 \text{ kg-m}$$

4.7.2.2.4 Momento último

El momento último se determina aplicando factores de seguridad de 1.3 para carga muerta y 2.17 para carga viva.

$$M_{ultima} = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} * M_{cv+l} \right]$$

$$M_{ultima} = (1.3 * 639.94) + (2.17 * 426.18) = 1756.73 \text{ kg-cm}$$

Multima=momento carga última.

Ahora se debe de analizar el tramo que se encuentra entre las vigas principales.

- **Cálculo de peralte efectivo**

recubrimiento = 4 cm.

d = t - rec.- ½Diametro (se asume varilla # 4)

d = 20 - 2.5 - ½(1.27) = 16.865 cm

4.7.2.3 Cálculo del refuerzo

- **Refuerzo en sentido transversal**

Según sección 8 de AASHTO, y según ASTM, fórmula para el cálculo de área de acero (que se utilizará para el cálculo de todas las áreas de acero):

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

De donde:

A_s = Área de acero en cm^2

f'_c = Esfuerzo máximo del concreto en kg / cm^2

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg / cm^2

M_u = Momento último en kg-cm

b = Base en cm

d = Peralte efectivo en cm

Φ = Factor de reducción

Datos:

$f'_c = 281 \text{ kg} / \text{cm}^2$

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

$b = 100 \text{ cm}$ (franja unitaria)

Entonces:

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

$$A_s = \left[\left(100 * 16.865 - \sqrt{(100 * 16.865)^2 - \frac{1756.73 * 100}{0.003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0.85 * 281}{4200} \right) \right]$$

$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2$$

Verificamos el acero mínimo.

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

$$A_s \text{ min} = 100 * 16.865 * \frac{14.1}{4200} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Entonces se toma el $A_{smin} = 5.66 \text{ cm}^2$.

- **Diseñando cama inferior**

Proponiendo varilla No. 4 (área No. 4 = 1.29 cm^2)

$$S = \frac{1.29 * 100}{5.66} = 22.79 \text{ cm.}$$

Entonces, $S = 0.20 \text{ m}$

S =espaciamiento.

Para las otras camas se coloca acero por temperatura.

$$A_s \text{ temperatura} = 0.002 * b * t$$

$$A_s \text{ temperatur a} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo varilla No. 4 para espaciamiento.

$$S = \frac{1.27 * 100}{4} = 31.75 \text{ cm.}$$

Entonces, $S = 0.30 \text{ m}$.

Armado para cama inferior de losa:

Se utiliza un armado de varillas # 4 @ 20 cm. + varillas No. 4 @ 30 cm.

- **Diseño de cama superior**

Artículo 3.24.10.2 de AASHTO: la distribución del refuerzo para cama superior en el caso del refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito, debe ser el 67 % del refuerzo principal como mínimo.

$$\% \text{ repartición} = \frac{1.21 * 100}{\sqrt{L}} \leq 67 \%$$

Donde:

L = Longitud entre ejes de vigas en m.

$$\% \text{ repartición} = \frac{1.21 * 100}{\sqrt{1.8}} = 90.18 > 67 \% \quad \text{Entonces usar } 67 \%$$

Tramo entre vigas:

$$A_s = 0.67 * 5.70 = 3.819 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.27 * 100}{3.819} = 33.25 \text{ cm.}$$

Entonces S = 30 cm.

Armado para cama superior de losa:

Se utiliza un armado de varillas # 4 @ 30 cm. En ambos sentidos.

- **Cálculo del refuerzo transversal cama superior**

Se calcula refuerzo por temperatura:

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

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

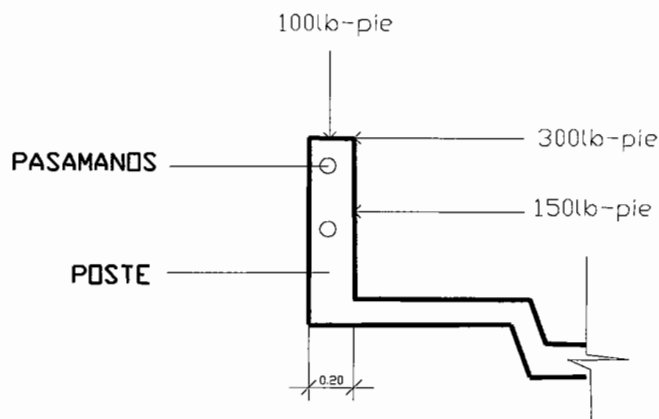
Utilizando refuerzo No. 4 @ 30 cm. Colocado en la cama superior perpendicular al tráfico.

4.7.3 Diseño de acera

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.7.1.2.1 de AASHTO: deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0.23 m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Figura 6. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos.



La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 42 ". (1.05 mt).

Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada.

AASHTO recomienda una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie, carga peatonal.

- **Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes**

Análisis de la resistencia del tubo

Para su análisis se diseñará como vigas continuas

Carga de diseño: 150 lb/pie por cada pasamano

Largo entre postes: 2.00 m (6.562 pies)

Proponiendo tubo galvanizado $\phi = 2''$

Datos:

F = 20,000 PSI

$W_2 = 3.65$ lb/pie

$\phi_{Ext} = 2.375$ plg.

$I = 0.665''$

$\phi_{Int} = 2.067$ plg.

$$C = \frac{\phi_{EXT}}{2} \quad \text{entonces:}$$

$$C = \frac{2.375}{2} = 1.1875 \text{ plg.}$$

Fórmula de cálculo:

$$\frac{I}{C} (F) \geq \frac{W * L}{10}$$

I =interior c =radio exterior F =fuerza W =carga de diseño

L =largo entre postes

$$\frac{0.665''}{1.1875''} (20000 \text{ lb}) \geq \frac{150 \text{ lb} + 3.65 \text{ lb} * 6.563^2}{10}$$

933.33 lb-pie \geq 661.61 lb-pie cumple

- **Análisis de la resistencia de los postes**

Sección de los postes: 0.20 * 0.15

- **Integrando carga muerta:**

$$W_{cm} = 1.30(2400 * 0.15 * 0.20 * 1) = 93.60 \text{ kg} \approx 206.35 \text{ lb.}$$

$$W_{TUBOS} = 1.30\left(3.65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 6.562 \text{ pie} * 2 \text{ tubos}\right) = 62.27 \text{ lb}$$

$$W_{VERTICAL} = 100 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 6.557 \text{ pie} = 65.57 \text{ lb.}$$

Entonces:

$$W_{TOTAL} = 206.35 \text{ lb} + 62.27 \text{ lb} + 65.57 \text{ lb} = 334.19 \text{ lb} \cong 151.59 \text{ kg}$$

- **Integrando carga viva:**

$$W_{CV} = 300 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 3 \text{ pie} = 900 \text{ lb}$$

Esta es la carga viva que produce la carga

peatonal.

- **Cálculo de momento**

$$M_{total} = (900 \text{ lb} * 1.5 \text{ pie}) + (334.19 \text{ lb} * 0.246 \text{ pie}) + (1500 \text{ lb} * 1.5 \text{ pie}) + (1500 \text{ lb} * 3 \text{ pie})$$

$$M_{total} = 8,182.21 \text{ lb-pie} \cong 1122.67 \text{ kg-mt.}$$

- **Cálculo del refuerzo**
 - **Diseñando a flexion**

Peralte efectivo: proponiendo varilla No. 4

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

$$d = 20 - 2.5 - \frac{1}{2} * 1.27 = 16.865 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$Mu = 1122.67 \text{ kg-m}$$

$$D = 16.865 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = \left[\left[100 * 16.865 - \sqrt{(100 * 16.865)^2 - \frac{1122.67 * 100}{0.003825 * 281}} \right] * \left(\frac{0.85 * 281}{2810} \right) \right]$$

$$A_s = 2.65 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión:

$$A_s = 2.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 3 varillas No. 4.}$$

Acero a compresión:

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Con 2 varillas No. 3.}$$

- **Diseño a flexo-compresión**

Chequeando esbeltez de la columna:

$K = 2$ (condición de apoyo libre en un extremo)

$L = 3.00$ pie

$R = 0.25 * h = (0.25)(0.6557'') = 0.20$ pie

Formula según código ACI-99 = $\frac{K * L}{R} > 22$
 $= \frac{2 * 3}{0.20} = 30 > 22$ chequea el armado

- **Diseñando a corte**

Corte último: Corte actuante:

$$V_{act} = 1.3(CM + (5/3) * CV)$$

$$V_{act} = 1.3(3000 + (5/3) * 900) = 5,850 \text{ lb} \cong 2659.1 \text{ kg}$$

V_{act} =corte actuante.

Corte resistente: Según Artículo 8.16.6.1.1 de AASHTO (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 16.865 = 1651.51 \text{ kg}.$$

V_r =corte resistente.

Chequeando $V_r > V_s = 1651.52 < 2659.1$ no chequea, reforzar a corte.

Proponiendo varilla No. 3:

Fórmula para refuerzo a corte (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de refuerzo a corte en este proyecto).

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u - V_r}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 16.865}{2659.1 - 1651.52} = 66.78 \text{ cm.}$$

A_v =area de varilla. f_y =fluencia del acero. d =peralte.

Entonces:

$$\frac{d}{2} = \frac{16.865}{2} = 8.00 \text{ cm.}$$

Armado para postes: colocar 3 \emptyset No. 4 + 2 \emptyset No. 3, y estribos No. 3 @ 0.08m.

Diseño de banquetas

- **Integración de pesos y momentos por cargas muertas**

Pasamanos:

$$W = 3.65 \text{ lb/pie}$$

$$M = (3.65)(2 \text{ tubos})(3.607') = 26.33 \text{ lb-pie}$$

Poste:

$$W = 158.73 \text{ lb/pie}$$

$$M = (158.73)(3.607') = 572.54 \text{ lb-pie}$$

Banqueta:

$$L = 0.90 \text{ mts.} \approx 2.95 \text{ pies}$$

$$T = 0.15 \text{ mts.} \approx 0.49 \text{ pie}$$

$$M = (150)(2.95')(0.49')(2.46') = 533.39 \text{ lb-pie}$$

Mordiente:

$$L = 0.30 \text{ mts} \approx 0.98 \text{ pie}$$

$$t = 0.20 \text{ mts} \approx 0.66 \text{ pie}$$

$$M = (150)(0.98')(0.66')(1.10) = 106.72 \text{ lb-pie}$$

Losa:

$$M = [(150 * 0.82' * 0.66' * 0.41') + (68 * 0.82' * 0.164' * 0.41)]$$

$$M = 37 \text{ lb-pie}$$

Sumatoria de momentos en carga muerta:

$$\sum M_{cm} = (26.33 + 572.54 + 533.39 + 106.72 + 37)$$

$$\sum M_{cm} = 1275.98 \text{ lb-pie} \cong 176.41 \text{ kg-m}$$

- **Integración de pesos y momentos por cargas viva**

Postes horizontalmente:

$$M = (300)(3.28')(3.17) = 3119.28 \text{ lb-pie}$$

Postes verticalmente:

$$M = (100)(0.66')(3.61') = 238.26 \text{ lb-pie}$$

Mordiente:

$$M = (500)(0.82')(1.06') = 434.60 \text{ lb-pie}$$

Banqueta:

$$M = (85)(2.30')(2.46') = 480.93 \text{ lb-pie}$$

Sumatoria de momentos en carga viva:

$$\sum M_{cv} = 3119.28 + 238.26 + 434.60 + 480.93$$

$$\sum M_{cv} = 4273.07 \text{ lb-pie} \cong 590.76 \text{ kg-m}$$

- **Cálculo de momento último**

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{CV} \right]$$

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[176.41 + \frac{5}{3} (590.76) \right] = 1509.32 \text{ kg} - m$$

Mcm=momento debido a carga muerta. Mcv=momento debido a carga viva.

- **Cálculo de refuerzo**

Peralte efectivo: proponiendo varilla No. 5

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

$$d = 15 - 2.5 - \frac{1}{2} * 1.59 = 11.705 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$Mu = 1509.32 \text{ kg-m}$$

$$D = 11.705 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = \left[\left(100 * 11.70 - \sqrt{(100 * 11.70)^2 - \frac{1509.32 * 100}{0.003825 * 210}} \right) * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) \right]$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) (100)(11.70) = 5.87 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\min}} > A_s$ entonces, tomar $A_{s_{\min}} = 5.87 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \left(\frac{1.98 * 100}{5.87} \right) = 33.70 \text{ cm}$$

, entonces $S = 0.30 \text{ m}$.

Acero por temperatura: (hierro corrido)

El refuerzo por temperatura lo tomará por simetría igual al del armado de la losa, o sea, varilla \emptyset No. 4 @ 0.23 m.

Armado del voladizo:

Colocar varillas No. 5 @ 0.30 m + varillas corrido No. 4 @ 0.23 m.

4.7.4 Diseño de diafragmas

Artículo 8.12.1 de AASHTO: Se indica la necesidad de construirlos, cuando se trata de un puente formado con vigas T, como sucede en el caso de la sección de viga y losa.

Artículo 8.12.2 de AASHTO: la principal función de las vigas diafragmas es dar rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a

distribuir las cargas transversales (viento y sismo), y mantener la geometría de la sección.

Se deben reforzar con el área de acero mínima, ya que no se diseñan para soportar carga proveniente de la losa.

- **Dimensionamiento de los diafragmas**

Algunas tesis y libros, recomiendan para dimensionar los mismos, los siguientes parámetros:

Distribución a lo largo de la luz del puente: Cuando $L \geq 15.00\text{m}$.

Entonces se distribuyen a los tercios de la luz, tendremos entonces $\frac{10}{3} = 3.33$ mts.

Ancho de los diafragmas: se recomienda generalmente 0.30 metros como mínimo, por lo que para efecto de diseño tomaremos $b=0.30$ metros.

- **Diafragma interior**

El peralte se calcula de la siguiente manera:

$$H = \frac{3}{4} * H_{\text{viga}}$$

$$H = \frac{3}{4} * 0.75 = 0.56 \text{ m.}$$

Usar $H = 0.60 \text{ m.}$

$$d = H - \text{recubrimiento} = 60 - 4 = 56 \text{ cm.}$$

H =peralte de diafragma.

Momento y corte por carga muerta

$$W = (0.60 * 0.30) * 2400 = 432 \frac{kg}{m}$$

$$M_{cm} = \frac{W * L^2}{10} =$$

$$M_{cm} = \frac{432 * 1.8^2}{10} = 139.96 \text{ kg} - m$$

$$V_{cm} = \frac{W * L}{2} = \frac{432 * 1.80}{2} = 388.8 \text{ kg}.$$

Momento y corte por carga viva

Para la posición de carga viva que produce el valor de corte y momento máximo, como se muestra en la figura 14, se pueden determinar estos a partir del diagrama de corte y momento o de la siguiente forma:

P = 5443 kg. (Carga de medio eje de camión HS-15)

$$M_{cv} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{cv} = \frac{5443 * 1.8}{4} = 2449.35 \text{ kg} - m$$

Se debe de aplicar un factor de impacto, encontrado con anterioridad de 1.3 al valor de momento y de corte.

$$M_{CV+I} = 1.3 * M_{Cv}$$

$$M_{CV+I} = 1.3 * 2449.35 = 3184.155 \text{ kg} - m$$

$$V_{CV} = P$$

$$V_{CV} = 5443 \text{ kg}$$

$$V_{CV+I} = 1.3 * 5443 = 7075.9 \text{ kg}$$

Momento y corte último

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[Mm + \frac{5}{3} (Mv + I) \right]$$

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[139.96 + \frac{5}{3} (3184.15) \right] = 7080.95$$

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

$$V_U = 1.3 \left[388.8 + \frac{5}{3} (7075.9) \right]$$

$$V_U = 15836.55 \text{ kg.}$$

Refuerzo longitudinal

De donde:

As = Área de acero en cm²

f_c = Esfuerzo máximo del concreto en kg / cm² = 210

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/ cm² = 2810

Mu = Momento último en kg-cm = 7080.95

b = Base en cm

d = Peralte efectivo en cm

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

$$A_s = \left[\left(30 * 56 - \sqrt{(30 * 56)^2 - \frac{7080.95 * 30}{0.003825 * 210}} \right) * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) \right]$$

$$A_s = 5.12 \text{ cm}^2$$

Se verifica que esta área de acero cumpla con los requisitos de área de acero mínima.

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

$$A_{s_{\text{min}}} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) (30)(56) = 8.43 \text{ cm}^2$$

El área de acero encontrada es menor que el área de acero mínima, por lo que se utiliza un área de 8.43 cm². Esto es para la cama inferior y para la cama superior, se coloca ¼ del acero inferior.

$$A_s = \frac{1}{4} * 8.43 = 2.10 \text{ cm}^2$$

Se debe de colocar acero intermedio cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 cm., necesitando 5.29 cm² de acero por cada metro de alto del diafragma:

$$A_s = 5.29 * 0.40 = 2.11 \text{ cm}^2$$

- **Refuerzo a corte**

El espaciamiento de cada estribo se calcula de la siguiente forma:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_n - V_c}$$

Donde:

A_v = Área de varilla a utilizar para el estribo en cm^2

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

d = Peralte efectivo

V_n = Esfuerzo de corte nominal a resistir

V_c = Esfuerzo nominal de corte que resiste el concreto.

