



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y
PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN
JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

Jairo Andrés Neftalí Morales Cutzal

Asesorado por la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto

Guatemala, noviembre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y
PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN
JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JAIRO ANDRÉS NEFTALÍ MORALES CUTZAL
ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y
PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN
JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO.**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de noviembre de 2010.

Jairo Andrés Neftalí Morales Cutzal



REF.EPS.DOC.1057.08.11

Guatemala 16 de agosto de 2011

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

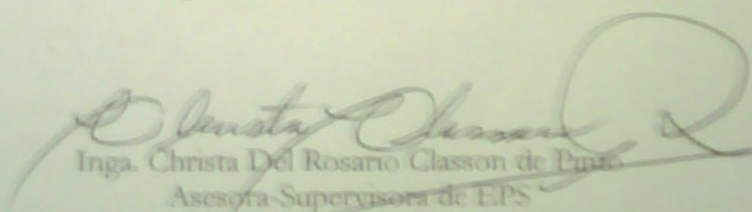
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Jairo Andrés Nestali Morales Cutzal** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **9515710**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO"**.

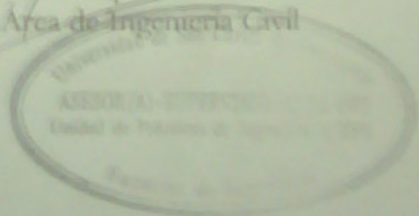
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Del Rosario Classon de Pineda
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
CDRCdP/ra



Guatemala, 23 de agosto de 2011.
REF.EPS.D.733.08.11

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

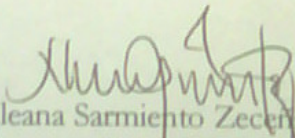
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

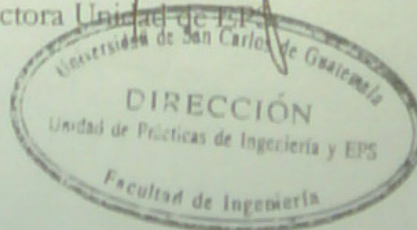
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Jairo Andrés Neftalí Morales Cutzal**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Christa Del Rosario Classon de Pinto.

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 Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS



NISZ/ra



Guatemala,
22 de agosto de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

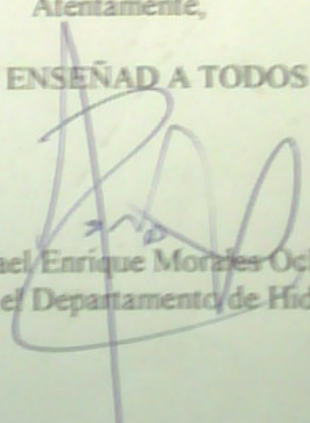
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jairo Andrés Nefthali Morales Cutzal, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto.

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 INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

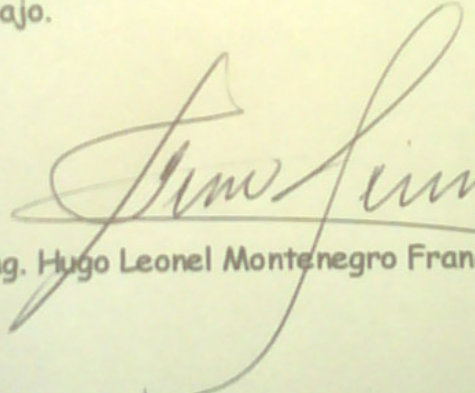
Abdeh



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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Jairo Andrés Neftalí Morales Cutzal, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2011

/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 DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO Y PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO EN EL CASO URBANO DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ POAQUIL, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario Jairo Andrés Neftalí Morales Cutzal, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Reinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Mi Padre Celestial, por darme vida, salud, sabiduría y paciencia para culminar una de mis metas.
- Mis padres** Por todo su amor, apoyo, enseñanzas y consejos hasta el día de hoy. Por mostrarme el camino del bien y del éxito, por enseñarme a no rendirme y levantarse ante los problemas y las dificultades.
- Mis hermanos** Por su amistad, apoyo y amor fraternal.
- Mis amigos** Por el esfuerzo y conocimientos compartidos y adquiridos.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, dirección, fuerza, protección y permitirme lograr este triunfo.
Mis padres	Andrés Morales Chitíc, Paula Cutzal Morales, por sus múltiples sacrificios, apoyo y amor incondicional que me brindaron, a ellos dedico este triunfo alcanzado.
Mis hermanos	Otto Humberto, Helga Aida, Nehemías Bilgaí, con cariño y aprecio, por su comprensión y apoyo, que mi triunfo sea un ejemplo para que sigan adelante.
Mis sobrinos	Raquel, Eydam, Andrés, Josselyn Akary, con amor.
Universidad de San Carlos	En especial a la Facultad de Ingeniería, por darme la oportunidad de expandir mis conocimientos científicos, técnicos y éticos en tan prestigiosa casa de estudios.
Inga. Christa Classon de Pinto	Por brindar el apoyo técnico profesional brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.

Municipalidad de San José Poaquil Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado en sus instalaciones, especialmente al T.S Alfredo Simón Morales Alcalde Municipal, Hilario Tubác Morales (DMP), por su apoyo incondicional.

Mis amigos Por el esfuerzo y conocimientos compartidos y adquiridos.

A todas las personas que de alguna manera colaboraron en la realización del siguiente trabajo de graduación, que Dios los bendiga y los llene de éxitos en el futuro.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE SÍMBOLOS	III
GLOSARIO	V
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	XI
INTRODUCCIÓN	XIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.2. Ubicación de los proyectos	3
1.3. Aspectos territoriales	4
1.3.1. Extensión territorial	4
1.3.2. Localización y colindancias	4
1.3.3. Distancia	4
1.3.4. División	5
1.4. Aspectos físicos y naturales	6
1.4.1. Altitud	6
1.4.2. Clima	6
1.4.3. Suelos	6
1.4.4. Flora y fauna	6
1.4.5. Hidrología	7
1.5. Aspectos sociales	8
1.5.1. Demografía	8
1.5.2. Religión	8

1.6.	Organización social	9
1.7.	Días festivos, costumbres y tradiciones	9
1.8.	Aspectos productivos	10
1.8.1.	Industria	10
1.8.2.	Artesanía	10
1.8.3.	Comercio	10
1.9.	Servicios existentes.....	10
1.9.1.	Servicio de agua potable	10
1.9.2.	Servicio de alcantarillado sanitario	11
1.9.3.	Energía eléctrica.....	11
1.9.4.	Comunicación	11
1.9.5.	Servicio vial.....	11
1.9.6.	Salud.....	11
1.9.7.	Educación	12
1.10.	Descripción de las necesidades.....	13
1.11.	Justificación social.....	13
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	15
2.1.	Diseño de sistema de drenaje sanitario para el casco urbano, San José Poaquil	15
2.1.1.	Descripción del proyecto	15
2.1.2.	Aspectos preliminares	15
2.1.3.	Levantamiento topográfico	15
2.1.4.	Levantamiento planimétrico.....	16
2.1.5.	Levantamiento altimétrico.....	16
2.1.6.	Población futura.....	17
2.1.7.	Período de diseño	18
2.1.8.	Diseño del sistema	18
2.1.8.1	Partes de un sistema de alcantarillado	18

2.1.8.1.1.	Alcantarillas	18
2.1.8.1.2.	Pozo de visita	19
2.1.8.1.3.	Conexión domiciliar.....	19
2.1.8.2.	Cálculo de caudales	19
2.1.8.2.1.	Consideraciones generales	19
2.1.8.2.2.	Caudal domiciliar	21
2.1.8.2.3.	Caudal de conexiones ilícitas	22
2.1.8.2.4.	Caudal de infiltración	22
2.1.8.2.5.	Caudal comercial	23
2.1.8.2.6.	Caudal industrial	24
2.1.8.2.7.	Caudal medio.....	24
2.1.8.3.	Factor de caudal medio	25
2.1.8.4.	Factor de Harmond.....	25
2.1.8.5.	Caudal de diseño.....	26
2.1.8.6.	Pendientes máximas y mínimas	26
2.1.8.7.	Principios hidráulicos.....	27
2.1.8.7.1.	Ecuación de Manning para flujos en canales.....	28
2.1.8.7.2.	Ecuación a sección llena	29
2.1.8.7.3.	Ecuación a sección parcialmente llena	30
2.1.8.7.4.	Relaciones hidráulicas	31
2.1.8.7.5.	Cálculos de cotas invert.....	33
2.1.8.7.6.	Diámetro de tuberías	34
2.1.8.7.7.	Factor de rugosidad	34
2.1.8.7.8.	Pozos de visita.....	35
2.1.8.7.9.	Conexiones domiciliarias	37
2.1.8.7.10.	Profundidad de la tubería.....	38
2.1.8.7.11.	Normas y recomendaciones	39