Debido a la forma cuadrada del estribo se tiene que:

$A_v = 2 * \text{Área de la varilla}$ (Se utilizarán varillas # 3)

$A_v = 2 * 0.712 = 1.424 \text{ cm}^2$

$$V_n = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_n = \frac{15920.80}{0.85} = 18730.35 \text{ kg.}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_n = \frac{15836.55}{0.85} = 18631.23 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 56$$

$$V_c = 12903.12 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1.424 * 2810 * 56}{18631.23 - 12903.12} = 39.11 \text{ cm.}$$

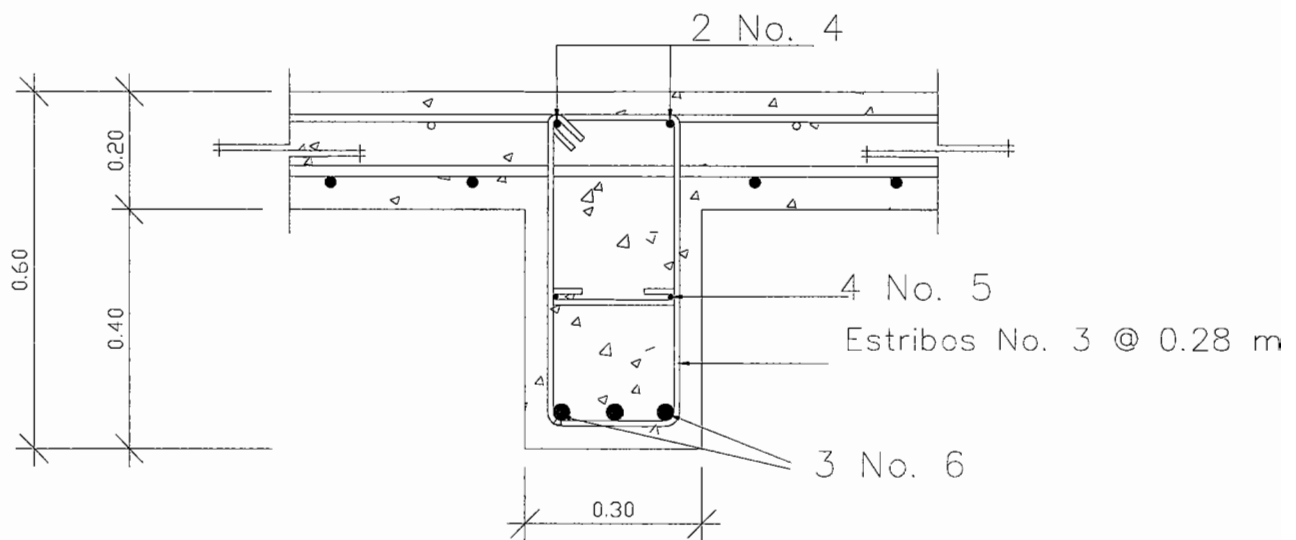
Ya que el espaciamiento es mayor al espaciamiento máximo permitido, se coloca el espaciamiento máximo permitido.

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

$$S_{\max} = \frac{56}{2} = 28.0 \text{ cm.}$$

Se emplean varillas # 3 para los estribos, colocados a cada 28 cm.

Figura. 7. Refuerzo de diafragma interior



- **Diafragma exterior**

El peralte se calcula de la siguiente manera:

$$H = \frac{1}{2} * H_{\text{viga}}$$

$$H = \frac{1}{2} * 0.80 = 0.40 \text{ m.}$$

Usar H = 0.40 m.

$$d = H - \text{recubrimiento} = 40 - 4 = 36 \text{ cm.}$$

Momento y corte por carga muerta

$$W = (0.40 * 0.30) * 2400 = 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{cm} = \frac{W * L^2}{10} =$$

$$M_{cm} = \frac{288 * 1.8^2}{10} = 93.31 \text{ kg} - m$$

$$V_{cm} = \frac{W * L}{2} = \frac{288 * 1.80}{2} = 259.2 \text{ kg.}$$

Momento y corte por carga viva

Para la posición de carga viva que produce el valor de corte y momento máximo, como se muestra en la figura 14, se pueden determinar estos a partir del diagrama de corte y momento o de la siguiente forma:

$$P = 5443 \text{ kg.} \quad (\text{Carga de medio eje de camión HS-15})$$

$$M_{cv} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{cv} = \frac{5443 * 1.80}{4} = 2449.35 \text{ kg} - m$$

Se debe de aplicar un factor de impacto, encontrado con anterioridad de 1.3 al valor de momento y de corte.

$$M_{CV+I} = 1.3 * M_{CV}$$

$$M_{CV+I} = 1.3 * 2449.35 = 3184.15 \text{ kg-m}$$

$$V_{CV} = P$$

$$V_{CV} = 5443 \text{ kg}$$

$$V_{CV+I} = 1.3 * 5443 = 7075.9 \text{ kg}$$

Momento y corte último

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[Mm + \frac{5}{3}(Mv + I) \right]$$

$$M_{ULTIMO} = 1.30 \left[93.31 + \frac{5}{3}(3184.15) \right] = 7020 \text{ kg-m}$$

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

$$V_U = 1.3 \left[259.2 + \frac{5}{3}(7075.9) \right]$$

$$V_U = 15688.07 \text{ kg.}$$

Refuerzo longitudinal

De donde:

As = Área de acero en cm²

f'c = Esfuerzo máximo del concreto en kg / cm² = 281

fy = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/ cm² = 2810

Mu = Momento último en kg-cm = 7020kg-m

b = Base en cm

d = Peralte efectivo en cm

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

$$A_s = \left[\left(30 * 36 - \sqrt{(30 * 36)^2 - \frac{7020 * 30}{0.003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0.85 * 281}{2810} \right) \right]$$

$$A_s = 8.06 \text{ cm}^2$$

Se verifica que esta área de acero cumpla con los requisitos de área de acero mínima.

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

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) (30)(36) = 5.42 \text{ cm}^2$$

El área de acero encontrada es mayor que el área de acero mínima, por lo que se utiliza un área de 8.06 cm². Esto es para la cama inferior y para la cama superior, se coloca ¼ del acero inferior.

$$A_s = \frac{1}{4} * 8.06 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Se debe de colocar acero intermedio cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 cm, como no excede a esta cantidad no se colocara esfuerzo intermedio.

- **Refuerzo a corte**

El espaciamiento de cada estribo se calcula de la siguiente forma:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_n - V_c}$$

Donde:

A_v = Área de varilla a utilizar para el estribo en cm^2

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

d = Peralte efectivo

V_n = Esfuerzo de corte nominal a resistir

V_c = Esfuerzo nominal de corte que resiste el concreto.

Debido a la forma cuadrada del estribo se tiene que:

$A_v = 2 * \text{Área de la varilla}$ (Se utilizarán varillas # 3)

$$A_v = 2 * 0.712 = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_n = \frac{15668}{0.85} = 18432.94 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{281} * 30 * 36$$

$$V_c = 9595.1724 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1.424 * 2810 * 36}{18432.94 - 9595.1724} = 16.29 \text{ cm.}$$

Debido a la forma cuadrada del estribo se tiene que:

$A_v = 2 * \text{Área de la varilla}$ (Se utilizarán varillas # 3)

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

$$S_{\max} = \frac{36}{2} = 18.0 \text{ cm.}$$

Ya que el espaciamiento es menor al espaciamiento máximo permitido, se coloca al espaciamiento calculado.

Se emplean varillas # 3 para los estribos, colocados a cada 15 cm.

Figura. 8. Refuerzo de diafragma exterior

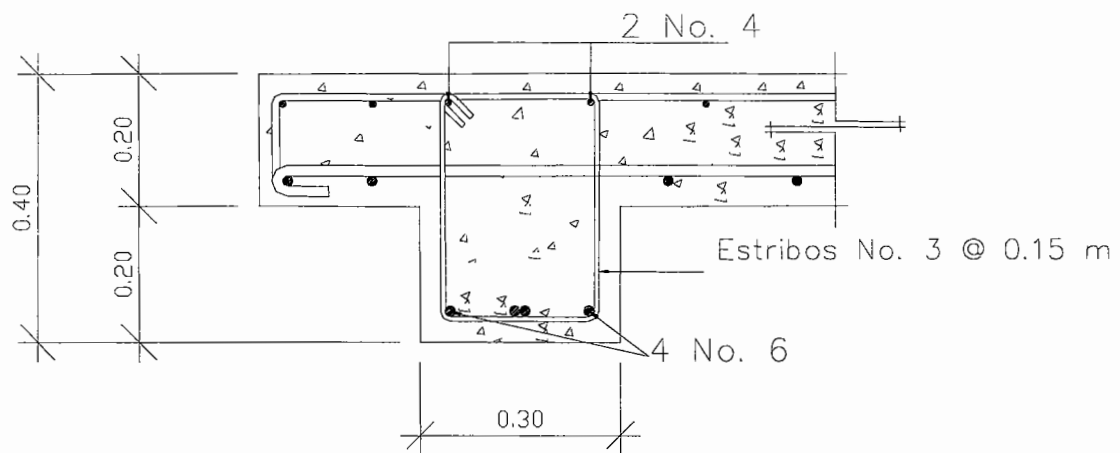


Tabla VII. Armado final de diafragmas

Armado	Diafragma interior	Diafragma exterior
Superior	2 # 4	2 # 4
Intermedio	2 # 5	
Inferior	3 # 6	4 # 6

4.7.5 Diseño de vigas

Artículo 3.23.1.1 de AASHTO: al calcular el esfuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas del puente transversales y vigas longitudinales, se considerara que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo.

Artículo 3.23.1.2 de AASHTO: la distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simplemente apoyada entre vigas.

Artículo 3.23.2.1 de AASHTO: al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales, se considerara que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda.

Entonces:

Utilizar $H = 0.75$ m.

$$b_{vigas} = \frac{2}{5}d = \frac{2}{5}0.75 = 0.30 \text{ cm}$$

Entonces utilizar $b = 0.40$ mts.

La luz eficaz entre vigas será de 1.80 mts.

4.7.5.1 Cálculo del momento por carga muerta

La carga distribuida total que soportan las dos vigas es igual a la sumatoria de las cargas de cada componente de la superestructura. En la tabla Vv se muestra el resultado de la carga total.

Para determinar la carga distribuida total producida por los diafragmas y las vigas se opera de la siguiente manera:

Tabla VIII. Carga que soportan las vigas

Elemento	Área de Elemento		Wesp	W total	
	H	B			
Losa	0.2	1.5	2400	720	kg/m
Asfalto	0.05	1.5	1800	135	kg/m
Viga	0.8	0.3	2400	576	kg/m
Acera	0.15	0.8	2400	288	kg/m
Mordiente	0.4	0.2	2400	192	kg/m
TOTAL				1911	kg/m

El momento por carga muerta se determina con la siguiente fórmula.

$$M_{CM} = \frac{W * L^2}{8} + \frac{PL}{3}$$

Donde:

W = Carga muerta para cada viga

L = Longitud total del puente en mts.

P = peso del diafragma interior, que es el que carga en la viga.

$$P = 2400 * 1.80 * 0.30 * 1 = 1296.00 \text{ kg}$$

$$M_{CM} = \frac{1911 * 10.0^2}{8} + \frac{1296.0 * 10}{2}$$

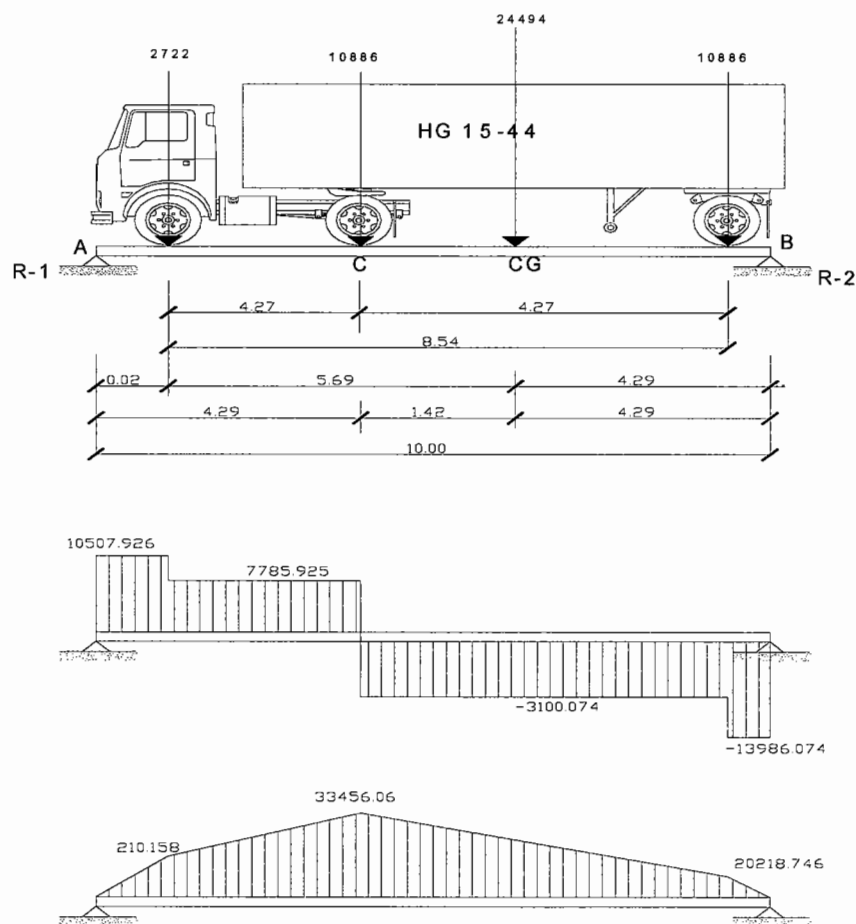
$$M_{CM} = 30367.5 \text{ kg} - m$$

4.7.5.2 Cálculo del momento por sobrecarga


Se debe de establecer la posición de carga, debida al camión que pueda ocasionar el momento máximo en la viga.

En la figura 8 se muestra como están distribuidas las cargas del camión y se puede encontrar la reacción R1, haciendo sumatoria de momentos en B.

Figura 9. Distribución de la carga viva producida por el camión




Para hallar "X", calcular el momento en el punto "C".


$$M_{CG} = 24494 * X + 4.27 * 10886 - 2722 * 4.27$$

$$X = 1.42 \text{ m.}$$

Para hallar R1, calcular el momento en el punto B

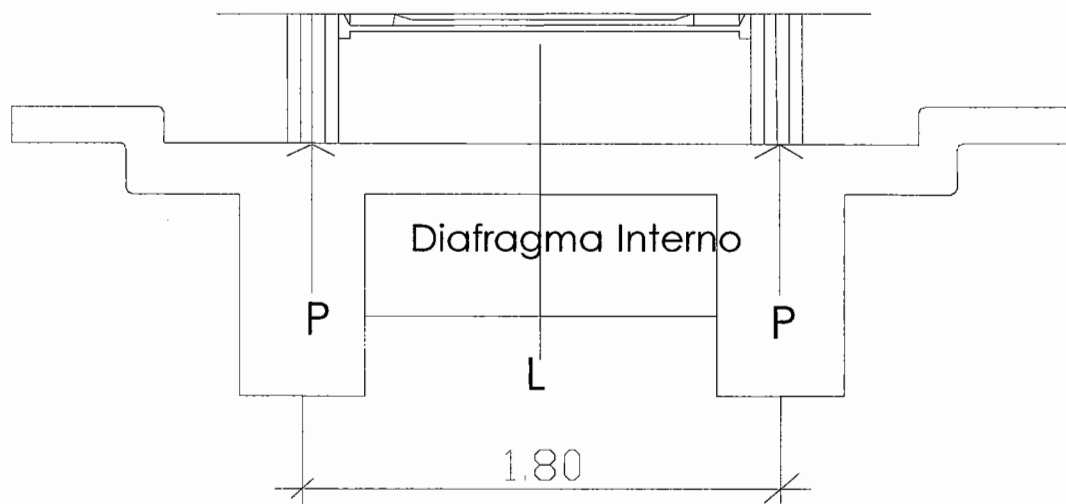

$$M_B = R1 * 10 - 24494 * 4.29$$

$$R1 = 10507.926 \text{ kg.}$$

$$M_{\text{max imo}} = 33456.06 \text{ kg - m}$$

Para el momento por carga viva se debe de aplicar la fracción de carga por rueda del camión, según el artículo 3.23.2.2 de las normas AASHTO.

Figura 10. Aplicación de carga de camión tipo H



Para vigas de concreto se obtiene el factor de rueda de la siguiente forma:

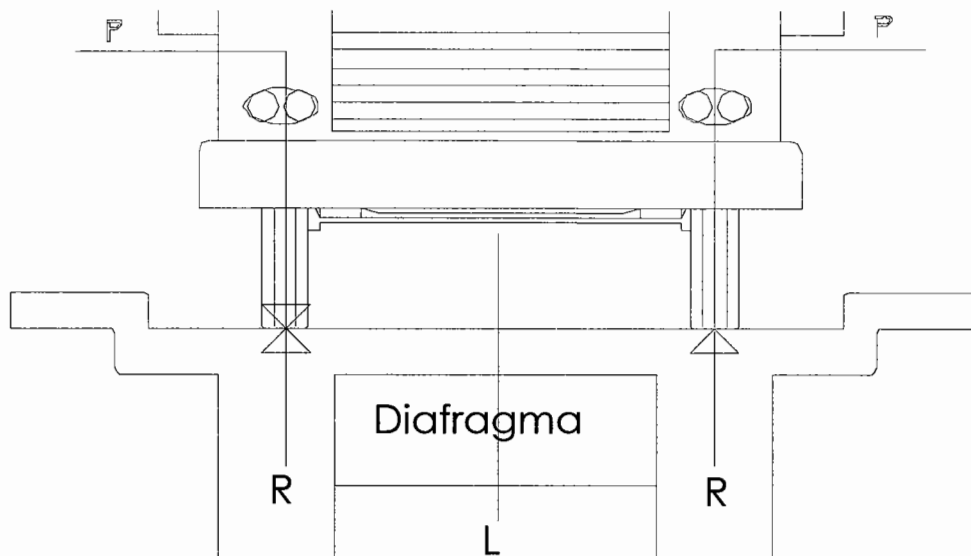
$$\text{Puente de una vía} = \frac{S}{6.5} \quad \text{si } S < 6 \text{ pies}$$

$$\text{Puente de una vía} = \frac{S}{6.0} \quad \text{si } S > 10 \text{ pies}$$

Según AASHTO (tabla 3.23.1)

Como en este caso el Puente es de una vía y la distancia entre ejes de vigas es 1.80 m > 6 pies, el factor de rueda se calcula de la siguiente manera, realizando una sumatoria en el diagrama del puente respecto de una viga.

Figura 11. Diagrama transversal del puente



- **Diagrama del puente**

Es crítico cuando la llanta pasa sobre una de las vigas.

$$Ra * 2.10 - P * 2.10 - P * 0.27 = 0$$

$$Ra * 2.10 = P * 2.37$$

$$Ra = 1.128 * P$$

Con este resultado se obtiene un factor F.D. = 1.128

4.7.5.3 Cálculo de momento debido al impacto

- **Impacto**

El momento producido por la carga viva se debe de incrementar por impacto de la siguiente manera:

$$I = \frac{100 * 15.24}{L + 38} = \quad (AASHTO 3.8.2.1)$$

Aunque no debe ser mayor del 30 % según la AASHTO.

Donde:

I = impacto en %

L = Luz libre en m.

$$I = \frac{100 * 15.24}{10 + 38} = 31.75 \quad \% \quad \text{Se utiliza 30 \%}$$

$$M_{CV+I} = (1 + I) * M_{cv}$$

$$M_{CV+I} = (1 + 0.30) * 33456.06 = 43492.88 \quad \frac{kg - m}{m}$$

$$M_{CV+I} * F_{de\ rueda} = 43492.88 * 1.128 = 49059.968 \quad \frac{kg - m}{m}$$

4.7.5.4 Cálculo del momento total

El momento último se determina aplicando factores de seguridad de 1.3 para carga muerta y 2.17 para carga viva.

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

$$M_{ultima} = 1.3 \left(33456.06 + \frac{5}{3} 49059.968 \right)$$

$$M_U = 149789.47 \text{ kg} - m$$

4.7.5.5 Cálculo del refuerzo

- **Refuerzo a tensión**

Para vigas principales se utilizara un valor de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el refuerzo principal y para evitar que el confinamiento del refuerzo a corte sea muy pequeño se utilizara un f_y igual al del refuerzo principal.

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

De donde:

$f'c$ = Esfuerzo máximo del concreto [281 kg / cm²]

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero [4200 kg/ cm²].

b = Base [40 cm]

d = Peralte efectivo = 80 cm

$$A_s = \left[\left(40 * 80 - \sqrt{(40 * 80)^2 - \frac{149789.47 * 40}{0.003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0.85 * 281}{4200} \right) \right]$$

$$A_s = 59.14 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min imo}} = 40 * 80 * \frac{14.1}{4200}$$

$$A_{s \text{ min imo}} = 10.74 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_s = 59.14 \text{ cm}^2$

- **Refuerzo a compresión (diseño de cama superior)**

Se utiliza un valor del 33 % del acero a tensión por efectos de sismo y se chequea con el acero mínimo.

$$A_s = 33 \% * A_{s \text{ tensión}}$$

$$A_s = 0.33 * 59.14$$

$$A_s = 19.51 \text{ cm}^2$$

Para acero corrido tomar A_s proponiendo varilla No. 6 y No. 5
Entonces para la cama superior: colocar 6 varillas de No. 6 + 2 No. 5

- **Diseño de cama inferior**

Tomar el 50 % del A_s .

$$A_s = 50 \% * A_{s \text{ tensión}}$$

$$A_s = 0.50 * 59.14$$

$$A_s = 29.27 \text{ cm}^2$$

Para acero corrido tomar A_s proponiendo varilla No. 7
Entonces para la cama inferior: colocar 8 varillas de No.7

$$\text{Para rieles: } 59.14 \text{ cm}^2 - 30.96 \text{ cm}^2 = 28.18 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo varillas No. 7 y No. 5:

Colocar 6 No. 7 + 3 No. 5

Colocar 8 varillas No. 7 corridas + 6 No. 7 + 3 No. 5 como rieles.

- **Refuerzo intermedio**

Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg^2 por pie de alto (5.29 cm^2 por metro de alto, en el sistema internacional).

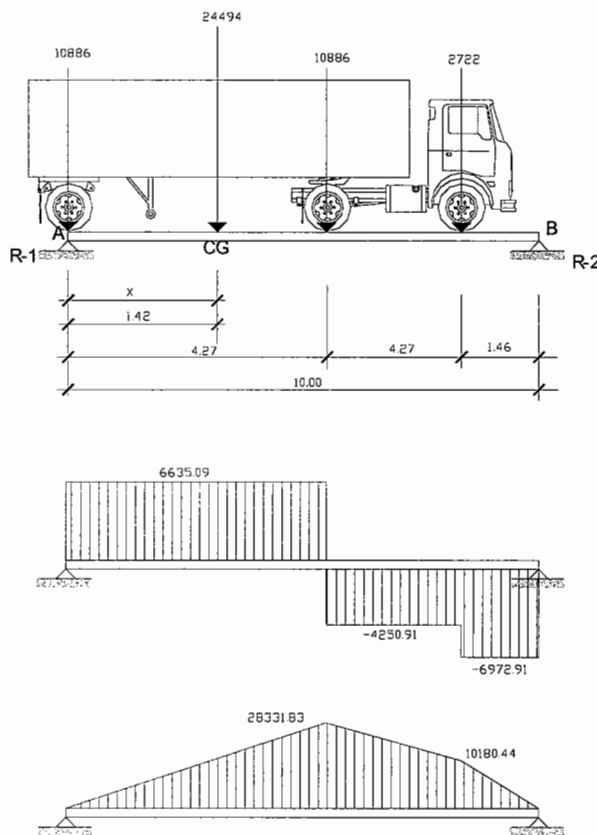
$$A_{s \text{ Intermedio}} = 5.29 \text{ cm}^2 * (\text{cada } 1 \text{ m de alto de viga})$$

$$A_{s \text{ Intermedio}} = 5.29 \text{ cm}^2 * 0.80 = 4.23 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 varillas No. 6 a cada pie de altura de la viga.

4.7.5.6 Cálculo del espaciamiento

Figura 12. Diagrama de cargas para esfuerzo cortante máximo



Para determinar el valor de R1 (esfuerzo máximo de corte), se hace la sumatoria de momentos en B.

Para hallar "X", calcular el momento en el punto "CG".

$$\begin{aligned} \sum M_B &= 10886 (10) + 10886 (10 - 4.27) + 2722 (10 - 8.54) - R1 (10) \\ R1 &= 17521.09 \text{ kg.} \end{aligned}$$

- **Refuerzo a corte**

El esfuerzo cortante se determina a partir de la siguiente fórmula:

$$V_{CM} = \frac{W * L}{2}$$

W = Carga muerta para cada viga

$$W = 1654.50 \text{ kg/m}$$

$$V_{CM} = \frac{1654.50 * 10}{2}$$

$$V_{CM} = 8272.50 \text{ kg}$$

$$V_{CV} = R1$$

$$V_{CV} = 17521.09 \text{ kg.}$$

Este valor se amplifica por el factor de impacto

$$V_{CV+I} = 1.3 * 17521.09 = 22777.42 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante último que debe de resistir es:

$$V_{ULTIMA} = 1.3 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV+I} \right)$$

$$V_{ULTIMA} = 1.3 \left(8272.50 + \frac{5}{3} 22777.42 \right)$$

$$V_{ultima} = 60105.32 \text{ kg.}$$

El espaciamiento de cada estribo se calcula de la siguiente forma:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_n - V_c}$$

Donde:

A_v = Área de varilla a utilizar para el estribo en cm^2

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

d = Peralte efectivo

V_n = Esfuerzo de corte nominal a resistir

V_c = Esfuerzo nominal de corte que resiste el concreto.

Debido a la forma cuadrada del estribo se tiene que:

$A_v = 2 * \text{Área de la varilla}$ (Se utilizarán varillas # 3)

$$A_v = 2 * 0.712 = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.85}$$

$$V_n = \frac{60105.32}{0.85} = 70712.14 \text{ kg.}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{281} * 40 * 80$$

$$V_c = 28430.14 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1.424 * 4200 * 80}{70712.14 - 28430.14} = 11.32 \text{ cm.}$$

Este espaciamiento no debe de exceder el máximo permitido que es:

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

$$S_{\max} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$$

Se emplean varillas # 3 para los estribos, colocados a cada 10 cm.

Del diagrama (ver figura 11) de corte se obtiene la distancia que cubre el concreto por esfuerzos de corte:

X = Distancia que cubre el concreto a corte.

$$X = \frac{V_c * \left(\frac{L}{2}\right)}{V_u} = X = \frac{28430.14 * \left(\frac{10}{2}\right)}{60105.32}$$

$$X = 2.36 \text{ m.}$$

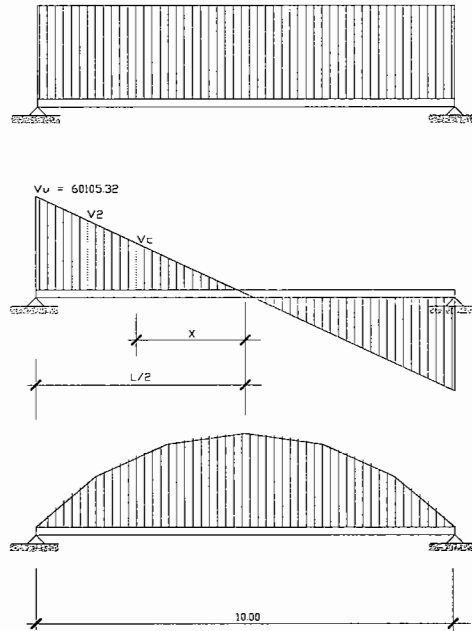
La distancia que falta a cubrir por corte es:

$$D = \frac{L}{2} - X = D = \frac{10}{2} - 2.36$$

$$D = 2.64 \text{ m.}$$

Se tiene un primer espaciamiento de 8 cm.

Figura 13. Diagramas de carga, corte y momento de la viga.

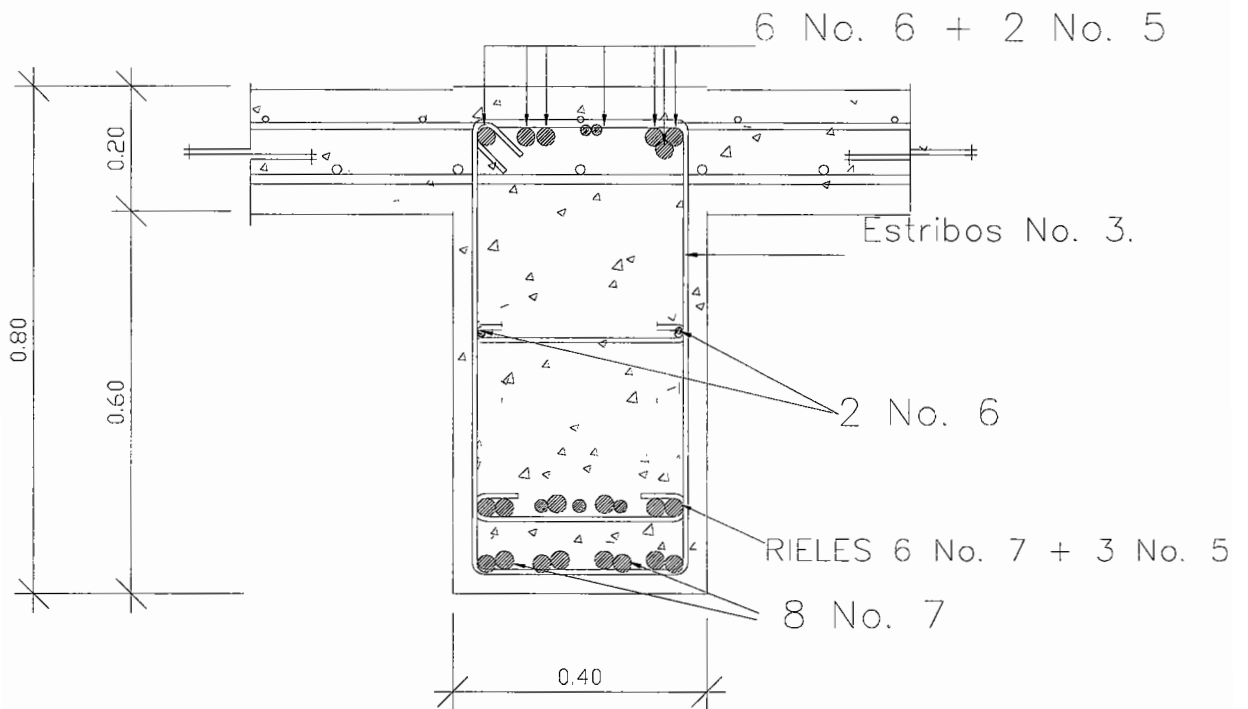


El primer estribo se debe de colocar a una distancia igual a $S/2$

$$\frac{S}{2} = \frac{8}{2} = 4.0 \text{ cm.}$$

Colocando 10 estribos con una separación de 8.0 cm, se cubre una distancia de 0.84 m.

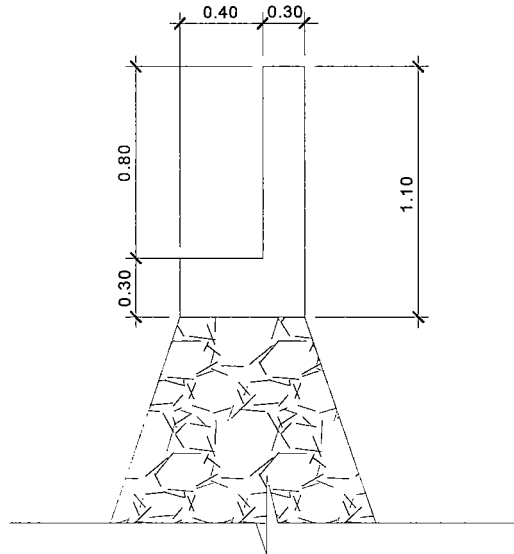
Figura 14. Detalle de armado viga principal



4.8 Diseño de la subestructura

La sección geométrica que tendrá la cortina y la viga de apoyo se muestran en la figura 17.

Figura 15. Dimensionamiento de la viga de apoyo y de la cortina



4.8.1 Diseño de la cortina

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

La cortina de apoyo esta empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ellas las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), y la fuerza de sismo (EQ), según AASTHO 1.2.22.

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

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

Según AASHTO 3.9.1

Donde:

Esob = es la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina.

Es = es la carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina.

W = peso de la cortina

P = peso del camión y actúa a 6' sobre el piso.

De manera que el brazo es 6' + H.

S = es la fuerza del sismo aplicada al centro de la cortina.

LF = la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina.

S = sismo.

Eempuje = Empuje.

Según AASHTO 3.20 se deberá considerar una sobre carga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, como una presión de 48 kg/mts³.

$$EL = 480 \frac{kg}{m^3}$$

EL = Equivalente liquido.

- **Dimensionamiento de la cortina y la viga de apoyo:**

La cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 30 cm de espesor y se diseña a flexión y corte, de acuerdo a las formulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos (incluye sismo).

La base no podrá ser menor de 40 cm. Se coloca refuerzo longitudinal por temperatura y se deberá chequear aplastamiento y colocarle el acero mínimo.

$$A_{s \text{ min imo}} = b * d * \frac{14.1}{f_y} \quad \therefore \quad A_s \text{ min} = \text{cm}^2$$

El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado a más de 40 cm y para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado a no menos de h/2.