2.1.8.7.12.	Volumen de excavación	40
2.1.8.7.13.	Especificaciones técnicas.....	40
2.1.8.7.14.	Diseño de la red de alcantarillado sanitario	40
2.1.8.7.15.	Desfogue	45
2.1.8.8.	Planos.....	46
2.1.8.9.	Presupuesto	46
2.1.9.	Evaluación socio-económica	59
2.1.10.	Evaluación de impacto ambiental	47
2.1.10.1.	Metodología	47
2.1.10.2.	Componentes utilidades en la matriz de Leopold	47
2.1.10.3.	Impactos ocasionados al ambiente	49
2.1.10.4.	Impactos adversos no significativos	49
2.1.10.5.	Impactos adversos significativos.....	53
2.1.10.6.	Mantenimiento preventivo y correctivo	54
2.1.10.7.	Medidas de mitigación a los principales impactos.....	54
2.1.10.8.	Plan de seguridad ambiental.....	56
2.1.10.9.	Plan de contingencia	57
2.1.10.10.	Plan de seguridad humana	57
2.1.10.11.	Conclusiones	58
2.1.11.	Evaluación socio-económica.....	59
2.1.11.1.	Valor presente neto	59
2.1.11.2.	Tasa interna de retorno	59
2.2.	Diseño de puente vehicular para el casco urbano	61
2.2.1.	Descripción del proyecto	61
2.2.2.	Estudio hidrológico	61
2.2.2.1.	Crecientes	61

2.2.2.1.1.	Método de sección-pendiente	62
2.2.2.2.	Cálculo del caudal máximo	63
2.2.3.	Levantamiento topográfico	64
2.2.4.	Estudio de suelo.....	66
2.2.5.	Descripción de la alternativa propuesta	66
2.2.6.	Datos y bases de diseño	67
2.2.7.	Pre-dimensionamiento	67
2.2.7.1.	Losa.....	69
2.2.7.2.	Viga principal.....	68
2.2.7.3.	Diafragmas	68
2.2.7.3.1.	Diafragmas externos	69
2.2.7.3.2.	Diafragmas internos	69
2.2.7.3.3.	Viga de apoyo y cortina.....	69
2.2.8.	Determinación de cargas muertas para diseño de elementos estructurales del puente	70
2.2.9.	Diseño de losa.....	70
2.2.9.1.	Integración de cargas.....	70
2.2.9.2.	Cálculo de momentos.....	71
2.2.9.2.1.	Momento debido a la carga muerta.....	71
2.2.9.2.2.	Momento debido a la carga viva.....	72
2.2.9.2.3.	Momento debido a la carga de impacto	73
2.2.9.2.1.	Momento último	73
2.2.9.3.	Cálculo de acero de refuerzo	74
2.2.9.3.1.	Refuerzo de acero cama inferior transversal	75

	2.2.9.3.2.	Refuerzo de acero cama superior transversal	75
	2.2.9.3.3.	Refuerzo longitudinal	76
	2.2.9.3.4.	Refuerzo longitudinal cama superior	76
2.2.10.		Diseño de la acera	77
2.2.11.		Diseño de la viga principal	78
	2.2.11.1.	Cálculo de momentos	78
	2.2.11.1.1.	Momento por carga viva	80
	2.2.11.1.2.	Momento debido a la carga de impacto	81
	2.2.11.1.3.	Momento debido a la carga muerta	81
	2.2.11.1.4.	Cálculo del momento total actuante en la viga	82
	2.2.11.1.5.	Cálculo de refuerzo	82
	2.2.11.2.	Cálculo de corte en la viga	84
	2.2.11.2.1.	Corte debido a la carga viva	85
	2.2.11.2.2.	Corte debido a la carga muerta muerta	85
	2.2.11.2.3.	Corte debido al impacto	86
	2.2.11.2.4.	Corte último	86
	2.2.11.2.5.	Cálculo de refuerzo a corte	86
	2.2.11.2.6.	Cálculo de espaciamiento de estribos	86
2.2.12.		Diseño de diafragmas	87
	2.2.12.1.	Diafragmas externos	87
	2.2.12.1.1.	Cálculo de refuerzo	88
	2.2.12.1.2.	Cálculo del acero adicional	88

2.2.12.2.	Diafragma interno.....	89
2.2.12.2.1.	Refuerzo de acero mínimo.....	89
2.2.12.2.2.	Refuerzo adicional.....	90
2.2.13.	Diseño de la subestructura.....	90
2.2.13.1.	Diseño de la cortina.....	91
2.2.13.1.1.	Fuerza de sismo.....	93
2.2.13.1.2.	Fuerza longitudinal.....	93
2.2.13.1.3.	Cálculo de momentos.....	94
2.2.13.1.4.	Combinación de cargas.....	94
2.2.13.1.5.	Cálculo de refuerzo.....	95
2.2.13.1.6.	Chequeo por corte.....	95
2.2.14.	Diseño de la viga de apoyo.....	96
2.2.14.1.	Cálculo de refuerzo.....	96
2.2.15.	Análisis y diseño de los estribos.....	96
2.2.15.1.	Momento de volteo.....	99
2.2.15.2.	Momento estabilizante.....	99
2.2.15.3.	Chequeo del estribo sin superestructura.....	100
2.2.15.4.	Chequeo del estribo con superestructura y carga viva.....	103
2.2.15.5.	Chequeo del estribo por efectos de sismo sin carga viva.....	104
2.2.16.	Diseño de neopreno.....	107
2.2.16.1.	Área de neopreno.....	107
2.2.17.	Elaboración de planos.....	107
2.2.18.	Presupuesto del puente vehicular.....	108
2.2.19.	Estudio de impacto ambiental.....	109
2.2.19.1.	Evaluación de impactos.....	110
2.2.19.2.	Vulnerabilidad.....	111
2.2.19.3.	Riesgos.....	112

2.2.19.4. Medidas de mitigación	113
CONCLUSIONES.....	115
RECOMENDACIONES	117
BIBLIOGRAFÍA.....	119
APÉNDICE	121

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa del municipio de San José Poaquil.....	3
2.	Sección del canal	28
3.	Área de sección parcialmente llena.....	31
4.	Partes de un pozo de visita	36
5.	Área de la sección del río	62
6.	Planta de la superestructura.....	65
7.	Sección transversal	65
8.	Esquema final armado de losa	77
9.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	80
10.	Armado de diafragma Externo.....	89
11.	Armado de diafragma interno	90
12.	Diagrama de presiones	92
13.	Sección del estribo del puente	98

TABLAS

I.	Aldeas, caseríos y zonas del municipio de San José Poaquil.....	5
II.	Nivel primario: tasa bruta de escolarización por sexo	12
III.	Tasa neta de escolarización por sexo	12
IV.	Relaciones hidráulicas sección circular	32
V.	Factores de rugosidad (n)	35
VI.	Profundidad mínima de la cota invert (m).....	39
VII.	Ancho libre de zanja según profundidad y diámetro.....	39

VIII.	Momento de volteo del puente de la cabecera municipal	99
IX.	Momento estabilizante del puente de la cabecera municipal	100
X.	Momento de volteo por sismo	105
XI.	Cuadro de cantidades estimadas de trabajo	108

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura de viga
Asmáx	Área de acero máximo
Asmín	Área de acero mínimo
Q	Caudal
qm, qmactual, q	Caudal de diseño
cm	Centímetro
Ø	Diámetro de tubería
Fc	Esfuerzo de compresión
σ	Esfuerzo de flexión
fqm	Factor de caudal medio
Kg	Kilogramo
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado

Lb	Libra
Lts/seg	Litros por segundo
Mcm	Momento carga última
Mcv	Momento carga viva
mm	Milímetro
Mu	Momento último
d	Peralte efectivo
S%	Pendiente de la tubería en porcentaje
t	Peralte
ton/m2	Tonelada por metro cuadrado
V	Velocidad de diseño

GLOSARIO

AASTHO	American Association Transportation of Highway Officials.
Afluente	Caudal de agua que sale de la alcantarilla.
Aguas residuales	Son las aguas retiradas de una vivienda, comercio o industria, después de haber sido utilizadas. Estas tienen una relación directa con el caudal que ingresa, ya que una menor parte es consumida en diversos usos. Otros términos utilizados como sinónimos son aguas servidas, aguas negras o cloacales.
Alcantarillado	Sistema formado por obras accesorias, tuberías o conductos generalmente cerrados, que no trabajan a presión y que conducen aguas residuales o pluviales.
Altimetría	Parte de la topografía que sirve para medir las alturas de un terreno referenciadas a un punto.
Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.

Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Caudal	Es un volumen de líquido que circula a través de una tubería en una unidad de tiempo determinado.
Colector	Tubería, generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas indeseables de la población al lugar de desfogue.
Cota <i>invert</i>	Es la cota de la parte inferior del diámetro interno de la tubería instalada.
Candela	Receptor de aguas residuales provenientes del interior de la vivienda.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos.
Conexión domiciliar	Es un sistema de drenaje intradomiciliar que conduce las aguas residuales fuera de la vivienda.
DGOP	Dirección General de Obras Públicas.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Diafragmas	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura.

Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Factor de Harmond	Factor de seguridad para las horas pico, está en relación directa con la población.
Factor de caudal medio	Es la relación entre la suma de los caudales y los habitantes a servir.
Factor de retorno	Porcentaje de agua que después de ser utilizada, retorna al sistema de drenaje o alcantarillado.
Factor de rugosidad	Factor que expresa la intensidad de la rugosidad de una tubería según el material.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Período de diseño	Tiempo que durante el cual la obra diseñada prestará un servicio satisfactorio.

Planimetría	Parte de la topografía, que enseña a representar en una superficie plana una porción terrestre.
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 de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

Para la realización del diseño del puente vehicular, se realizaron estudios para determinar varios factores, tales como necesidades de la población en cuanto a vías de acceso hacia su comunidad, transporte de cultivos, que con el diseño y la posterior construcción de dicho puente beneficiaría en gran parte a la comunidad, para mejoras en sus condiciones de vida, ya que ayudará a mejorar sus ingresos. Además del estudio económico y social de la población, se procedió a realizar los estudios técnicos correspondientes, para el diseño del puente, tales como verificar las condiciones del suelo, dirección de flujo del río, perfiles del terreno, ancho de rodadura, banco de materiales existentes en el lugar.

Además del estudio realizado en el campo, se procedió a una visita a la Dirección General de Caminos, para recabar información necesaria relacionada al ancho de rodadura que se puede utilizar para el diseño de un puente vehicular en el área rural, así como diversos criterios técnicos empleados por la normativa AASHTO y otros por la institución mencionada.

De la misma manera, para el diseño del sistema de drenaje sanitario para el casco urbano, se conversó con representantes de la comunidad acerca de la necesidad que existe, para la construcción de un sistema de drenaje sanitario, ya que beneficiaría de gran manera a la población para prevenir enfermedades en especial a los niños que son los más afectados.

También se realizó un estudio técnico para tomar los criterios de diseño, tales como ubicación de los pozos de visita, colector, candelas, entre otros.

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente vehicular y el drenaje sanitario para el casco urbano, de San José Poaquil, departamento de Chimaltenango.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares objeto de este estudio, así también capacitar a los miembros del COCODE sobre los aspectos de funcionamiento y mantenimiento del sistema de drenaje sanitario.
2. Proporcionar un informe para que la comunidad pueda realizar la construcción.
3. Planificar la estructura del puente con base a los criterios formados de los estudios previos, tomando en cuenta la funcionalidad y costo.

INTRODUCCIÓN

Actualmente se emplea el sistema de analizar las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para elegir el lugar más adecuado para la construcción de un puente, prácticamente se requiere que el lugar tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado para resistir los esfuerzos a que vaya a estar sometido.

Es necesario tomar en cuenta al diseñar una estructura, cada una de las especificaciones que existen para la construcción de la misma, esto para evitar las fallas que se pudieran presentar en la estructura, así como para que su vida útil sea óptima.

El presente trabajo de graduación presenta el diseño de un puente vehicular y un drenaje sanitario para el casco urbano de San José Poaquil. Siguiendo especificaciones, recomendaciones, así como algunas consideraciones necesarias para efectuar un diseño adecuado de las estructuras.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

1.1.1. Aspectos generales

San José Poaquil fue creado por el Acuerdo Gubernativo de fecha 01 de noviembre de mil ochocientos noventa y uno (01 de noviembre de 1891) fundamentalmente erase aldea de San Juan Comalapa, anteriormente se llamaba Hacienda de San Juan. Actualmente es el área urbana, anteriormente se le denominaba Pa'chab'aq que en lengua Kaqchikel traducido al español significa Tierra húmeda o entre ciénaga.

Hacienda de San Juan era finca de crianza de ganado vacuno, en aquel entonces las personas que cuidaban la finca y el ganado tenían que entregar semanalmente una res a Comalapa para el almuerzo de la Corporación municipal y el consumo diario del alcalde municipal, de donde no recibían mínima parte de lo dado. Los habitantes estaban muy descontentos con la población de San Juan Comalapa, esto no les permitía satisfacer sus necesidades sociales, materiales y espirituales, como prestar los servicios de cofradías y ajch'ami'y (ministro o alguacil), la plaza les quedaba muy lejos formaron su propia plaza en las planicies donde actualmente es la aldea Ojer Caibal.

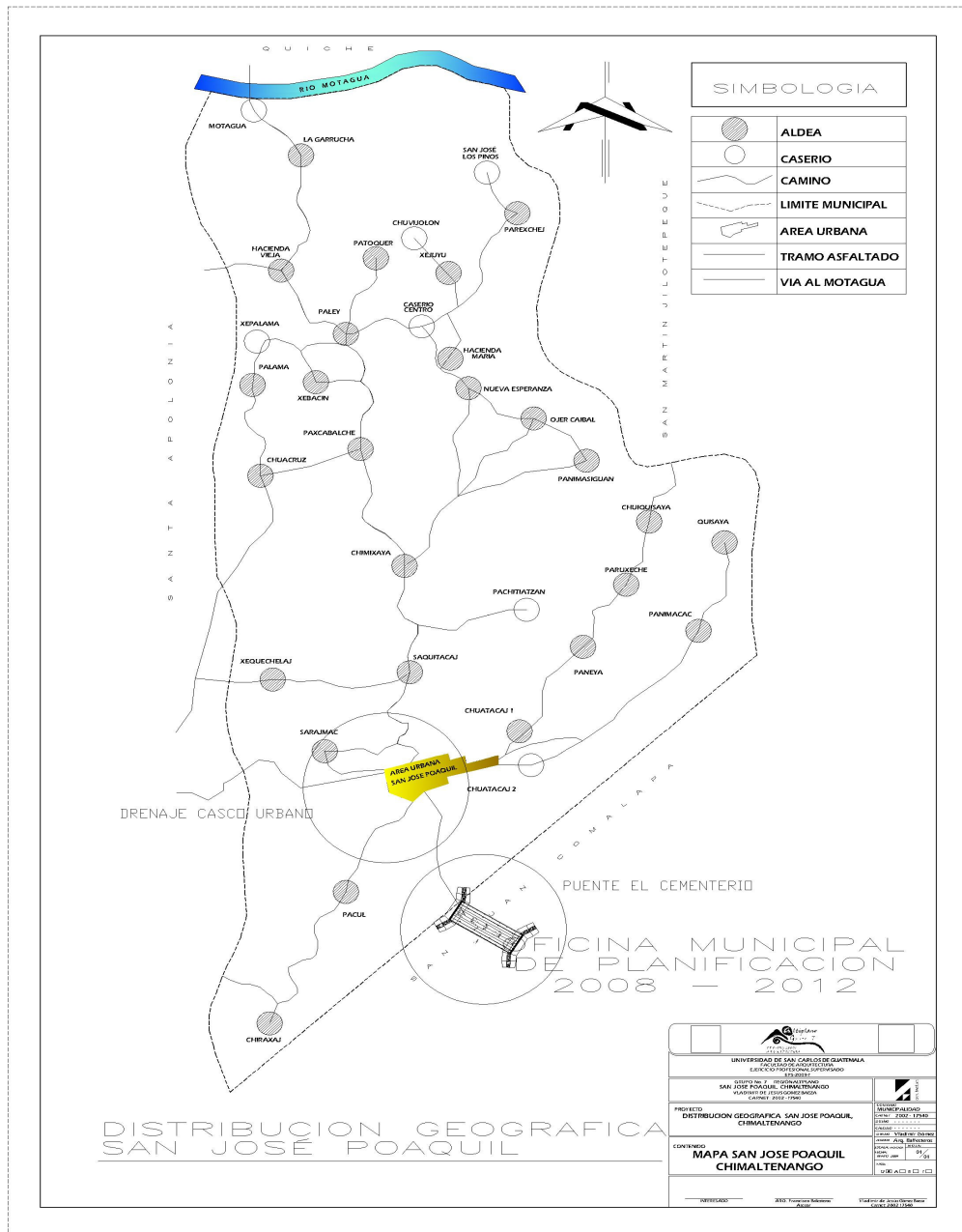
La protesta nació principalmente por los ladinos, porque siempre eran rechazados aún dándole servicios a la población de Comalapa; esto fue uno de los motivos por la cual los líderes trabajaban por independizarse y liberarse de la cabecera municipal. La necesidad era apremiante, por lo que esperaban una oportunidad, fueron informados que el general Justo Rufino Barrios pasaba por estos lugares en su afán de regresar la Ciudad de Santiago de los Caballeros de Guatemala; esta ocasión era aprovechada para prepararle un almuerzo, momento inolvidable para los lugareños, realizado a las orillas del riachuelo Teculcheyá; en ese acontecimiento se le planteó el problema al General Barrios, solicitándole a la vez liberarse de la cabecera municipal de San Juan Comalapa, siendo su respuesta favorable con la condición que asesinen al Alcalde municipal que era entonces el señor Eulalio Otzoy, por su agradecimiento le proporcionaron monedas de plata y oro; el gobernante desde ese entonces les prometió la independencia.

Entre los principales líderes del movimiento están Ernesto Córdova, Plácido Simón, Sebastián Chacach y Sebastián Quill, entre ellos fue electo el primer alcalde el señor Plácido Simón, persona quien organizó y ordenó la apertura de las calles, así como los edificios públicos principalmente, la iglesia católica.

Poaquil (Pwaq Ki'y) está escrita en el dialecto maya Kaqchikel, la cual significa mucho dinero; debido a la influencia religiosa de la época el municipio quedó bajo la advocación de San José, de ahí el nombre del municipio San José Poaquil.

1.2. Ubicación de los proyectos

Figura 1. Mapa del municipio de San José Poaquil



Fuente: Municipalidad de San José Poaquil.

1.3. Aspectos territoriales

1.3.1. Extensión territorial

San José Poaquil perteneciente a Chimaltenango, cuenta con poco mayor a los 100 kilómetros cuadrados (Km²), políticamente se ubica al norte de la cabecera departamental; comprendida dentro de la Región Central del país.

1.3.2. Localización y colindancias

El municipio de San José Poaquil, se encuentra al norte de la cabecera departamental geográficamente en la latitud 14°48'58" y la longitud 90°54'45" y colinda de la forma siguiente:

Norte: Municipio de Joyabaj, departamento de Quiché.

Este: Municipio de San Martín Jilotepeque, departamento de Chimaltenango.

Sur: Municipio de San Juan Comalapa, departamento de Chimaltenango.

Oeste: Municipio de Tecpán Guatemala y Santa Apolonia, departamento de Chimaltenango.

1.3.3. Distancia

La población dista a 47 kilómetros de la cabecera departamental y a 101 de la ciudad capital, cuenta con carretera asfaltada, es accesible por la carretera interamericana a la altura del kilómetro 89, se desvía 12 kilómetros pasando por el municipio de Santa Apolonia.

San José Poaquil cuenta con caminos que se comunican con todas sus aldeas y caseríos, como también los siguientes municipios vecinos: Joyabaj del departamento de Quiché. San Martín Jilotepequez, San Juan Comalapa, Tecpán Guatemala, y Santa Apolonia, estos del departamento de Chimaltenango.

1.3.4. División

El municipio de San José Poaquil se encuentra dividido en 9 aldeas, 21 caseríos y 5 zonas.

Tabla 1. **Aldeas, caseríos y zonas del municipio de San José Poaquil**

Nombre y ubicación de las aldeas del municipio		
Aldea	Ubicación	Kilometros de distancia
Panimacac	Este	8
La Garrucha	Norte	14
Hacienda María	Norte	10
Hacienda Vieja	Norte	13
Saquitacaj	Norte	3
Ojer Caibal	Norte	10
Paneyá	Noreste	7
Palamá	Noroeste	10
Paley	Norte	10
Nombre y ubicación de los caseríos del municipio		
Caseríos	Ubicación	Kilometros de distancia
Quisayá	Noreste	12
Paruxexhé	Noreste	9
Chimixayá	Norte	4
Chiraxaj	Oeste	9
Chuatacaj I	Noreste	3,5
Chuatacaj II	Este	3
Chuacruz Palamá	Noroeste	12
Caserio Centro	Norte	10
Nueva Esperanza	Norte	10
Sarajmac	Noroeste	3
Panimasíguan	Noreste	10
Parexchéj	Norte	14
Paxcabalché	Noroeste	7
Pacul	Oeste	2
Xequichelaj	Noroeste	5
Xebacín	Norte	11
Xejuyú	Norte	13
Patoquer	Norte	14
Pachuitatzan	Noreste	9
Chuiquizayá	Noreste	10
Xepalamá	Noroeste	10
Ubicación de la colonia		
San José los Pinos	Norte	16

Fuente: Municipalidad de San José Poaquil.

1.4. Aspectos físicos y naturales

1.4.1. Altitud

El territorio registra alturas que oscilan entre 1800 y 2100 metros sobre el nivel del mar.

1.4.2. Clima

Su clima es templado entre 18° y 22°C, se encuentra en la zona de vida de bosque húmedo, se marcan las dos estaciones del año, invierno y verano.

1.4.3. Suelos

Su topografía generalmente es accidentada registrado alternativamente elevaciones, onduladas, profundos barrancos y planicies, la elevación más relevantes en los cerros de Pak'echelaj ubicada en Caserío Chiraxaj y el cerro Patóquer en el caserío Patóquer. Sus suelos pertenecen al complejo volcánico montañoso.

1.4.4. Flora y fauna

La gran parte de las especies la conforman, se encuentra en las áreas boscosas de la región.

La fauna la representan diversidad de especies entre ellas; mamíferos: conejos, ardillas, tacuazines, cenzotles, tepezcuintles, armados, venados y otras; Aves: tecolotes, pájaros carpinteros, palomas torcaz, golondrinas y otras.

Acuáticos: variedad de especies de peces. Cangrejos de río, variedad de ranas. Reptiles. Zumbadoras, coralillos, mazacuates y entre otras variedades; y inmensa variedad en especies de invertebrados.

La flora ornamental es adornada por flores de pascua, claveles, gladiolas y otros. La mayor parte de plantas se encuentran en los bosques, árboles como encinos, pinos, hilamos, y más variedad de especies.

1.4.5. Hidrografía

Son atravesados sus suelos por los siguientes ríos, quienes más adelante se unen al río Quisayá y este drena al río Grande o Motagua entre los municipios de San José Poaquil y Joyabaj, el Quiché, el cual desemboca en el vértice del atlántico.

- Akuaxelá
- Kujil
- Grande o Motagua
- Jabalsiwan
- Paruya'l xot
- Pixcayá
- Sarayá
- Teculcheyá
- Xelob'akyá
- Pasakan
- Ruya'al K'ix
- Quisayá

1.5. Aspectos sociales

1.5.1. Demografía

San José Poaquil cuenta con una población actual de 22 778 habitantes de los cuales 11 236 son hombres y 11 542 son mujeres, el 78% lo conforma el área rural.

La composición familiar en este municipio generalmente, está integrada por un promedio de siete elementos. Los integrantes de cada familia realizan diferentes actividades como domésticos, tejidos, artesanías, agrícolas y otros.

1.5.2. Religión

Las devociones y creencias en el municipio son variados entre la principales se mencionan la religión católica y evangélica.