De lo anterior, se establecieron las dimensiones de la viga y cortina utilizadas. Espesor mínimo de la cortina 0.30 m, entonces tomamos 0.30 mts.

Base mínima de la viga 0.40 m, entonces tomamos 0.40 mts+ 0.30 mts. = 0.70.

$$H_{\text{total de la cortina}} = H_{\text{viga apoyo}} + t_{\text{losa}} + t_{\text{capa asfáltica}}$$

$$H_{\text{total de la cortina}} = 0.85 + 0.20 + 0.05$$

$$H_{\text{total de la cortina}} = 1.10 \text{ mts.}$$

- **Cálculo de acero longitudinal**

$$AS_{\text{TEMPERATURA}} = 0.002 * b * t$$

$$AS_{\text{TEMPERATURA}} = 0.002 * 80 * 30 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: proponiendo varilla No. 5

$$S = \frac{1.98 * 80}{4.80} = 33.00 \text{ cm.}$$

Entonces S = 30 cms.

- **Cálculo de acero transversal**

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

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

Espaciamiento: proponiendo varilla No. 5

$$5 * 1.98 = 9.90 \text{ cm}^2.$$

Colocar 5 varillas de hierro corridas No. 5 + estribos No. 5 @ 30 cm.

Se presume que la cortina está empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo, las fuerzas que intervienen son:

4.8.1.1 Empuje de la tierra

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

$$E_{sob} = (H_{sob} * 480) * H$$

$$E_{sob} = (0.61 * 480) * 0.80$$

$$E_{sob} = 234.24 \text{ kg.}$$

$$E_s = (H * 480) * \frac{H}{2}$$

$$E_s = (0.80 * 480) * \frac{0.80}{2}$$

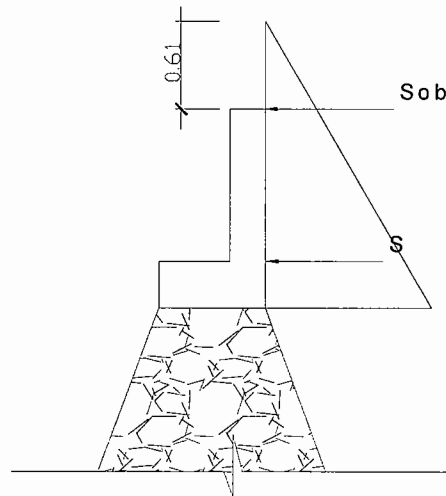
$$E_s = 153.6 \text{ kg}$$

$$E_{EMPUJE} = E_{sob} + E_s$$

$$E_{EMPUJE} = 387.84 \text{ kg.}$$

Para un metro.

Figura 16. Diagrama de presiones en la cortina



Neopreno

Área de aplastamiento = $A_p = P/\phi f'c$

Donde ϕ : Diámetro No. 3

$f'c = 211 \text{ kg/cm}^2$

$P = 54,128.72 \text{ kg}$

$A_p = 54,128.72 \text{ kg} / (0.71 \text{ cm}^2 * 211 \text{ kg/cm}^2) = 361.32 \text{ cm}^2$

$B_b = \sqrt{A_p} = \sqrt{361.32 \text{ cm}^2} = 19.00 \text{ cm}$

Se recomienda utilizar neopreno de cómo mínimo de 20 cm * 20 cm y grosor de 3/4".

4.8.1.2 Fuerza longitudinal

Debe de ser un 5% de la carga viva y su centro de gravedad a 1.83 sobre la capa de rodadura según artículo 1.2.13 de la s normas AASHTO.

$P_{\text{camión por rueda}} = 5443 \text{ kg}$

$P_{\text{camión por eje}} = 2 * 5443 = 10886 \text{ kg}$

$CV = 5\% * P_{\text{de eje}}$

$CV = 544.3 \text{ kg}$.

Para que la carga quede por metro de ancho se tiene que:

$$FL = \frac{CV}{1.83}$$

$$FL = 297.43 \text{ kg.}$$

Para un metro de largo

$$\text{Brazo} = 6' + H_{\text{Cortina}}$$

$$\text{Brazo} = 1.8288 + 0.80 = 2.768 \text{ m}$$

4.8.1.3 Fuerza de sismo

Se aplica un factor de sismo de 12 % al centro de la cortina.

$$\text{CM de cortina} = 0.3 * 0.80 * 2400 = 576. \text{ Kg}$$

$$S = 12\% * \text{CM}$$

$$S = 0.12 * 576 = 67.12 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H}{2}$$

$$\text{Brazo} = \frac{0.80}{2} = 0.40 \text{ m}$$

4.8.1.4 Grupos de carga

Los grupos de carga a usar son: I, III, VII, para calcular el momento máximo de empotramiento según la AASHTO. En el Artículo 1.2.22.

- **Grupo I**

$$M = \text{Empuje} * b$$

$$M = E_{\text{sob}} * b + E_s * b$$

$$M = E_{sob} * (H/2) + E_s * (H/3)$$

$$M = 234.24 * (0.80/2) + 153.6 * (0.80/3)$$

$$M = 134.656 \text{ kg-m}$$

- **Grupo III**

$$M = 1.3 * (\text{Empuje} * b + FL * b)$$

$$M = 1.3 * (134.656 + 297.43 * 2.768)$$

$$M = 1245.33 \text{ kg-m}$$

- **Grupo VII**

$$M = 1.3 * (\text{Empuje} * b + S * b)$$

$$M = 1.3 * (134.656 + 69.12 * 0.40)$$

$$M = 210.99 \text{ kg-m}$$

Mmax = El mayor del grupo de cargas

$$M_{\max} = 1245.33 \text{ kg-m}$$

4.8.1.5 Cálculo del refuerzo a flexión

Datos:

$$b = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm.}$$

$$d = 26 \text{ cms.}$$

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

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = \left[\left(80 * 26 - \sqrt{(80 * 26)^2 - \frac{1245.33 * 80}{0.003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0.85 * 281}{4200} \right) \right]$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

Se chequea que cumpla con el requerimiento de acero mínimo.

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

$$A_s \text{ min} = 80 * 26 * \frac{14.1}{4200}$$

$$A_s \text{ min} = 6.982 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es menor que el requerimiento de acero mínimo, por lo que se utilizará este último.

$$A_s \text{ a usar} = 6.982 \text{ cm}^2$$

Se utilizaran 6 varillas # 4.

4.8.1.6 Refuerzo a corte

Se utilizan los grupos de carga I, III y VII para encontrar el valor de esfuerzo cortante máximo.

- **Grupo I**

$$V = \text{Empuje} = 387.84 \text{ kg}$$

- **Grupo III**

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

$$V = 1.3 (387.84 + 297.43)$$

$$V = 890.85 \text{ kg.}$$

- **Grupo VII**

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

$$V = 1.3 (387.84 + 69.12)$$

$$V = 594.048 \text{ kg}$$

El valor de corte será el mayor de los tres grupos de cargas.

$$V_{\max} = 890.85 \text{ kg.}$$

$$V_n = V_u / 0.85$$

$$V_n = 1048.06 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{281} * 26 * 80$$

$$V_c = 18479.59 \text{ kg / cm}^2$$

El concreto absorbe todo el esfuerzo a corte siendo $V_c > V_n$, entonces se debe de colocar el espaciamiento máximo.

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

$$S_{\max} = \frac{26}{2} = 13 \text{ cm.}$$

Utilizar varilla No. 3 @ 13 cm.

4.8.2 Diseño de la viga de apoyo

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

$$A_s \text{ TEMPERATURA} = 0.002 * b * d$$

$$A_s \text{ TEMPERATURA} = 0.002 * 70 * 30$$

$$A_s \text{ TEMPERATURA} = 4.20 \text{ cm}^2.$$

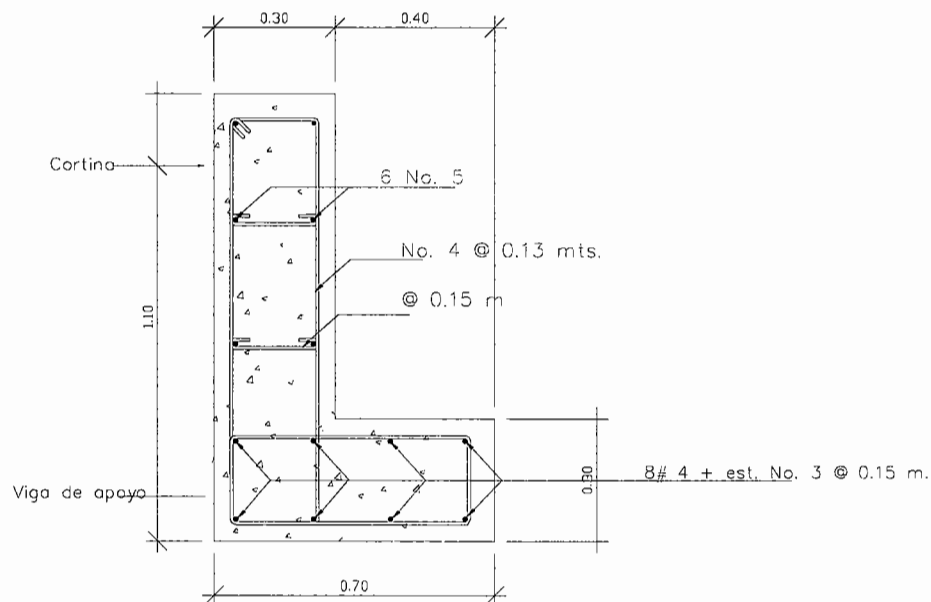
Utilizar 4 No. 4

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

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

Proponiendo armado No. 3 @ 15 cm.

Fig. 17. Armado de cortina y viga de apoyo



4.8.3 Diseño del estribo

Los estribos son componentes de la sub-estructura que soportaran la superestructura en los lados extremos y transmiten la carga al terreno de cimentación.

Para el diseño del puente se utilizo estribos de gravedad fabricados con concreto ciclópeo, ya que este tipo de estribo resulta ser económico y el análisis del mismo es más simple que el de cualquier otro tipo.

Cuando la altura del estribo es mayor de 6 metros, se debe de considerar el tipo de estribos hechos de concreto reforzado, esto no significa que se restrinja el hacer estribos de concreto ciclópeo de mayor altura, ya que se puede encontrar una solución adecuada de acuerdo con los análisis económicos y estructurales.

Para el análisis de los estribos se deben verificar como mínimo tres condiciones:

- **Estabilidad de la estructura al volteo**

$$\frac{ME}{MV} > 1.5$$

- **Estabilidad de la estructura al deslizamiento**

$$0.5 * \frac{We}{Wv} > 1.5$$

- **Esfuerzos menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno.**

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

En donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = Fuerzas horizontales

E = fuerza resistente

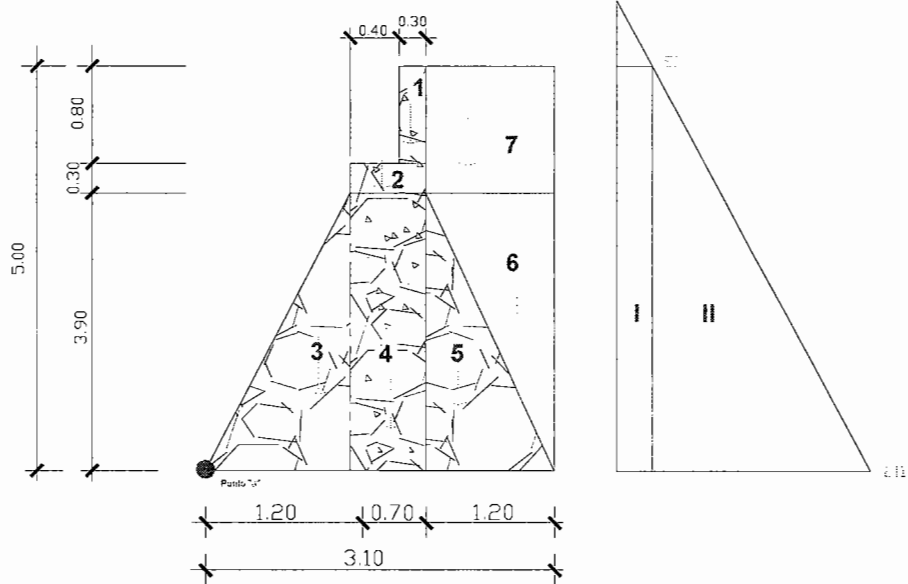
e = excentricidad

Vs = Valor soporte del suelo

Estas tres consideraciones se deben realizar para tres tipos de carga:

Carga producida por el estribo, carga producida con el estribo y la superestructura junto a la carga viva y la que es producida por los efectos de sismo en el que no se considera la carga viva.

Figura 18. Sección del estribo y diagrama de presiones



Datos:

Peso de concreto armado = 2400 kg/m^3

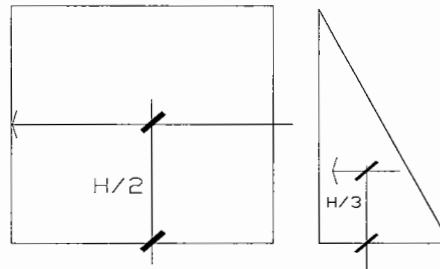
Peso de concreto ciclópeo = 2700 kg/m^3

Equivalente líquido = 480 kg/m^3

Altura de sobrecarga de relleno = 0.61 m

Para las diferentes figuras que se forman, las cargas tienen un punto de aplicación como se muestra en la siguiente figura:

Fig. 19. Brazo de aplicación de cargas



El análisis se hace para un metro de longitud en el sentido transversal del puente.

4.8.3.1 Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo se origina debido a la presión que ejerce el suelo sobre la estructura y como se muestra en la figura 21.

$$EI = 480 * H_{\text{sobrecarga}}$$

$$EI = 480 * 0.61 = 292.8 \text{ kg/m}^2.$$

$$EII = 480 * H_{\text{total}}$$

$$EII = 480 * 5.00 = 2400 \text{ kg/m}^2$$

Tabla IX. Momento de volteo del puente

SECCIÓN	ALTURA de aplicación	PRESION por E líquido	EMPUJE (Wv) Alt*P	B Brazo de aplic	MOMENTO E*B
I	5.00	292.8	1464.00	2.50	3,660.00
II	2.50	2400	6000.00	1.67	10020.00
$\Sigma Wv =$			7464.00	kg	$\Sigma MV = 13680$

4.8.3.2 Cálculo del momento estabilizante

Este momento es el producido por el peso propio de la estructura y se determina respecto del punto A como se muestra en la figura 21.

Tabla X. Momento estabilizante del puente

SECCIÓN	DIMENSIONES (m)		AREA (m ²)	PESO VOL. kg/m ³	PESO We kg	B*P m	MOMENTO kg-m
1	0.3	0.8	0.24	2400	576	1.75	1008.00
2	0.3	0.70	0.21	2400	504	1.55	781.20
3	1.20	3.9	2.34	2700	6318.	0.80	5054.40
4	0.70	3.90	2.73	2700	7371.00	1.55	11425.05
5	1.20	3.9	2.34	2700	6318.00	2.30	14531.40
6	1.20	3.9	2.34	1610	3767.40	2.70	10171.98
7	1.20	1.10	1.32	1610	2125.20	2.50	5313.00

$$\Sigma We = 26979.60 \text{ kg} \quad Me = 48285.03$$

4.8.3.3 Revisión del muro sin superestructura

- **Estabilidad de la estructura al volcamiento**

$$\frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\frac{48285.03}{13680} = 3.53 > 1.5 \quad \text{Ok.}$$

- **Estabilidad de la estructura al deslizamiento**

$$0.5 \frac{We}{Wv} > 1.5$$

$$0.5 * \frac{26979.60}{7464.00} = 1.80 > 1.5 \quad \text{Ok.}$$

- **Esfuerzos menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno (revisión de presiones).**

Para realizar este análisis se debe determinar la excentricidad que existe, y que corresponde a la distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de las fuerzas que actúan se intercepta.

Un estribo se puede dimensionar de tal forma que la resultante de su propio peso y el empuje de tierras se intercepte con la base a distancias iguales de cada lado.