Los católicos están apegados a sus costumbres con sus procesiones y cofradías su máxima autoridad es el párroco de la iglesia mayor. Las principales cofradías son: San José, Virgen de Concepción, Jesús Nazareno, Domingo de Ramos, Señor de Esquipulas. Las principales iglesias católicas son:

Iglesia Mayor San José

Iglesia Menor

Sagrado Corazón de Jesús

Iglesia Renovación Carismática Católica

Iglesia Nuestra Señora del Rosario

Los seguidores evangélicos tienen como autoridad principal al Pastor de cada iglesia. Entre las principales iglesias están:

Salem

Eben-Ezer

Familia de Dios

1.6. Organización social

La población cuenta con las siguientes autoridades locales:

Alcalde municipal y su corporación

Juez de paz

Coordinador Técnico Administrativo de Educación

Párroco de la Iglesia Mayor

Sub-Estación de la Policía Nacional Civil

1.7. Días festivos, costumbres y tradiciones

Los días festivos siempre envuelven las costumbres y tradiciones del municipio, estos días son los siguientes:

Del 19 al 20 de marzo: celebración de la feria titular en honor a San José Obrero. Se celebra con procesiones, bailes folclóricos del torito y los moros.

15 de enero: celebración del día del Señor Esquipulas.

La celebración de Corpus Cristo.

La celebración de la semana mayor. Esta se celebra con actos religiosos.

8 de diciembre: celebración de la Virgen de Concepción.

1.8. Aspectos productivos

1.8.1. Industria

La actividad industrial consiste en las siguientes ramas: carpintería, tejidos típicos y otras pequeñas artesanías.

1.8.2. Artesanía

La economía predominante en este municipio es la agricultura y sin embargo a gran escala la artesanía textil, canastos de caña, redes, bolsas de maguey.

1.8.3. Comercio

Entre los principales productos comerciales están: maíz, frijol, mora, granadía, arveja china y variedad de frutas.

1.9. Servicios existentes

1.9.1. Servicio de agua potable

El área urbana cuenta con este servicio de vital líquido, así como varias comunidades más.

1.9.2. Servicio de alcantarillado sanitario

El municipio de san José Poaquil cuenta con un drenaje sanitario que tiene deficiencias y en las comunidades la mayoría no tiene un sistema de alcantarillado sanitario.

1.9.3. Energía eléctrica

Un 80% de las comunidades posee el servicio.

1.9.4. Comunicación

Correos y telégrafos, teléfono, los habitantes del municipio cuentan con estos servicios.

1.9.5. Sistema vial

La población de San José Poaquil utiliza transporte por carretera, la cual consiste en autobuses extraurbanos, los cuales cubren la ruta de Guatemala - San José Poaquil - Comunidades también el área rural cuenta con servicio de autobuses extraurbanos.

1.9.6. Salud

La cabecera municipal cuenta con un centro de salud y clínicas privadas para atender emergencias y enfermedades comunes.

Las enfermedades más comunes de la comunidad son las siguientes:

- Rinofaringitis aguda
- Diarrea
- Gastritis
- Hepatitis
- Neumonías y bronconeumonías
- Anemia
- Dolor de articulaciones
- Calambres y espasmos
- Neurología

1.9.7. Educación

La educación en el municipio está conformada de la manera siguiente:

Tabla II. **Nivel primario: tasa bruta de escolarización por sexo**

Población (7-12 años)			Inscripción primaria			Tasa bruta de escolaridad		
Total	hombre	Mujer	Total	hombre	Mujer	Total	hombre	Mujer
3778	1982	1796	3547	1817	1730	97,21	92,13	98,16

Fuente: Municipalidad de San José Poaquil.

Tabla III. **Tasa neta de escolarización por sexo**

Población (7-12 años)			Inscripción primaria			Tasa neta de escolaridad		
Total	hombre	Mujer	Total	hombre	Mujer	Total	hombre	Mujer
3778	1982	1796	2849	1413	1418	77,21	73,13	80,16

Fuente: Municipalidad de San José Poaquil.

1.10. Descripción de las necesidades

Entre las necesidades básicas y prioritarias del Municipio, está proporcionar agua potable, que sea sanitariamente segura, proveer sistemas para la disposición de desechos tanto líquidos (aguas negras) como sólidos (basura), así también mejorar el acceso por vía terrestre a las comunidades.

1.11. Justificación social

La falta de vías de comunicación afecta el desarrollo social y cultural de una población, por lo que tras el paso del huracán Agatha, se destruyeron puentes y colapsaron los drenaje en el municipio de San José Poaquil, la comunidad se vio obligada a darle una pronta respuesta a su problema, es así como nacen los proyectos de puente y drenaje en el casco urbano, como principal beneficiario y comunidades adyacentes, ya que están siendo afectadas al no poder movilizarse libremente debido a la falta del puente vehicular llamado el cementerio, que pueda intercomunicarlos, ya que el puente que existía colapsó tras la tormenta arriba señalada, el agua rebasó la altura a la que fue diseñado, por lo que es necesario construir una estructura más grande longitudinalmente para poder brindar solución a la problemática de movilización actual en la comunidad.

Así también en el análisis de salubridad en el casco urbano se evidencia que el mayor deterioro de la salud es debido a causas relacionadas por la contaminación del medio ambiente, por el manejo inadecuado de excretas, por lo que en beneficio de eliminar los focos de contaminación en estos lugares es necesario proveer de un sistema de saneamiento sanitario.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de drenaje sanitario para el casco urbano, San José Poaquil

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar el sistema de drenaje sanitario para el casco urbano, el cual está conformado por colector principal de PVC norma 30-34, con 6,019 metros de longitud, y 61 pozos de visita construidos de ladrillo tayuyo, 345 conexiones domiciliarias, para una población futura de 4621 habitantes y un período de diseño de 21 años como lo recomienda INFOM, en el diseño no se incorporó ningún tratamiento, ya que el caudal producido se conectará a un sistema existente.

2.1.2. Aspectos preliminares

En este lugar viven actualmente 2484 habitantes, entre niños y adultos, con una densidad de habitantes por vivienda de 6, la dotación asignada por la municipalidad es de 100 lts./hab./día.

2.1.3. Levantamiento topográfico

Al hacer el levantamiento topográfico del área a drenar, no sólo hay que tomar en cuenta el área edificada en la actualidad, sino que también las que en un futuro puedan contribuir al sistema, incluyendo la localización exacta de todas las calles y zonas con o sin edificación.

También debe ser incluida la posible localización de la planta de tratamiento de aguas negras, así como la del cuerpo receptor del desfogue del drenaje.

2.1.4. Levantamiento planimétrico

Los levantamientos planimétricos se hacen por el método de conservación de azimut, por deflexiones, por rumbo y distancia u otro de los usados generalmente.

El levantamiento de planimetría se realizó por el método de conservación de azimut, con vuelta de campana. Los datos del levantamiento están consignados en la libreta de campo, acompañados del croquis correspondiente.

2.1.5. Levantamiento altimétrico

La nivelación debe ser de precisión, hecha sobre el eje de las calles. Se tomaron elevaciones:

- En todos los cruces de calle.
- A distancias no mayores de 20 metros.
- De todos los puntos en que haya cambio de pendiente del terreno.
- De todos los lechos de quebradas, puntos salientes del terreno y depresiones.
- De las alturas máximas y mínimas del agua en el caudal o cuerpo de agua donde se proyecta efectuar la descarga.

Los datos del levantamiento están consignados en la libreta de campo, acompañados del croquis correspondiente.

Planimetría

Se utilizó el siguiente equipo:

Un teodolito marca Topcon Modelo. DT 200

Estadal

Cinta métrica

Altimetría

Se aplicó el método taquimétrico, empleando para ello el siguiente equipo:

Un teodolito marca Topcon Modelo. DT 200

Estadal

Cinta métrica

Plomada

Machete, trompos, pintura acrílica, mazo.

Los resultados se presentan en el plano topográfico (APÉNDICE).

2.1.6. Población futura

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño de 21 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico, por ser uno de los que más se aproxima a la realidad del crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo, situación que se presenta en este poblado.

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

Donde:

Pf = población buscada

Po = población del último censo = 2484 habitantes

r = tasa de crecimiento

n = período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes de las tasas de crecimiento a nivel de municipio, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2,47 % anual y según centro de salud de la comunidad es de 3 %.

$$Pf = 2484 * (1 + 3/100)^{21} = 4621$$

2.1.7. Período de diseño

El período de diseño, como ya se mencionó, es de 21 años. Se adoptó este período de tiempo, tomando en cuenta los recursos económicos con los que cuentan el municipio, la vida útil de los materiales y las normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

2.1.8. Diseño del sistema

2.1.8.1. Partes de un sistema de alcantarillado

2.1.8.1.1. Alcantarillas

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

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, cuya elección dependerá de los estudios que se realicen y las condiciones que se presenten, tanto económicas, como físicas y funcionales y son alcantarillado sanitario, el pluvial y el combinado, aunque este último no es muy recomendable.

2.1.8.1.2. Pozos de visita

Son estructuras construidas con el objeto de conectar los distintos ramales de un sistema de alcantarillado; además, cumplen una función de acceso para limpieza e inspección en los mismos. Son de sección circular y la parte superior tiene forma de cono truncado y lleva una tapadera circular, que permite el acceso al interior del pozo.

2.1.8.1.3. Conexión domiciliar

Instalaciones que unen las aguas provenientes de las viviendas o edificios, con el sistema municipal o público de drenaje. Están formadas por una tubería secundaria y una caja de registro.

2.1.8.2. Cálculo de caudales

2.1.8.2.1. Consideraciones generales

- Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma, el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión.

- Tirante

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

- Velocidad de flujo

La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V , donde v es la velocidad del flujo y V es la velocidad a sección llena, v por norma ASTM F-3034, es la siguiente:

$$\begin{array}{ccc} \text{Mínima} & & \text{Máxima} \\ 0,6 \text{ m/s} \leq v & & \geq 3,00 \text{ m/s} \end{array}$$

La velocidad mínima es para que no existan sedimentación y por consiguiente algún taponamiento, y la velocidad máxima es para evitar la erosión o desgaste del material. Estos parámetros se aplican para tubería de concreto, pero para tubería de PVC de pared doble, lisa interiormente y corrugada externamente, norma ASTM F-949, se permiten velocidades máximas de 5.0 metros por segundo, ya que tiene mayor resistencia a la erosión y desgaste. También es importante considerar que para tramos iniciales con poco caudal se toleran velocidades mínimas de 0.40 metros por segundo.

- Velocidad de arrastre

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo, que evita que los sólidos se sedimenten y de esa manera destruyan el sistema.

Por lo tanto, la velocidad de arrastre es la que asegura un buen funcionamiento del sistema, cuando éste se encuentra funcionando en su límite más bajo, es decir, cuando el valor de la relación d/D es igual a 0.10.

2.1.8.2.2. Caudal domiciliar

Es el agua que ha sido utilizada para limpieza, producción de alimentos o limpieza de las mismas personas, es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la de los jardines y lavado de vehículos, el valor del caudal domiciliar está afectado por un factor de retorno que varía entre 0.70 a 0.95.

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

Donde:

Dot. = Dotación (lts /hab./día)

No. Hab. = Número de habitantes

Q.dom. = Caudal domiciliar (lts/s)

F.R. = Factor de retorno

Para el diseño del alcantarillado sanitario del casco urbano, se utilizó una dotación de 100 litros/habitante/día asignada por la municipalidad, considerando diferentes factores como clima, costumbres, etc. El factor de retorno que se tomó como criterio para este proyecto fue de 0.85, considerando que el clima es templado, el agua que se utiliza, en su mayoría se utiliza para aseo personal.

$$Q_{domactual} = 100 * 2484 * 0.85 / 86,400 = 2.44L / s$$

$$Q_{domfuturo} = 100 * 4621 * 0.85 / 86,400 = 4.54L / s$$

2.1.8.2.3. Caudal de conexiones ilícitas

Es el agua de lluvia que ingresa ilegalmente al sistema. Se calcula como un porcentaje del total de conexiones, como una función del área de techos y patios, y de su permeabilidad, así como de la intensidad de lluvia. El caudal de conexiones ilícitas se calcula según la fórmula:

$$q_{conex.ilicitas} = CiA / 360 = Ci(A * \%) / 360$$

Donde:

$Q_{conex.ilicitas}$ = caudal por conexiones ilícitas (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/hora)

A = área que es factible conectar ilícitamente (hectáreas)

Se tomó como base el método dado por el INFOM, el cual especifica tomar como mínimo 10% del caudal domiciliar. Para el presente proyecto se tomó el mínimo.

$$q_{conex.ilicitas} = 10\% * Q_{Dom}$$

2.1.8.2.4. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en la alcantarilla, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica.

Puede calcularse de dos formas: en litros por hectárea o en litros diarios por kilómetro de tubería. Se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias aceptando un valor de 6.00 m por cada casa, la dotación de infiltración varía entre 12,000 y 18,000 litros/km/día.

$$Q_{\text{infiltración}} = \frac{\text{Dot.} * (\text{m.tubo} + \text{No.casas} * 6\text{metros}) * \frac{1}{100}}{86,400}$$

Donde:

Q infiltración = caudal de infiltración

Dotación = dotación (l/kilómetro/día)

No. casas = número de casas

Para este proyecto no se consideró el caudal por infiltración por ser en su totalidad de PVC la tubería que se utilizará.

2.1.8.2.5. Caudal comercial

Son aguas residuales o de desecho que se producen en el sector comercial, para efectos de diseño, esa carga queda incluida en la contribución domestica porque la dotación del sistema, está incluida en la dotación percapita, solo en casos especiales, para grandes centros comerciales la determinación de la contribución se hace por separado, basándose en datos de áreas existentes o previstas en un futuro próximo.

2.1.8.2.6. Caudal industrial

Son aguas residuales de la actividad industrial, su cálculo se hace por medio de registro de industrias, como por ejemplo, fabricas de textiles, licoreras, refrescos etc. La contribución industrial puede incluirse en la dotación del sistema, entonces su contribución queda incluida en el cálculo de la contribución doméstica, excepto en casos especiales, en grandes industrias se determinará por cálculos separados. Los caudales de aguas residuales de origen industrial varían según el tipo y tamaño de la industria y también según el método de tratamiento de su vertido.

2.1.8.2.7. Caudal medio

Es la suma de todos los caudales provenientes de las industrias, comercios, viviendas, conexiones ilícitas e infiltración, descartando todo aquel caudal que, dada la situación o propiedades de la red, no contribuya al sistema; se obtiene su valor de la siguiente ecuación.

$$Q_{dom} = \sum Q_{ind} + Q_{com} + Q_{cilicitas} + Q_{inf}$$

$$Q_{med} = \sum Q_{dom} + Q_{cilicitas}$$

En el caso del casco urbano de San José Poaquil, no se tomó en cuenta el caudal comercial, caudal industrial y tampoco el caudal de infiltración, ya que al sistema no se conectará comercio alguno y tampoco se consideró el caudal de infiltración ya que la tubería a utilizar en su totalidad será PVC.

2.1.8.3. Factor de caudal medio

Es el factor que regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera como la suma de los caudales doméstico, de infiltración, por conexiones ilícitas, comercial e industrial. Este factor según el INFOM debe estar entre los rangos de 0.002 a 0.005. Si da un valor menor se tomará 0.002 y si fuera mayor se tomará 0.005.

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$F.Q.M = \frac{Q_{med}}{No.Habitan tes}$$

Donde:

Q med. = Caudal medio

F.Q.M. = Factor de caudal medio

2.1.8.4. Factor de Harmond

Conocido también como factor de flujo instantáneo, es el factor que se encarga de regular las aportaciones por uso doméstico, determinando la probabilidad de la cantidad de usuarios que estará haciendo uso del servicio, o la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas, se estén usando simultáneamente. Está en función del número de habitantes localizados en el tramo de aporte y su cálculo se determina mediante la fórmula de Harmond:

$$F.H. = \frac{(18 + \sqrt{p/1000})}{(4 + \sqrt{p/1000})}$$

FH = Factor de Harmond

p = Población en miles de habitantes

El factor de Harmond es adimensional y se encuentra entre los valores de 1.5 a 4.5, según sea el tamaño de la población a servir del tramo.