Se debe de tomar en cuenta el principio del tercio medio. Cuando la resultante de las cargas se intercepta con la base a una distancia determinada desde el borde la base (a), una parte del terreno está sometida a esfuerzos de compresión; la distancia a la que ocurre esto es igual a $3 \cdot a > b$

Donde:

a = distancia a la que se intercepta la resultante de la carga con la base.

b = base de la estructura

Se determina con la siguiente ecuación:

$$a = \frac{(M_E - M_V)}{We}$$

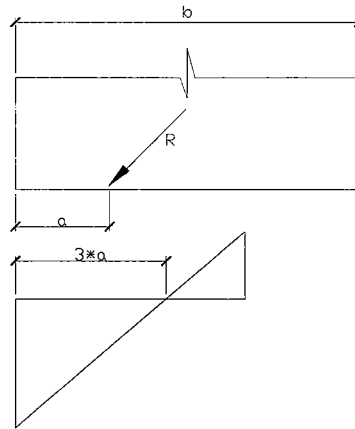
$$a = \frac{(48285.03 - 13680.00)}{26979.60}$$

$$a = 1.28 \text{ m.}$$

En la siguiente figura se muestra que si $3*a$ es menor que la base, la porción de tierra que se encuentra a compresión tiene efecto dentro del área del estribo, por lo que se debe de verificar que la distancia igual a $3*a$ quede fuera de la base del estribo.

$$3*a = 3(1.28) = 3.84 \text{ m} > 3.10 \text{ m} \quad \text{Cumple.}$$

Figura 20. Diagrama de presiones en el suelo



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

$$e = \frac{3.10}{2} - 1.28$$

$$e = 0.27 \text{ m.}$$

Las presiones se verifican de la siguiente forma:

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

Donde:

W = peso de la estructura

A = área de la base

e = excentricidad

b = base estribo

$$P_{Max.} = \frac{26979.60}{3.10} * \left\{ 1 + \left(\frac{6 * 0.27}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{max} = 13,251.16 \text{ kg/m}^2 < 56,773.43 \text{ Kg/ m}^2 \text{ Cuple.}$$

$$P_{Min.} = \frac{26979.60}{3.10} * \left\{ 1 - \left(\frac{6 * 0.27}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{min.} = 4155.03 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ Cuple.}$$

Las presiones deben de ser mayores que cero, para asegurar que no existan presiones negativas.

4.8.3.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva

Se convierte la carga viva y muerta de la superestructura en carga distribuida, dividiéndola por la longitud de la viga de apoyo = 5.40 m. para calcular por un metro de largo del estribo.

$$W_e = \frac{W_{CV} + W_{CM \text{ en cada viga}}}{\text{Longitud de viga de apoyo}}$$

$$W_e = \frac{10886 + 1654.5}{5.20} = 2,411.63 \text{ kg.}$$

Brazo = base de estribo / 2

Brazo $3.10 / 2 = 1.55$ m.

- **Momento estabilizante**

$$ME_2 = W_2 * BRAZO$$

$$ME_2 = 2411.63 * 1.55 = 3738.03 \text{ kg} - m$$

$$ME_{total 2} = ME_2 + ME$$

$$ME_{total 2} = 3738.03 + 48285.03$$

$$ME_{total 2} = 52023.06 \text{ kg} - m$$

- **Volteo**

$$V = \frac{ME_{total 2}}{MV}$$

$$V = \frac{52023.06}{13680.00}$$

$$V = 3.80 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

- **Deslizamiento**

$$D = 0.5 * \frac{W_2 + WE}{W_v}$$

$$D = 0.5 * \frac{2411.63 + 26979.60}{7464.00}$$

$$D = 1.97 > 1.5 \quad \text{cumple.}$$

- **Presiones**

$$a = \frac{ME_{total\ 2} - MV}{W_2 + WE}$$

$$a = \frac{52023.06 - 13680.00}{2411.63 + 26979.60}$$

$$a = 1.30\ m.$$

$$3 * a = 3 * 1.30 = 3.90\ m > 3.10\ m \quad \text{cumple.}$$

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

$$e = \frac{3.10}{2} - 1.30 = 0.25\ m.$$

$$P = \frac{W_2 + W_{estribos}}{A} * \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right\} < V_s$$

$$P_{MAX} = \frac{2411.63 + 26979.60}{3.10} * \left\{ 1 + \left(\frac{6 * 0.25}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{MAX} = 14,068.64 \frac{kg}{m^2} < 56,773.43 \frac{kg}{m^2} \quad \text{cumple.}$$

$$P_{MIN} = \frac{2411.63 + 26979.60}{3.10} * \left\{ 1 - \left(\frac{6 * 0.25}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{MIN} = 4,893.44 \frac{kg}{m^2} < 56,773.43 \frac{kg}{m^2} \quad \text{cumple.}$$

- **Chequeo del estribo por efectos de sismo sin carga viva**

$$W_{SUBESTRUCTURA} = 26979.60$$

$$W_{SUPERESTRUCTURA \text{ EN 1M SENTIDO TRANSVERSAL}} = \frac{1654.5}{5.40} = 306.39 \text{ kg.}$$

$$W_{Total 3} = W_{sub} + W_{super}$$

$$W_{Total 3} = 26979.60 + 306.39$$

$$W_{Total 3} = 27285.99 \text{ kg}$$

$$BRAZO_3 = 1.55 \text{ m.}$$

- **Momento estabilizante**

$$ME_3 = W_{superestructura} * B_3$$

$$ME_3 = 306.39 * 1.55$$

$$ME_3 = 474.90 \text{ kg-m}$$

$$ME_{TOTAL 3} = ME_3 + ME$$

$$ME_{TOTAL 3} = 474.90 + 48285.03$$

$$ME_{TOTAL 3} = 48759.93 \text{ kg-m}$$

- **Fuerza horizontal**

$$FH = 1.8 * W_v + 0.08 * W_{TOTAL 3}$$

$$FH = 1.8 * 7464.99 + 0.08 * 27285.99$$

$$FH = 15619.86 \text{ kg.}$$

- **Momento de volteo**

El momento de volteo se encuentra utilizando las fuerzas que actúan en el sentido longitudinal.

Tabla XI. Momento de volteo por sismo del puente

SECCIÓN	DIMENSIONES (m)		AREA (m ²)	PESO VOL. kg/m ³	PESO We kg	B*P m	MOMENTO kg-m
1	0.3	0.8	0.24	2400	576	4.60	2649.60
2	0.3	0.70	0.21	2400	504	4.05	2041.20
3	1.20	3.9	2.34	2700	6318.	1.30	8213.40
4	0.70	3.90	2.73	2700	7371.00	1.95	14373.45
5	1.20	3.9	2.34	2700	6318.00	1.30	8213.40
6	1.20	3.9	2.34	1610	3767.40	2.60	9795.24
7	1.20	1.10	1.32	1610	2125.20	4.45	9457.14

$$\Sigma We = 26979.60 \text{ kg} \quad Me = 54743.43$$

$$MS = 0.08 * Mv_3$$

$$MS = 0.08 * 54743.43 = 4379.47 \text{ kg} - m$$

$$h' = H - h_{de \text{ cortina}}$$

$$h' = 5.00 - 0.80 = 4.20 \text{ m}$$

$$M_{VOLTEO 3} = 1.08 * Mv + 0.08 * W_{SUPERESTRUCTURA} * h'$$

$$M_{VOLTEO 3} = 1.08 * 7464.00 + 0.08 * 26979.60 * 4.20$$

$$M_{VOLTEO 3} = 17126.26 \text{ kg} - m$$

$$M_{V_3 tot} = MS + M_{VOLTEO 3}$$

$$M_{V_3 tot} = 4379.47 + 17126.26$$

$$M_{V_3 tot} = 21505.73 \text{ kg} - m$$

- **Volteo**

$$V = \frac{M_{V3 \text{ TOTAL3}}}{M_{V3 \text{ TOT}}}$$

$$V = \frac{48759.93}{21505.73}$$

$$V = 2.27 > 1.5 \quad \text{cumple.}$$

- **Deslizamiento**

$$D = 0.5 * \frac{W_{total3}}{FH}$$

$$D = 0.5 * \frac{27285.99}{15619.86}$$

$$D = 1.87 > 1.5 \quad \text{cumple.}$$

- **Presiones**

$$a = \frac{ME_{total3} - MV_{3:tot}}{W_{total3}}$$

$$a = \frac{48759.93 - 21505.73}{27285.99}$$

$$a = 1.05 \text{ m}$$

$$3 * a = 3.15 > 3.10 \quad \text{cumple.}$$

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

$$e = \frac{3.10}{2} - 1.05 = 0.50 \text{ m.}$$

$$P = \frac{W_{TOTAL}}{A} * \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right\} < V_s$$

$$P_{MAX} = \frac{27285.99}{3.10} * \left\{ 1 + \left(\frac{6 * 0.50}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{MAX} = 17,319.93 \frac{kg}{m^2} < 56,773.43 \frac{kg}{m^2} \quad \text{cumple.}$$

$$P_{MIN} = \frac{27285.99}{3.10} * \left\{ 1 - \left(\frac{6 * 0.50}{3.10} \right) \right\}$$

$$P_{MIN} = 283.93 \frac{kg}{m^2} > 0 \quad \text{cumple.}$$

4.9 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto del puente se tomo en cuenta los valores de los materiales puestos en obra.

Tabla XII. Presupuesto de puente

**PRESUPUESTO DEL PROYECTO DEL PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA PALMILLA ARRIBA, MUNICIPIO DE QUETZALTEPEQUE, CHIQUIMULA.**

No.	RENLÓN	UNIDAD GLOBAL	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	m3	1	Q 18,056.10	Q18,056.10
2	EXCAVACIÓN	m3	26	Q 663.18	Q17,242.68
3	LEVANTADO DE ESTRIBOS	m3	219.375	Q 803.30	Q176,223.94
4	RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES	m3	17	Q 201.58	Q3,426.86
5	FORMALETA	m ²	320	Q 72.24	Q23,116.80
6	ARMADO DE VIGA DE APOYO Y CORONA	ml	33.733	Q 333.43	Q11,247.43
7	FUNDICIÓN DE VIGA DE APOYO Y CORONA	ml	33.7333	Q 983.00	Q33,159.83
8	ARMADO DE VIGAS PRINCIPALES	ml	20	Q 971.83	Q19,436.68
9	ARMADO DE DIAFRAGMA	ml	9.6	Q 378.77	Q3,636.17
10	ARMADO DE LOSA	m ²	35	Q 273.11	Q9,558.85
11	FUNDICIÓN DE VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y LOSA	m ³	52.5	Q 969.50	Q50,898.75
12	ARMADO Y FUNDICIÓN DE ACERA Y BARANDA	m ²	20	Q 32,962.00	Q659,240.07
13	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ANCLAJE DE VIGA	global	1	Q 15,044.60	Q15,044.60
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1,040,288.76

CONCLUSIONES

1. La construcción del puente vehicular fue diseñado para cumplir con los parámetros estructurales necesarios para un buen funcionamiento, logrando la seguridad de los vehículos y personas que transiten por el mismo, para crear un paso muy eficiente para la población de la aldea Palmilla Arriba.
2. A través del proyecto del alcantarillado sanitario del sector sur del casco urbano del municipio de Jocotenango, se prestará el servicio necesario a la comunidad, en donde los beneficiarios podrán evacuar las aguas residuales al sistema y así evitar la contaminación de los mantos freáticos.
3. El costo del proyecto de alcantarillado sanitario fase II, para la aldea San José La Rinconada, municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Éste tiene un costo de Q267,368.60 y beneficia a 912 habitantes.
4. En el proyecto de alcantarillado sanitario no se incluyó la propuesta de tratamiento para las aguas residuales, ya que la municipalidad ya posee un sistema existente al cual se unirá al nuevo.
5. Dado la evaluación de impacto ambiental, el proyecto no tiene efecto negativo en el medio ambiente a no ser que exista algún colapso del sistema de alcantarillado sanitario y sus elementos que generarían focos de contaminación.

RECOMENDACIONES

1. Se deben construir los proyectos de acuerdo a los planos constructivos y especificaciones técnicas, para alcanzar los resultados esperados para el período para el que fueron diseñados.
2. Actualizar los precios de los materiales y mano de obra de los renglones de cada uno de los proyectos, para evitar dejar obras inconclusas y por consiguiente tiempo y dinero mal invertido.
3. Que se le dé el mantenimiento correcto al puente vehicular para obtener el tiempo máximo de utilidad.
4. Se debe educar y concientizar a la población, respecto al uso de los dos diferentes proyectos que se realizaron.
5. Implementar de manera responsable el plan de mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario, tanto en verano evitando el taponamiento, como en invierno que el agua de lluvia sobrecargue las tuberías y colapsen.

BIBLIOGRAFÍA

1. Álvarez Álvarez, Henry. Diseño de dos edificaciones escolares de dos niveles para las aldeas Chajabal y Palomora, del municipio de San Andrés Xecul, Totonicapán. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005.
2. García Chex, Herman Dovanet. Diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea Los Jocotes, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002.
3. Nilson, Arthur H. Darwin. Diseño de estructuras de concreto. Editorial McGraw-Hill, 1999.
4. Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios. American Concrete Institute, ACI 318-99.

APÉNDICE

Rel. v/V actual	Rel. v/V futuro	Velocidad 0.4 a 3		Verificar velocidad		Rel. d/D 0.1 a 0.75		Verificar relación diámetros		Cota Invert		Profundidad de Pozo		pendiente tubería pozos	condicion pendiente >11%	volumen excavacion entre pozo	velocidad
		velocidad v(m/s) actual	velocidad v(m/s) futuro	verificar v actual	verificar v futuro	tirante d/D actual	tirante d/D futuro	verificar d/D actual	verificar d/D futuro	cota invert salida	cota invert entrada	altura pozo inicial	altura pozo final				
0.39	0.50	0.98	1.26	correcto	correcto	0.10	0.14	revisar diametro	correcto	98	93.84	2.00	2.00	7.23	continuar	103.55	1.26
0.34	0.44	0.86	1.11	correcto	correcto	0.08	0.12	revisar diametro	correcto	93.81	91.47	2.00	2.00	7.31	continuar	57.65	1.11
0.30	0.39	0.56	0.72	correcto	correcto	0.06	0.10	revisar diametro	correcto	91.44	90.77	2.00	1.20	3.93	continuar	24.55	0.72
0.38	0.49	0.89	1.14	correcto	correcto	0.09	0.14	revisar diametro	correcto	89.44	86.24	2.50	1.80	6.24	continuar	99.23	1.14
0.37	0.47	1.12	1.44	correcto	correcto	0.09	0.13	revisar diametro	correcto	86.21	81.81	1.80	1.40	10.73	continuar	59.07	1.44
0.32	0.40	0.67	0.86	correcto	correcto	0.07	0.10	revisar diametro	correcto	81.78	80.52	1.40	1.50	5.20	continuar	31.65	0.86
0.32	0.41	0.50	0.65	correcto	correcto	0.07	0.10	revisar diametro	correcto	80.49	79.86	1.50	1.50	2.93	continuar	29.07	0.65
0.33	0.42	0.76	0.97	correcto	correcto	0.07	0.11	revisar diametro	correcto	79.83	77.92	1.50	1.50	6.16	continuar	41.86	0.97
0.44	0.57	1.08	1.40	correcto	correcto	0.12	0.18	correcto	correcto	77.89	71.37	1.50	1.50	6.97	continuar	126.28	1.40
0.29	0.38	0.50	0.65	correcto	correcto	0.06	0.09	revisar diametro	correcto	71.34	70.57	1.50	1.50	3.41	continuar	18.62	0.65
0.31	0.40	0.53	0.68	correcto	correcto	0.07	0.10	revisar diametro	correcto	69.54	69.08	2.80	1.20	3.31	continuar	25.02	0.68
0.32	0.41	0.72	0.92	correcto	correcto	0.07	0.10	revisar diametro	correcto	69.05	67.74	1.20	1.00	5.72	continuar	22.68	0.92
0.43	0.55	0.45	0.57	correcto	correcto	0.11	0.17	correcto	correcto	67.01	66.75	1.70	2.00	1.23	continuar	35.21	0.57
																674.44	



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



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0221 S.S. O.T.No.: 23,574

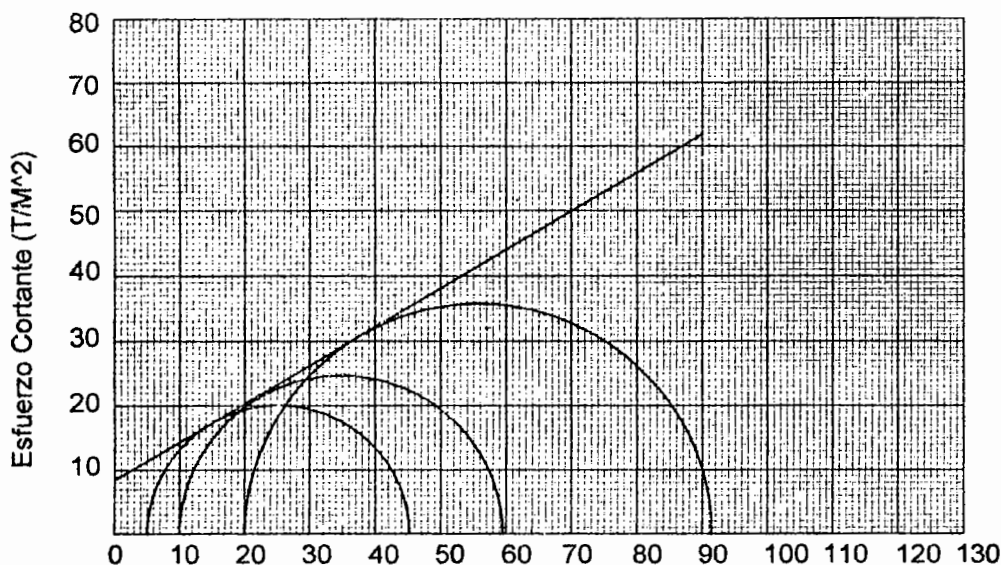
INTERESADO: Carlos Fernando Nájera Corado

PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS

UBICACIÓN: Aldea Palmilla Arriba, Quetzaltepeque, Chiquimula

pozo: 1 Profundidad: X m Muestra: 1

Fecha: 24 de julio de 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 30.67^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 8.50 \text{ T/m}^2$
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color beige.

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 $q(T/m^2)$	40.25	49.46	71.45
PRESION INTERSTICIAL $u(T/m^2)$	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.0	3.0	7.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.42	1.42	1.42
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.72	1.72	1.72
HUMEDAD (%H)	20.8	20.8	20.8



Atentamente,

Vo. Bo.

[Signature]
Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR CII/USAC

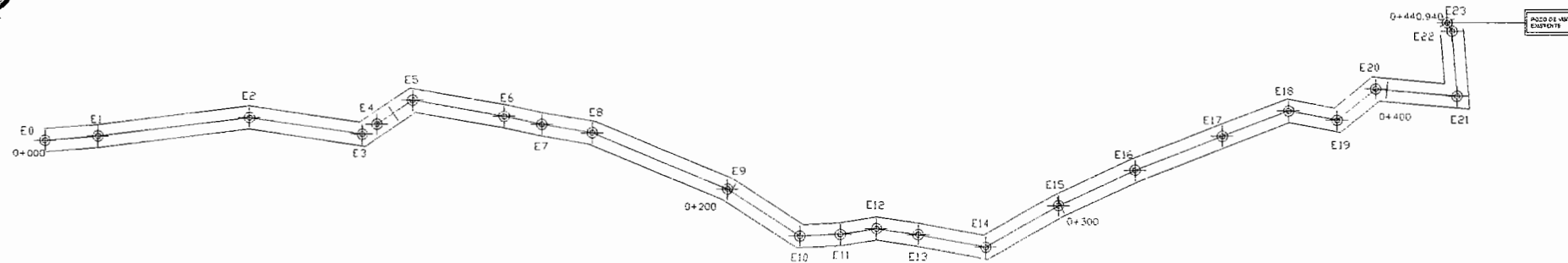
[Signature]
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

NOMENCLATURA	
PLANTA	
	UBICACION DE ESTACIONES
	LINEA PRINCIPAL
	ETIQUETA DE KILOMETRAJE
	IDENTIFICACION DE ESTAC.

NOTA: TODA LA TUBERIA SERA PVC SEGUN NORMA 30-34

INDICE

PLANO	
1	PLANTA GENERAL
2	DENSIDAD DE VIVIENDAS
3	UBICACION DE POZOS
4	TRAMO PV-1 A PV-6
5	TRAMO PV-6 A PV-14
6	DETALLE DE FOSA SEPTICA
7	DETALLES DE POZOS



ESTACION	P.D.	AZIMUT	DISTANCIA H.
E-0	E-1	145°13'00"	14.89
E-1	E-2	142°54'00"	42.64
E-2	E-3	158°16'00"	32.03
E-3	E-4	115°16'00"	04.96
E-4	E-5	115°33'00"	12.09
E-5	E-6	159°58'00"	26.04
E-6	E-7	162°04'00"	10.83
E-7	E-8	159°30'00"	14.36
E-8	E-9	172°34'00"	41.02
E-9	E-10	183°05'00"	24.25
E-10	E-11	147°28'00"	11.24
E-11	E-12	141°13'00"	10.29
E-12	E-13	157°53'00"	11.90
E-13	E-14	160°43'00"	19.11
E-14	E-15	120°21'00"	23.72
E-15	E-16	124°56'00"	23.68
E-16	E-17	128°30'00"	26.22
E-17	E-18	128°54'00"	19.92
E-18	E-19	160°49'00"	13.79
E-19	E-20	110°28'00"	13.90
E-20	E-21	155°09'00"	22.91
E-21	E-22	055°25'00"	18.41
E-22	E-23	30°17'00"	2.74

PLANTA GENERAL DEL PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO

DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)
ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO
ESC. 1:50

MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

PROYECTO	DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)	ESCALA	INDICADA
UBICACION	ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO.	FECHA	NOVIEMBRE 2008

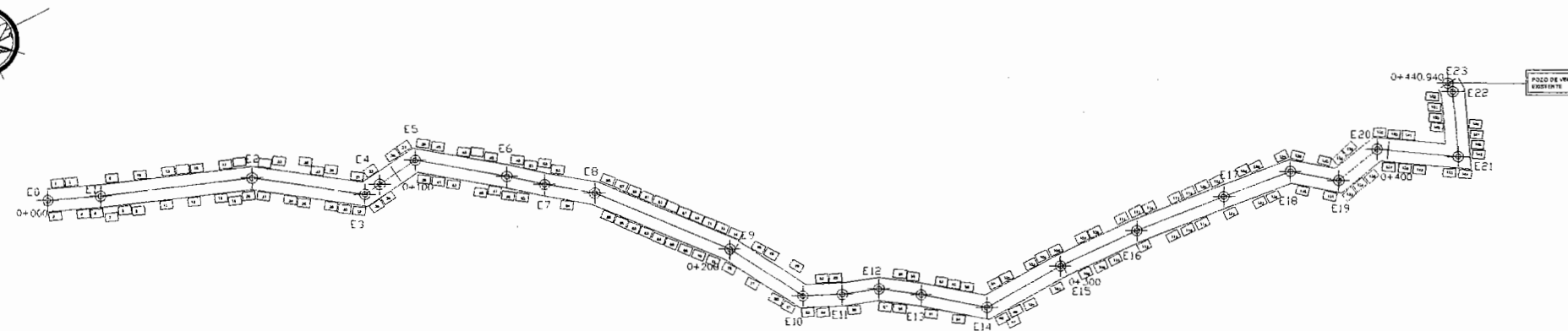
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)			
Vs. Sr.	Vs. Sr.	DIRECCION	DIRECCION
Ing. Mario de Soto	Alcalde Municipal	DAVIDE F. MAJERA G.	DAVIDE F. MAJERA G.
Asesor		DAVIDE F. MAJERA G.	DAVIDE F. MAJERA G.

CONTENIDO	PAGINA
PLANTA GENERAL DEL SISTEMA	1
	6

NOMENCLATURA			
PLANTA		PERFIL	
	# DE POZO DE VISTA (PV)		REGISTRO A CONSTRUIR
	TUBERIA A COLOCAR		TUBERIA A COLOCAR
	SENTIDO DE FLUJO		PERFIL DEL TERRENO
	VIVIENDAS	C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
	DIAMETRO DE TUBERIA	C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
	PENDIENTE	P.V.	POZO DE VISTA
		C.T.	COTA DE TERRENO

NOTA: TODA LA TUBERÍA SERÁ PVC
SEGUN NORMA 30-34

ESTACION	P.D.	AZIMUT	DISTANCIA H.
E-0	E-1	145°13'00"	14.89
E-1	E-2	142°54'00"	42.64
E-2	E-3	158°16'00"	32.03
E-3	E-4	115°16'00"	04.96
E-4	E-5	115°33'00"	12.09
E-5	E-6	159°58'00"	26.04
E-6	E-7	162°04'00"	10.83
E-7	E-8	159°30'00"	14.36
E-8	E-9	172°34'00"	41.02
E-9	E-10	183°05'00"	24.25
E-10	E-11	147°28'00"	11.24
E-11	E-12	141°13'00"	10.29
E-12	E-13	157°53'00"	11.90
E-13	E-14	160°43'00"	19.11
E-14	E-15	120°21'00"	23.72
E-15	E-16	124°56'00"	23.68
E-16	E-17	128°30'00"	26.22
E-17	E-18	128°54'00"	19.92
E-18	E-19	160°49'00"	13.79
E-19	E-20	110°28'00"	13.90
E-20	E-21	155°09'00"	22.91
E-21	E-22	055°25'00"	18.41
E-22	E-23	30°17'00"	2.74



PLANTA GENERAL DEL PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DENSIDAD DE VIVIENDAS

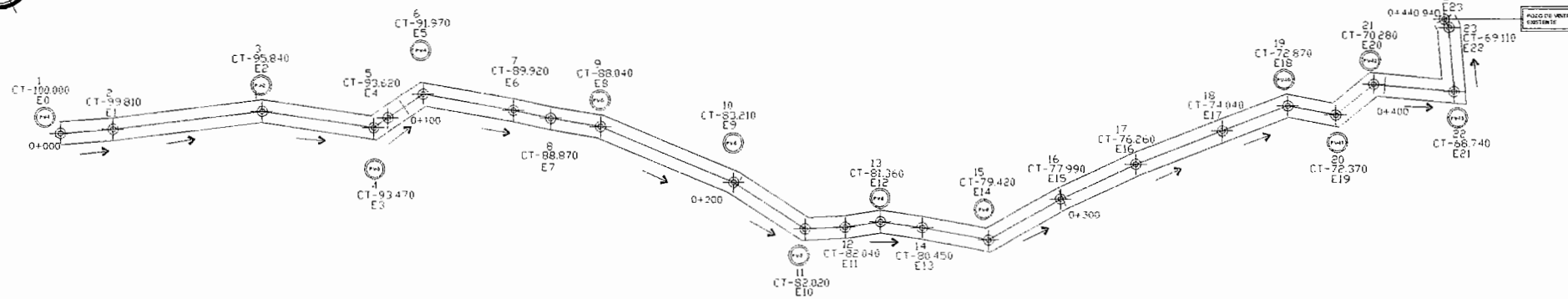
DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)
ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO
ESC. 1:50

MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

PROYECTO	DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)	SECCION	INDICADA
UBICACION	ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO.	FECHA	DICIEMBRE, 2018
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)			
Yo. Dir.	Yo. Dir.	DISEÑO	DISEÑO
		CARGO / NOMBRE C.	CARGO / NOMBRE C.
		GUILLERMO F. NAJERA G.	GUILLERMO F. NAJERA G.

PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDAS

2
6



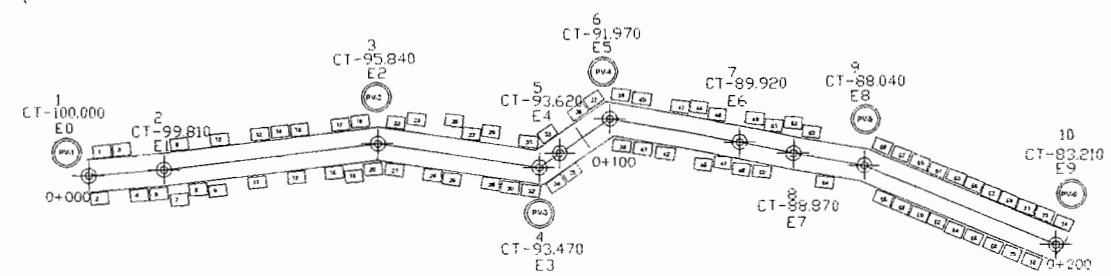
PLANTA DE CONJUNTO
LOCALIZACIÓN DE POZOS DE VISITA
 DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)
 ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO
 ESC. 1:50

NOMENCLATURA	
PLANTA	PERFIL
POZO DE VISITA (PV)	REGISTRO A CONSTRUIR
TUBERIA A COLOCAR	TUBERIA A COLOCAR
SENTIDO DE FLUJO	PERFIL DEL TERRENO
MANEJOS	C.I.E. COTA INVERT DE ENTRADA
DIAMETRO DE TUBERIA	C.I.S. COTA INVERT DE SALIDA
PENDIENTE	P.V. POZO DE VISITA
	C.T. COTA DE TERRENO

NOTA: TODA LA TUBERIA SERÁ PVC SEGUN NORMA 30-34

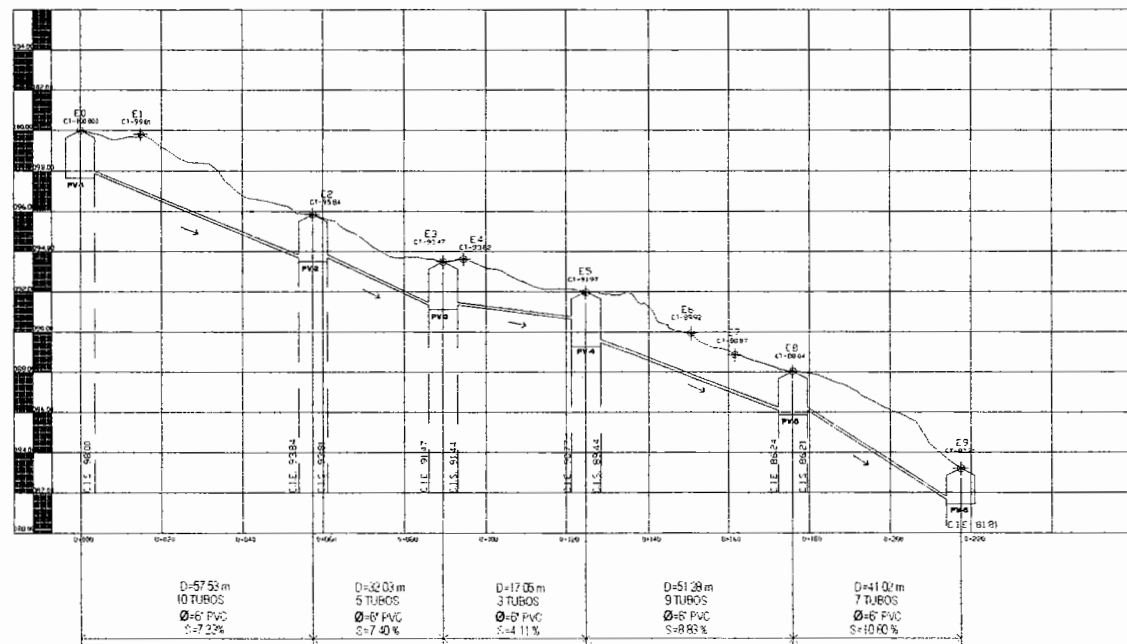
ESTACION	P.D.	AZIMUT	DISTANCIA H.
E-0	E-1	145°13'00"	14.89
E-1	E-2	142°54'00"	42.64
E-2	E-3	158°16'00"	32.03
E-3	E-4	115°16'00"	04.96
E-4	E-5	115°33'00"	12.09
E-5	E-6	159°58'00"	26.04
E-6	E-7	162°04'00"	10.83
E-7	E-8	159°30'00"	14.36
E-8	E-9	172°34'00"	41.02
E-9	E-10	183°05'00"	24.25
E-10	E-11	147°28'00"	11.24
E-11	E-12	141°13'00"	10.29
E-12	E-13	157°53'00"	11.90
E-13	E-14	160°43'00"	19.11
E-14	E-15	120°21'00"	23.72
E-15	E-16	124°56'00"	23.68
E-16	E-17	128°30'00"	26.22
E-17	E-18	128°54'00"	19.92
E-18	E-19	160°49'00"	13.79
E-19	E-20	110°28'00"	13.90
E-20	E-21	155°09'00"	22.91
E-21	E-22	055°25'00"	18.41
E-22	E-23	30°17'00"	2.74

MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)	ERONIA INDICADA
UBICACION ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO.	FECHA DICIEMBRE, 2018
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)	
No. de: _____ Ing. Municipal: _____ Asesor: _____	No. de: _____ Alcalde Municipal: _____ CARGO: _____ CARLOS F. NUÑEZ C.
CONTENIDO PLANTA GENERAL DE SISTEMA LOCALIZACIÓN DE POZOS DE VISITA	
3 6	



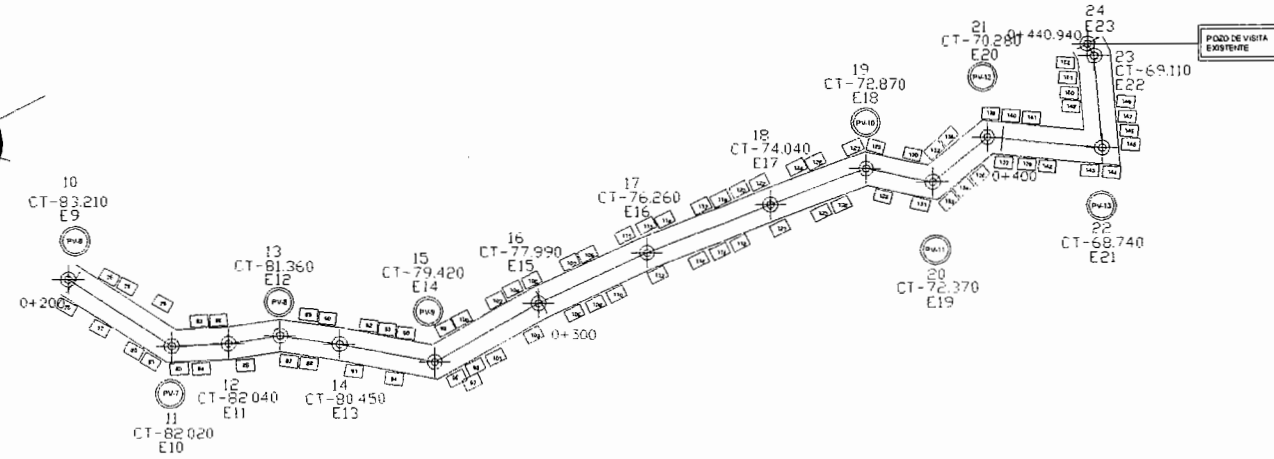
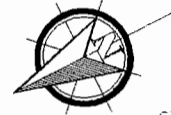
NOMENCLATURA			
PLANTA	PERFIL		
	# DE POZO DE VISITA (PV)		REGISTRO A CONSTRUIR
	TUBERIA A COLOCAR		TUBERIA A COLOCAR
	SENTIDO DE FLUJO		PERFIL DEL TERRENO
	VIVIENDAS		C.I.E. COTA INVERT DE ENTRADA
	DIAMETRO DE TUBERIA		C.I.S. COTA INVERT DE SALIDA
	S(%) PENDIENTE		P.V. POZO DE VISITA
			C.T. COTA DE TERRENO