2.1.8.5. Caudal de diseño

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

$$Q_{diseño} = No.hab. * F.H. * FQM$$

Donde:

Q diseño = caudal de diseño

No. hab.= número de habitantes futuros acumulados

F.H. = factor de Harmond

FQM. = factor de caudal medio

2.1.8.6. Pendientes máximas y mínimas

Para reducir costos por excavación, la pendiente de la tubería deberá adaptarse a la pendiente del terreno. Sin embargo, en todos los casos se tiene que cumplir con las siguientes especificaciones hidráulicas:

- $q < Q$

Donde:

q = caudal de diseño

Q = caudal a sección llena

- $d / D < 0.75$

Donde:

d = tirante

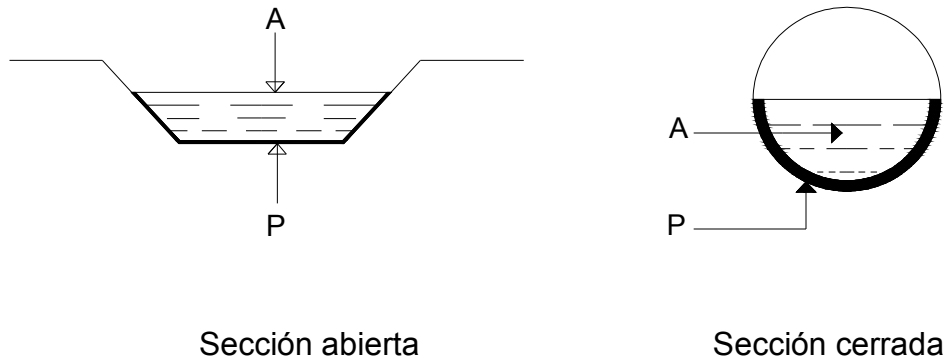
D = diámetro interno de la tubería

2.1.8.7. Principios hidráulicos

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

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

Figura 2. **Sección del canal**



Fuente: elaboración propia.

2.1.8.7.1. **Ecuación de Manning para flujo en canales**

Los valores de velocidad y caudal que ocurren en un canal se han estimado por medio de fórmulas desarrolladas experimentalmente, en las cuales se involucran los factores que más afectan al flujo de las aguas en el canal.

La ecuación que más se utiliza es la de Manning:

$$v = \left(\sqrt[3]{R^2 * \sqrt{S}} \right) / n$$

Donde:

v = velocidad

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad, depende del material que se utiliza

Debido a que normalmente los diámetros nominales de la tubería utilizada son dados en pulgadas, la fórmula anterior ha sido adaptada para poder ser usada de la siguiente forma:

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

Donde:

V = velocidad (m/s)

θ = diámetro en pulgadas

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n = coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza

Para este proyecto, por utilizar tubería PVC, se utilizó un coeficiente de rugosidad igual a 0.010.

2.1.8.7.2. Ecuación a sección llena

Para el diseño del alcantarillado sanitario se debe contar con la información correspondiente a los valores de la velocidad y caudal de la sección llena de la tubería que se está utilizando.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula siguiente:

$$v = \left(\sqrt[3]{R^2 * \sqrt{S}} \right) / n$$

Donde:

v = velocidad

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = Coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza

El caudal que transportará:

$$Q = A \times V$$

Donde:

Q = caudal a sección llena (l/s)

A = área de la tubería (m²)

V = velocidad a sección llena (m/s)

2.1.8.7.3. Ecuación a sección parcialmente llena

Las ecuaciones para calcular las características hidráulicas de la sección parcialmente llena del flujo de una tubería circular se presentan a continuación:

$$A = \frac{d^2}{4} * \left\{ \frac{\pi * \theta}{360} * \text{sen} \frac{\theta}{2} \right\}$$

$$p = \frac{\pi * d * \theta}{360}$$

$$A = R * h * p$$

$$Rh = \frac{d}{4} * \left[1 - \frac{360 * \text{sen} \theta}{2 * \pi * \theta} \right]$$

$$q = a * v$$

$$q = \left(\frac{d}{2}\right) * \left[1 - \left(\cos\left(\frac{D}{2}\right)\right)\right]$$

Donde:

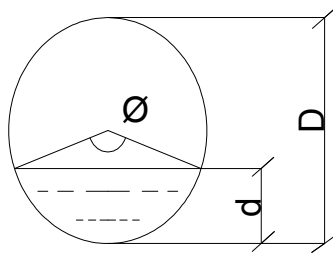
D = diámetro del tubo

d = tirante de la sección

v = velocidad a sección parcial

q = Caudal a sección parcial

Figura 3. **Área de sección parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la figura 3, “D” es el tirante a sección llena, y “d” es el tirante a sección parcial.

2.1.8.7.4. Relaciones hidráulicas

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

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- q diseño $< Q$ lleno
- La velocidad debe estar comprendida entre:
 $0.60 \leq v \leq 3.00$ (m/seg.)
- El tirante debe estar entre:
 $0.10 \leq d/D \leq 0.75$

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

Tabla IV. **Relaciones hidráulicas sección circular**

d/D	a/A	v/V	q/Q		d/D	a/A	v/V	q/Q
0,0100	0,0017	0,088	0,00015		0,1025	0,05396	0,408	0,02202
0,0125	0,2370	0,103	0,00024		0,1050	0,05584	0,414	0,02312
0,0150	0,0031	0,116	0,00036		0,1050	0,05783	0,420	0,02429
0,0175	0,0039	0,129	0,00050		0,0110	0,05986	0,426	0,02550
0,0200	0,0048	0,141	0,00067		0,1125	0,06186	0,432	0,02672
0,0225	0,0057	0,152	0,00087		0,1150	0,06388	0,439	0,02804
0,0250	0,0067	0,163	0,00108		0,1175	0,06591	0,444	0,02926
0,0325	0,0099	0,194	0,00191		0,1250	0,07214	0,463	0,03340
0,0350	0,0110	0,203	0,00223		0,1275	0,07426	0,468	0,03475
0,0375	0,0122	0,212	0,00258		0,1300	0,07640	0,473	0,03614
0,0400	0,0134	0,221	0,00223		0,1325	0,07855	0,479	0,03763
0,0425	0,0147	0,230	0,00338		0,1350	0,08071	0,484	0,03906
0,0450	0,0160	0,239	0,00382		0,1375	0,08289	0,490	0,04062
0,0475	0,0173	0,248	0,00430		0,1400	0,08509	0,495	0,04212
0,0500	0,0187	0,256	0,00479		0,1425	0,08732	0,501	0,04375
0,0525	0,0201	0,264	0,00531		0,1450	0,08954	0,507	0,0457
0,0550	0,0215	0,273	0,00588		0,1475	0,09129	0,511	0,04665
0,0575	0,0230	0,271	0,00646		0,1500	0,09406	0,52	0,04963
0,0600	0,0245	0,289	0,00708		0,1525	0,09638	0,522	0,05031
0,0625	0,0260	0,297	0,00773		0,1550	0,09864	0,528	0,05208
0,0650	0,0276	0,305	0,00841		0,1575	0,10095	0,533	0,05381
0,0675	0,0292	0,312	0,00910		0,1600	0,10328	0,538	0,05556
0,0700	0,0301	0,320	0,00985		0,1650	0,10796	0,548	0,05916
0,0725	0,0323	0,327	0,01057		0,1700	0,11356	0,560	0,06359
0,0750	0,0341	0,334	0,01138		0,1750	0,11754	0,568	0,06677
0,0775	0,0358	0,341	0,01219		0,1800	0,12241	0,577	0,07063
0,0800	0,0375	0,348	0,01304		0,1850	0,12733	0,587	0,07474
0,0825	0,0392	0,355	0,01392		0,1900	0,13229	0,696	0,07885
0,0850	0,0410	0,361	0,01479		0,1950	0,13725	0,605	0,08304
0,0875	0,0428	0,368	0,01574		0,2000	0,14238	0,615	0,08756
0,0900	0,0446	0,375	0,01672		0,2050	0,14750	0,624	0,09104
0,0925	0,0464	0,381	0,01792		0,2100	0,15266	0,6330	0,09663
0,2200	0,1631	0,651	0,10619		0,5900	0,6140	1,07	0,61157
0,2250	0,1684	0,659	0,11098		0,6000	0,62650	1,07	0,64157
0,2350	0,1791	0,676	0,12109		0,6200	0,65130	1,08	0,70537
0,2400	0,1846	0,684	0,12623		0,6300	0,66360	1,090	0,72269
0,2450	0,1900	0,692	0,13148		0,6400	0,67590	1,090	0,73947
0,2500	0,1955	0,702	0,13726		0,6500	0,68770	1,100	0,75510
0,3000	0,2523	0,776	0,19580		0,7000	0,74770	1,120	0,85376
0,3100	0,2640	0,790	0,20858		0,7100	0,75960	1,120	0,86791
0,3200	0,2459	0,804	0,22180		0,7200	0,77080	1,130	0,88384
0,3300	0,2879	0,817	0,23516		0,7300	0,78220	1,130	0,89734