NOTA: TODA LA TUBERÍA SERÁ PVC SEGUN NORMA 3034



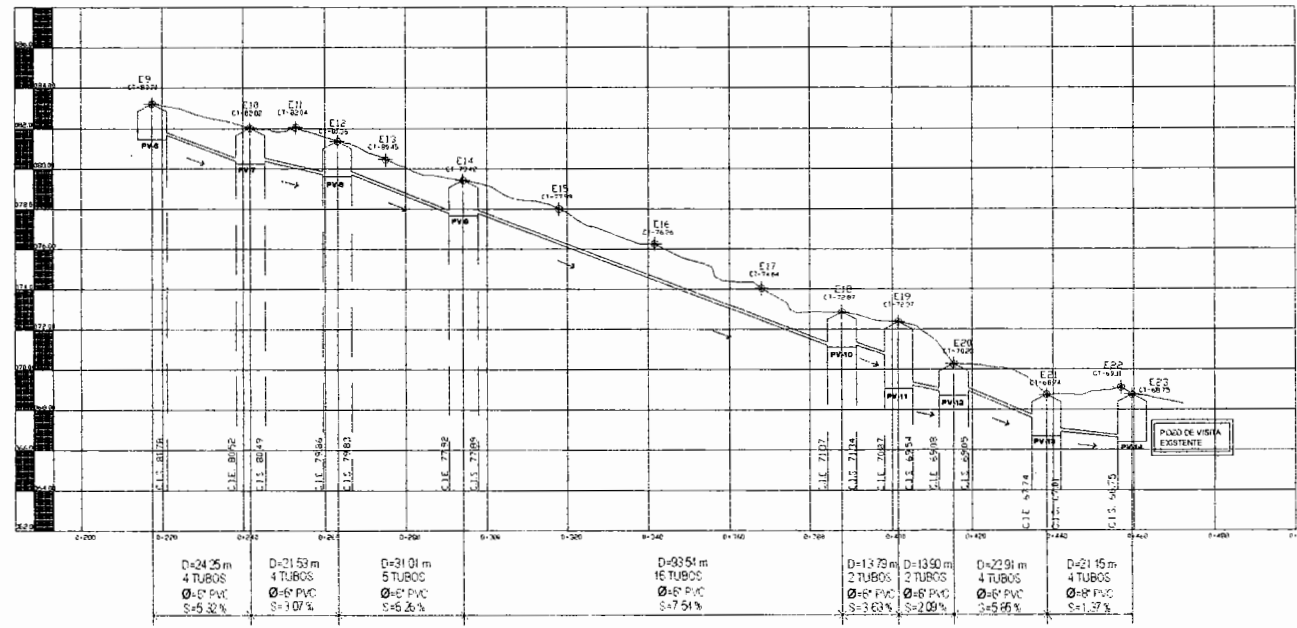
PLANTA - PERFIL DE E0 A E9
 ESCALA VERTICAL: 1/200
 ESCALA HORIZONTAL: 1/1000

MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)	ESCALA INDICADA
UBICACION ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOCOTENANGO.	FECHA DICIEMBRE, 2010
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)	
Vs. Sr. Ing. Manuel Ortiz Asesor	Vs. Sr. Alcalde Municipal
ORDENADO: CARLOS P. NUÑEZ C.	REVISADO: CARLOS P. NUÑEZ C.
ELABORADO: DANIEL ORTIZ NUÑEZ C.	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL	NO. DE HOJA: 4 / 6



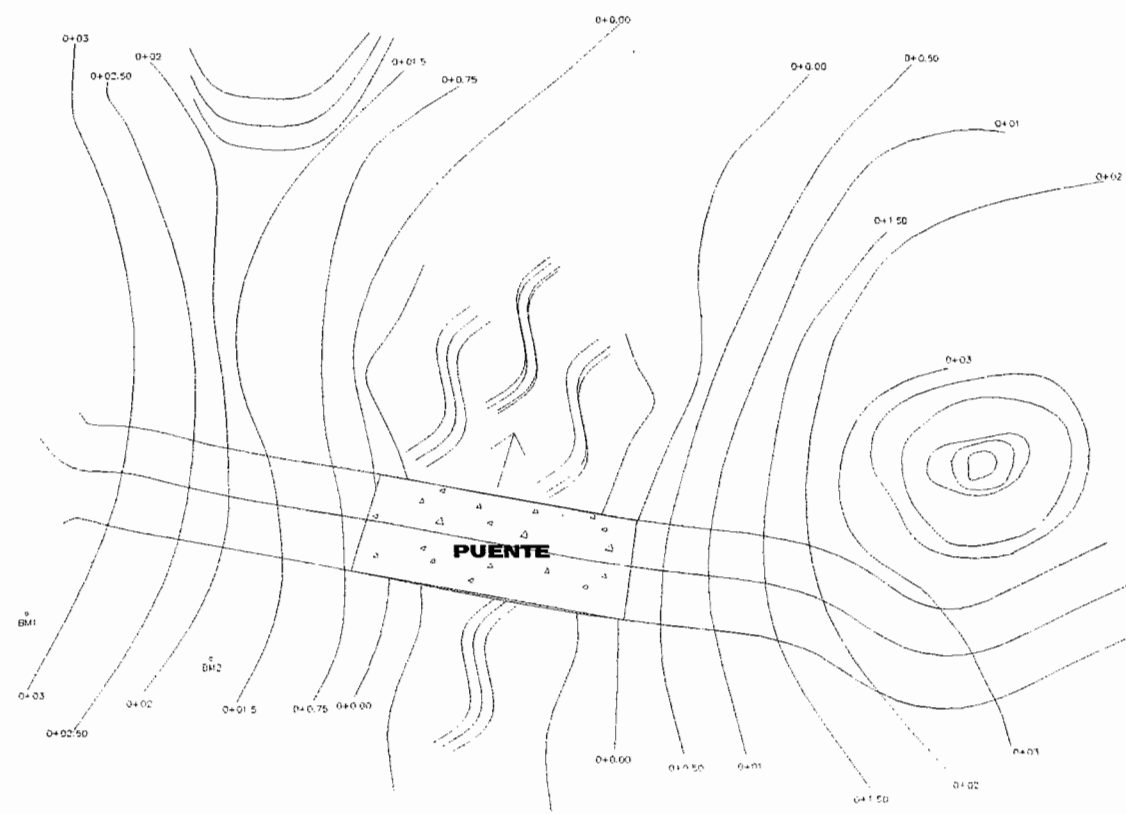
NOMENCLATURA	
PLANTA	PERFIL
DE POZO DE VISTA (PV)	REGISTRO A CONSTRUIR
TUBERIA A COLOCAR	TUBERIA A COLOCAR
SENTIDO DE FLUJO	PERFIL DEL TERRENO
VIVIENDAS	C.I.E. COTA INVERT DE ENTRADA
DIAMETRO DE TUBERIA	C.I.S. COTA INVERT DE SALIDA
S(%) PENDIENTE	P.V. POZO DE VISTA
	C.T. COTA DE TERRENO

NOTA: TODA LA TUBERIA SERA PVC SEGUN NORMA 30.34



PLANTA - PERFIL DE E9 A E23
 ESCALA VERTICAL: 1/200
 ESCALA HORIZONTAL: 1/1000

MUNICIPALIDAD DE JOGOTENANGO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO: DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO (FASE II)	ESCALA: INDICADA
UBICACION: ALDEA SAN JOSE LA RINCONADA, JOGOTENANGO.	FECHA: DICIEMBRE, 2008
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)	
Vs. Sr. _____ Municipal	Vs. Sr. _____ Municipal
DISENYO: CARLOS P. NUÑEZ C.	CALCULO: CARLOS P. NUÑEZ C.
DATEADO: _____	HOJA NO. 5
PLANTA - PERFIL	6



PLANTA DE PUENTE

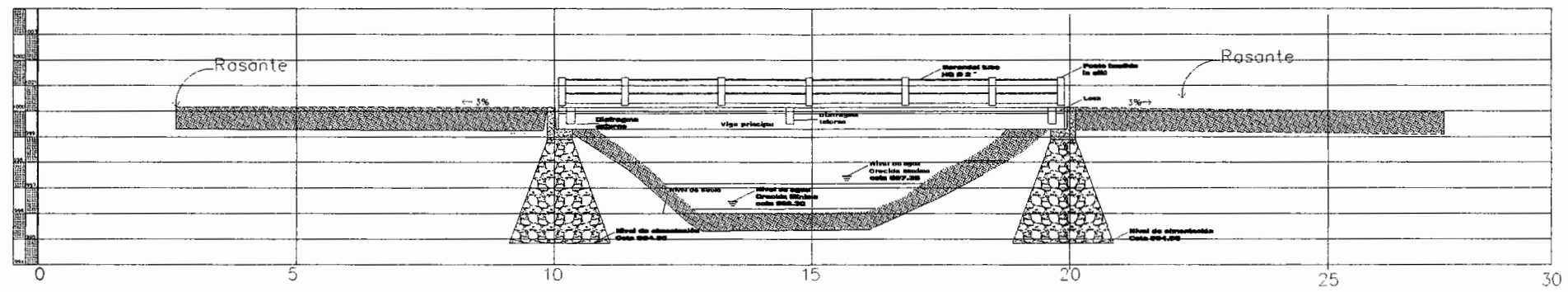
sin escala

- ESPECIFICACIONES**
- Concreto ciclópeo:** tendrá la siguiente proporción:
67% Concreto clase 3000 lbs/plg²
33% Piedra bola de 10 cms. de diámetro mínimo y 15 cms máximo.
 - CONCRETO:**
F_c: 281 kg/cm², 4000 PSI
 - LOSA:**
La losa de concreto debe dársele un desnivel de 2% hacia los lados y la superficie debe quedar cernida con cemento arena proporción (1:2).
 - F_y = 2810 kg/cm².
F_y = 4200 kg/cm².
 - Recubrimiento de 5cm. para losas arriba y 2.5 cm. abajo, 5 cm. de recubrimiento para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: 15 diámetros de la barra a la luz/20.
- Traslapes: se evitara localizar traslapes en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberan colocarse alternos a cada 80 cm.
- Ganchos: los doblajes deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, a 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

EST	P.O	AZIMUT	COTA
BM1	B+12	102°41'12"	99.34
BM1	1	354°32'56"	99.10
1	2	143°31'50"	98.94
2	3	106°43'22"	97.40
3	4	123°11'20"	98.37
4	5	100°31'14"	98.50
5	6	97°8'03"	97.74
6	7	121°21'39"	100.26
7	8	106°11'18"	96.93
8	9	66°43'83"	97.44

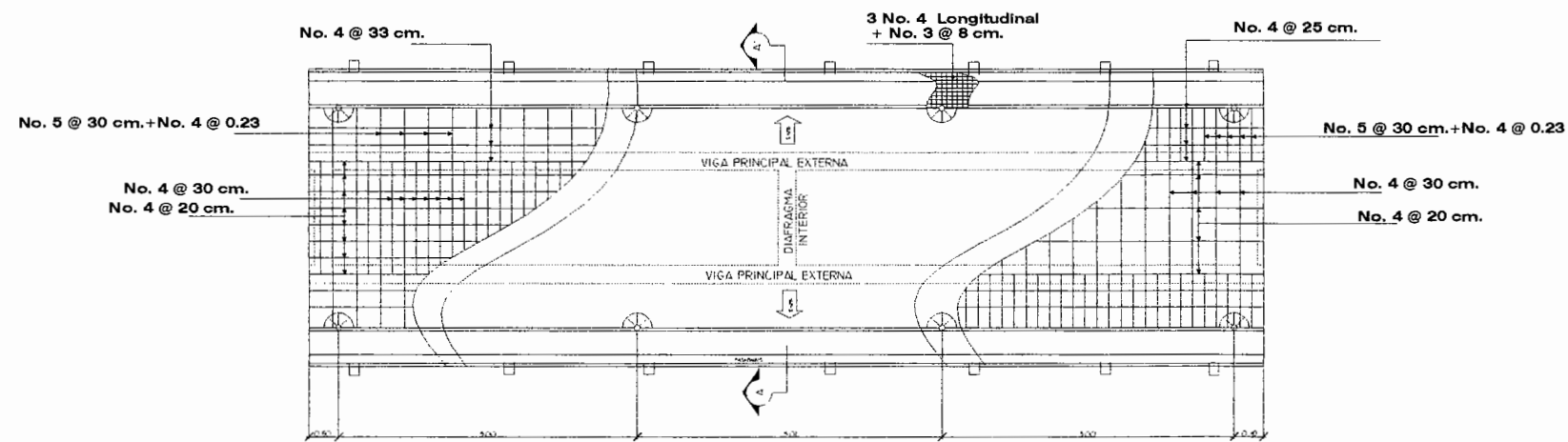
MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

PROYECTO DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	ESCALA INDICADA
UBICACION ALDEA PALMILLA ARRIBA, QUETZALTEPEQUE, CHIMULULA	FECHA FEBRERO, 2009
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)	
El Sr. _____ Titular de la Propiedad	El Sr. _____ Alcalde Municipal
DISEÑO: CARLOS F. NAJERA C.	CALCULO: CARLOS F. NAJERA C.
CONTENIDO: PLANTA DEL PUENTE	PAGINA: 1 5



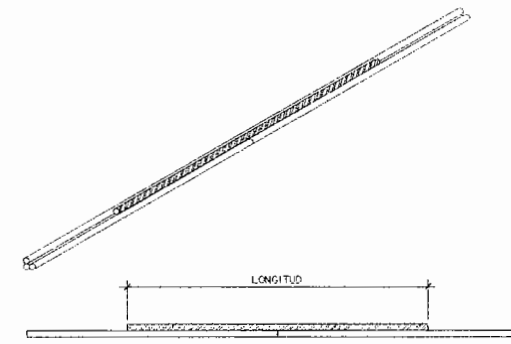
PERFIL DE LÍNEA CENTRAL

sin escala



PLANTA DE ARMADO DE LOSA DE PUENTE

Sin escala



EMPALME SIN ESCALA

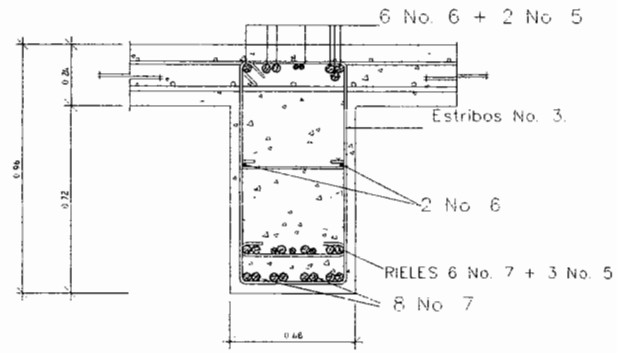
EMPALMES	
REFUERZO	LONGITUD
No. 3	0.40
No. 4	0.50
No. 5	0.20
No. 6	0.70
No. 7	1.00
No. 8	1.20

MUNICIPALIDAD DE JOJOTENANGO
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

PROYECTO	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	ESCALA	INDICADA
UBICACION	ALDEA PALMILLA ARRIBA, QUETZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	FECHA	FEBRERO, 2019

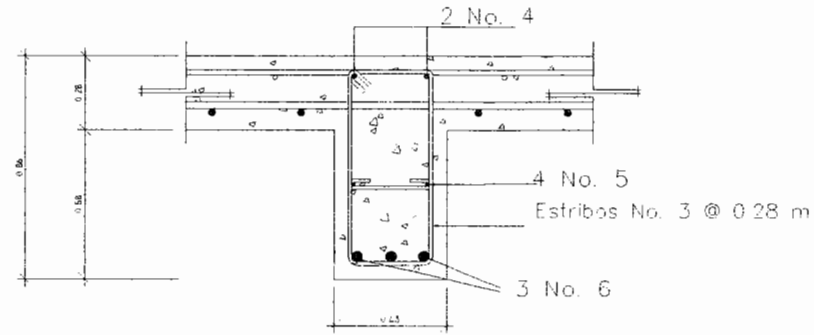
AREA DE INFRAESTRUCTURA (DMP)	
DISEÑO	OSWALDO F. NAJERA G.
CALIDAD	OSWALDO F. NAJERA G.

CONTENIDO	PERFIL Y PLANTA ARMADO PUENTE	FOJA No.	2/5
-----------	-------------------------------	----------	-----



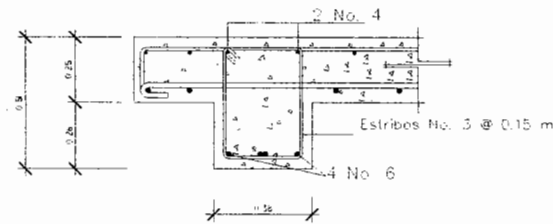
VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1:12.5



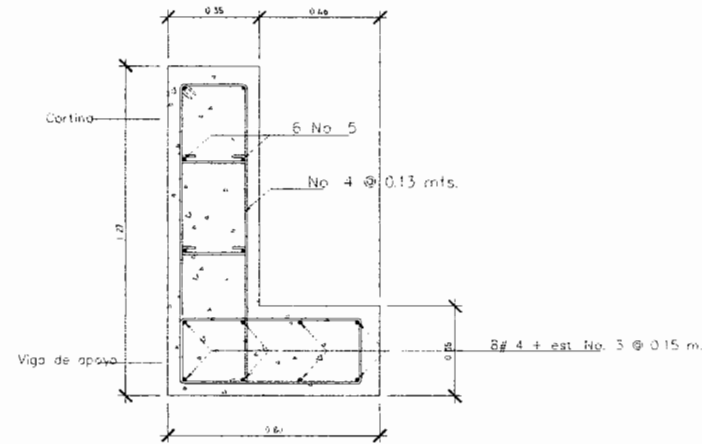
DIAFRAGMA INTERNO

ESCALA 1:12.5



DIAFRAGMA EXTERNO

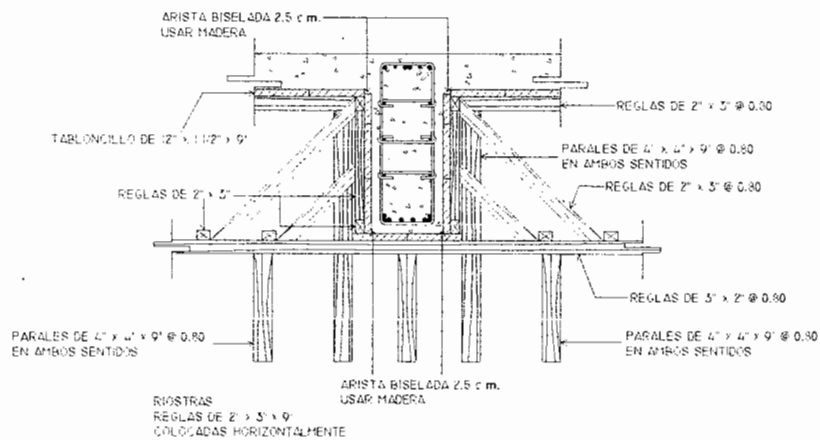
ESCALA 1:12.5



VIGA DE APOYO + CORTINA

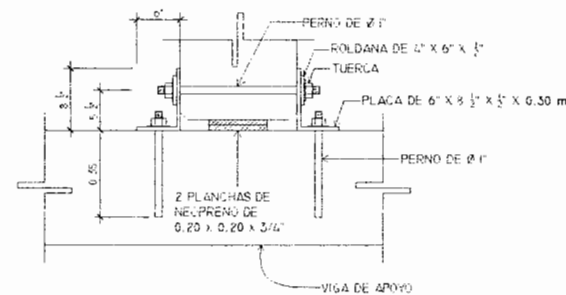
Escala 1:12.5

PLANTILLA DE MATERIALES							
ESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN	TIPO	CANTIDAD	Ø	LONGITUD	CANTIDAD VARILLAS	ESQUEMA
LOSA Y BANQUETA	ACERO LONGITUDINAL CAMA SUPERIOR	L1	20	No. 4	10.25	35	L1
	ACERO TRANSVERSAL CAMA SUPERIOR	L2	53	No. 4	5.20	33	L2
	ACERO LONGITUDINAL CAMA INFERIOR	L3	24	No. 4	10.25	41	L3
	ACERO TRANSVERSAL CAMA INFERIOR	L4	35	No. 4	5.30	35	L2
VIGAS PRINCIPALES	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	V1	4	No. 5	10.60	8	V1, V2, V7
		V2	12	No. 6	10.60	22	
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	V3	12	No. 5	10.60	22	V3, V6
		V4	28	No. 7	10.60	50	
VIGAS PRINCIPALES	ESTRIBOS	E1	204	No. 3	2.60	88	E1, E2
	ESLABONES	E2	400	No. 3	0.45	30	
DIAFRAGMA INTERNO	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	D1	2	No. 4	2.60	1	D1, D5
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	D5	3	No. 6	2.60	2	D5
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	D5	4	No. 5	2.55	2	E3, E4
	ESTRIBOS	E3	8	No. 3	1.90	3	
DIAFRAGMA INTERNO	ESLABONES	E4	10	No. 4	0.35	1	
	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	D6	4	No. 4	2.70	2	D6, D8
DIAFRAGMA EXTERNO	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	D7	8	No. 6	2.70	2	D7
	ESTRIBOS	E5	10	No. 4	1.50	3	E5, E6
DIAFRAGMA EXTERNO	ESLABONES	E6	10	No. 3	0.35	1	
	ACERO CORRIDO	C1	12	No. 5	4.60	10	C1
CORTINA	ESTRIBOS	E7	70	No. 4	2.8	33	E7, E8
	ESLABONES	E8	184	No. 4	0.35	11	
VIGA DE APOYO	ACERO CORRIDO	V8	16	No. 4	4.90	14	V8
	ESTRIBOS	E9	65	No. 4	2.20	24	E9, E10
VIGA DE APOYO	ESLABONES	E10	12	No. 4	0.45	7	
	ACERO LONGITUDINAL	L5	48	No. 4	1.50	11	L5, E11
POSTES	ESTRIBOS	E11	82	No. 3	0.65	0	



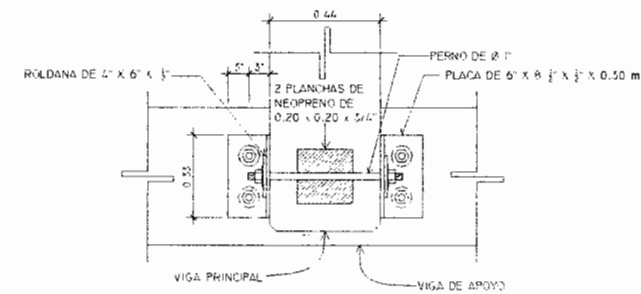
ENCOFRADO

ESC. 1/20



ALZADO DE ANCLAJE

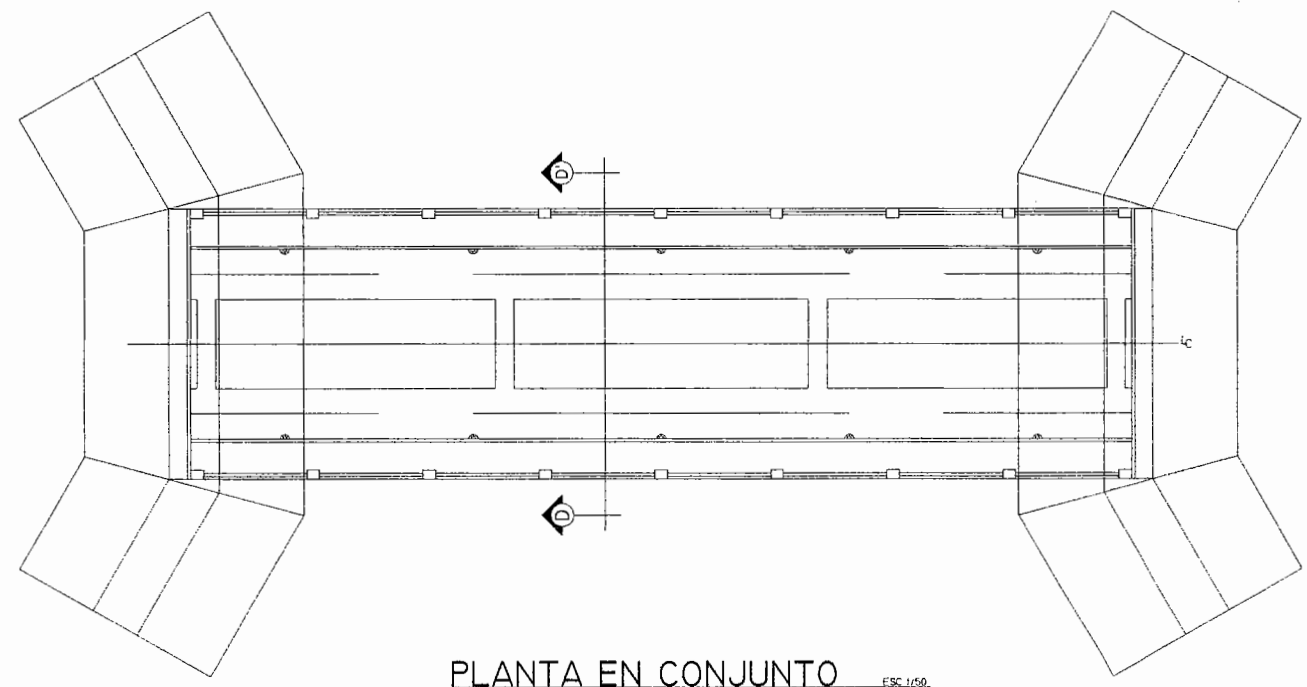
ESC. 1/12.5



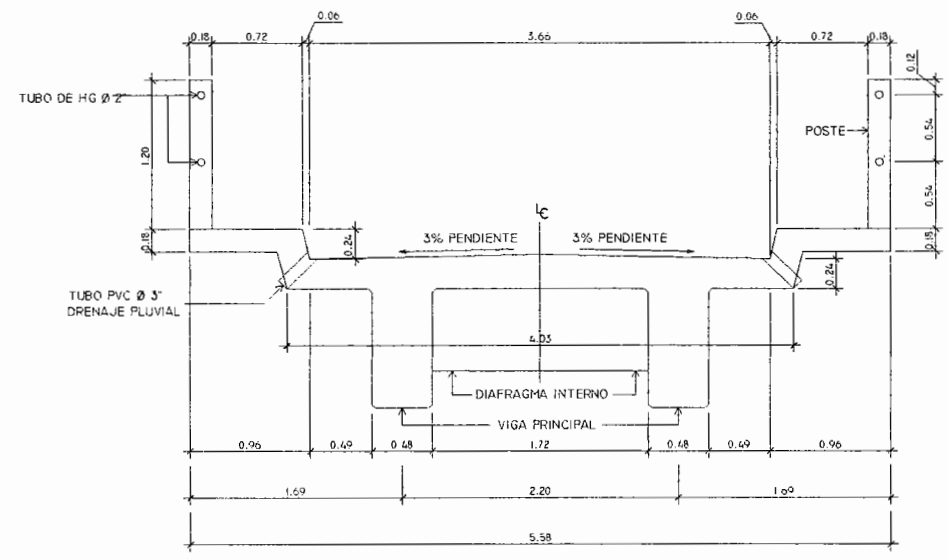
PLANTA DE DETALLE DE ANCLAJE

ESC. 1/12.5

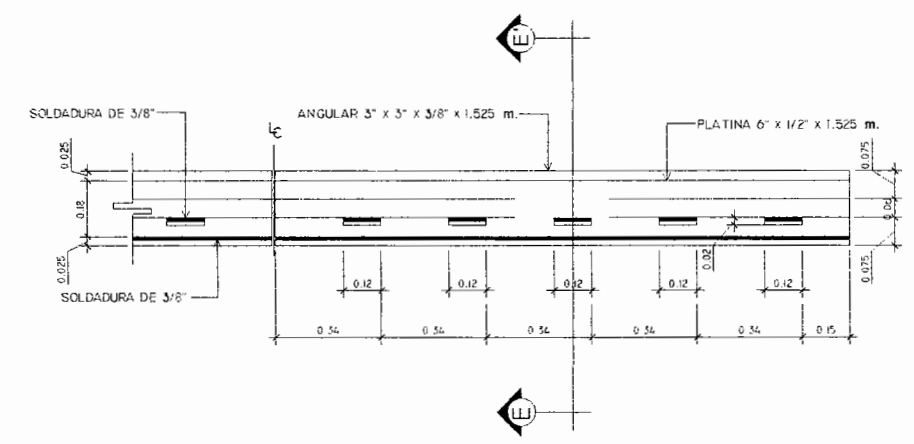
MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION		
PROYECTO	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	ESCALA
UBICACION	ALDEA PALMILLA ARRIBA, QUIETZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	FECHA
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)		
VA. No.	VA. No.	DISEÑO
10	10	CARLOS F. HERRERA G.
10	10	GAUDILIO
10	10	DAVID F. HERRERA G.
DETALLES DE ELEMENTOS		
3/5		



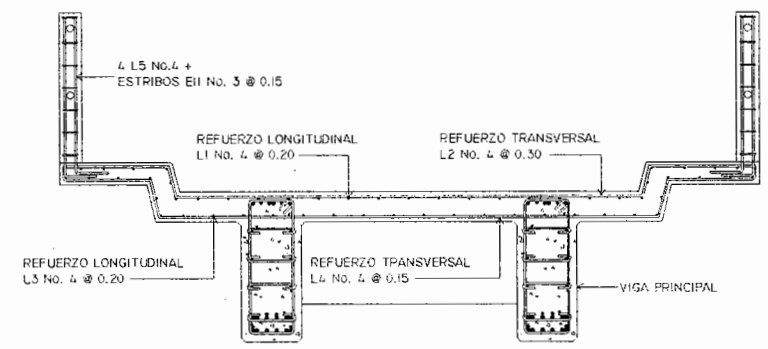
PLANTA EN CONJUNTO ESC 1/50



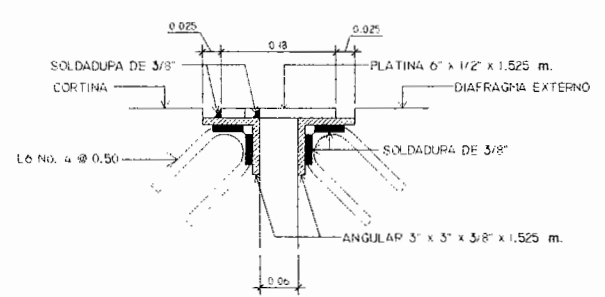
SECCIÓN D-D' GEOMETRÍA ESC 1/25



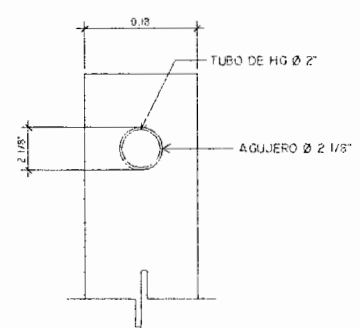
PLANTA DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN DISTRIBUCIÓN DE LOS AGUJEROS PARA SOLDADURA ESC 1/10



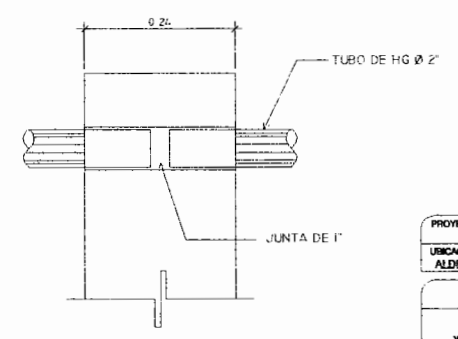
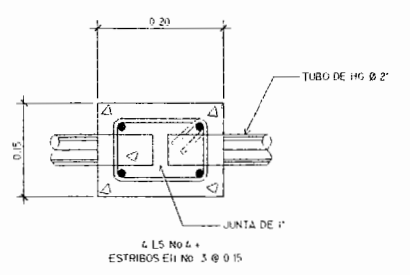
SECCIÓN D-D' REFUERZO ESC 1/25



SECCIÓN E-E' ESC 1/5



DETALLE DE POSTE ESC 1/5



MUNICIPALIDAD DE JOCOTENANGO OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	
PROYECTO DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	FECHA FEBRERO, 2009
UBICACION ALDEA PALMILLA ARRIBA, QUIETZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	DISEÑO CARLOS F. NAJERA C.
AREA DE INFRAESTRUCTURA (OMP)	
Ver. Br. Ing. Carlos F. Najera C. Asesor	Ver. Br. Asesor Municipal CARLOS F. NAJERA C.
CONTENIDO DETALLE Y ACOTADOS	HOJA No. 5 5