Continúa tabla IV

d/D	a/A	v/V	q/Q		d/D	a/A	v/V	q/Q
0,34000	0,29980	0,83000	0,24820		0,74000	0,79340	1,13000	0,91230
0,35000	0,31230	0,84300	0,26327		0,75000	0,80450	1,13000	0,92634
0,36000	0,32410	0,85600	0,27744		0,76000	0,81540	1,14000	0,93942
0,37000	0,33640	0,86800	0,29197		0,77000	0,52620	1,14000	0,95321
0,38000	0,34830	0,87900	0,30649		0,78000	0,83690	1,39000	0,97015
0,39000	0,36110	0,89100	0,31172		0,79000	0,85100	1,14000	0,98906
0,40000	0,34350	0,90200	0,33693		0,80000	0,86760	1,14000	1,00045
0,41000	0,38600	0,91300	0,35246		0,81000	0,87780	1,14000	1,00045
0,42000	0,39860	0,92100	0,36709		0,82000	0,87760	1,14000	1,00965
0,44000	0,42380	0,94500	0,39963		0,84000	0,89670	1,14000	1,03100
0,45000	0,43650	0,95500	0,41681		0,85000	0,90590	1,14000	1,04740
0,46000	0,44910	0,96400	0,43296		0,86000	0,91490	1,14000	1,04740
0,48000	0,47450	0,98300	0,46647		0,88000	0,93200	1,13000	1,06030
0,49000	0,48740	0,99100	0,48303		0,89000	0,94010	1,13000	1,06550
0,50000	0,50000	1,00000	0,50000		0,90000	0,94800	1,12000	1,07010

Fuente: elaboración propia.

2.1.8.7.5. Cálculo de cotas invert

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

h_{min} = altura mínima, que depende del tráfico que circule por las calles

CI = cota invert inicial

CTi = cota del terreno inicial

CTf = cota del terreno final

CIS = cota invert de la tubería de salida

CIE = cota invert de la tubería de entrada

D = distancia horizontal

S% = pendiente del terreno o tubería

Et = espesor de la tubería

$$CT_f = Ct_i - (Do * S\%_{\text{terreno}})$$

$$S\% = ((Ct_i - CT_f/D_o) * 100 = \%$$

$$Et = (\theta * 0.3)/100 = m$$

$$CI = CT - (H_{\text{MINIMA}} + Et + \text{DiametroTubo})$$

$$CIE_2 = CI - Do * S\%_{\text{TUBO}}$$

$$CIE_3 = CIS2 - D1 * S\%_{\text{TUBO}}$$

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

2.1.8.7.6. Diámetros de tubería

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño de alcantarillado sanitario es de 8 pulgadas cuando se trabaja con tubería de concreto; esto se debe a requerimientos de flujo y limpieza, con lo cual se evitan las obstrucciones en la tubería. En tubería de cloruro de polivinilo (PVC), el diámetro mínimo es de 6 pulgadas; para este proyecto, se utilizó este tipo de tubería, esto permite cumplir con las condiciones generales para el diseño de alcantarillado sanitario, como son la velocidad a sección parcial “v” y la relación de tirantes “d/D”.

2.1.8.7.7. Factor de rugosidad

Es un valor adimensional y experimental, que indica cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería que se va a utilizar. Varía de un material a otro y se altera con el tiempo.

Los valores de factor de rugosidad de algunas de las tuberías más empleadas en nuestro medio, véase tabla V.

Tabla V. **Factores de rugosidad (n)**

MATERIAL	RUGOSIDAD
Superficie de mortero de cemento	0.011 – 0.030
Mampostería	0.017 – 0.030
Tubo de concreto Ø < 24"	0.011 – 0.016
Tubo de concreto Ø > 24"	0.013 – 0.018
Tubería de asbesto cemento	0.009 – 0.011
Tubería de PVC	0.006 – 0.011

Fuente: Amanco.

2.1.8.7.8. Pozos de visita

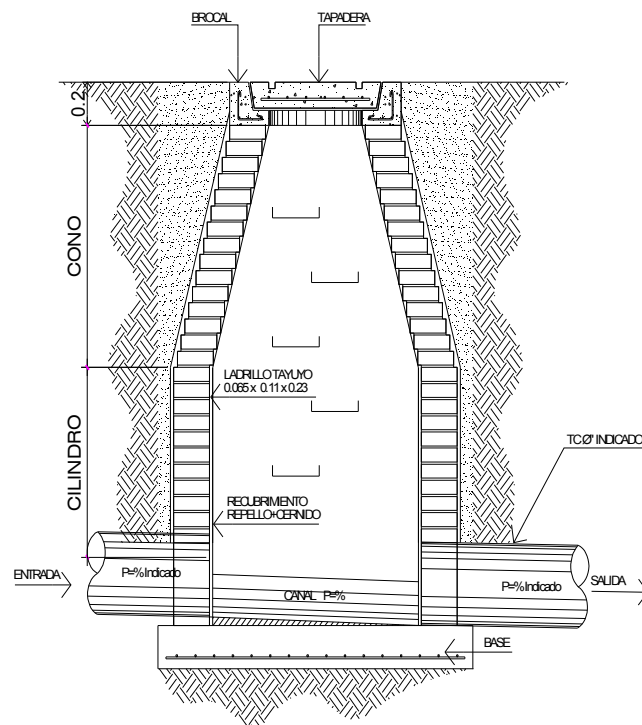
Forman parte del sistema de alcantarillado, y proporcionan acceso a éste, con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Están construidos de concreto o mampostería.

La forma en la cual se construyen está establecida por algunas instituciones que tienen a su cargo las construcciones de sistemas de alcantarillas. Un pozo de visita está constituido por las siguientes partes:

El ingreso es circular; tiene un diámetro entre 0.60 a 0.75 metros; la tapadera descansa sobre un brocal, ambos construidos de concreto reforzado; el cono tiene una altura de 0.6 metros, el cual termina en la parte cilíndrica del pozo con un diámetro de 1.20 metros. La altura del cilindro dependerá de la profundidad en la que se encuentre la alcantarilla. Las paredes del pozo están impermeabilizadas por repello y por un cernido liso. El fondo está conformado de concreto, dejándole la pendiente necesaria para que corra el agua.

La dirección en la cual se dirigirá estará determinada por medio de canales que son constituidos por tubería cortada transversalmente. Para realizar la inspección o limpieza de pozos profundos se deben dejar escalones, los cuales serán de hierro y estarán empotrados a las paredes del pozo.

Figura 4. Partes de un pozo de visita



Fuente: elaboración propia.

Especificaciones de colocación

Se colocarán pozos de visita en los siguientes puntos:

- En el inicio de cualquier ramal
- En intersecciones de dos o más tuberías colectoras
- Donde exista cambio de diámetro
- En distancias no mayores de 100 m en línea recta en diámetros hasta de 24''
- En cambios de dirección horizontal para diámetro menor de 24''
- A distancias no mayores de 300 m en diámetros superiores a 24''
- En las curvas no más de 30 m
- Cambio de pendiente

Especificaciones físicas

Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario se deben considerar aspectos referentes a las cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, así como una serie de especificaciones que deben tomarse en consideración para que el sistema funcione adecuadamente.

2.1.8.7.9. Conexiones domiciliarias

Tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al alcantarillado central.

Consta de las siguientes partes:

- Caja de registro (candela domiciliar o acometida domiciliar)
- Tubería secundaria

- 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 de la caja será de 45 centímetros. Si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de 12 pulgadas. Deben estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

- Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima del 2%, a efecto de evacuar adecuadamente el agua. La conexión con la alcantarilla central se hará en el cuarto superior, a un ángulo de 45° grados aguas abajo.

2.1.8.7.10. Profundidad de tubería

La colocación de la tubería debe hacerse a una profundidad en la cual no sea afectada por las inclemencias del tiempo y principalmente por las cargas transmitidas por el tráfico y evitar con esto rupturas en los tubos.

La profundidad mínima de la tubería, desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la tubería, en cualquier punto de su extensión, será determinada de la siguiente manera:

Para tráfico normal (menor a 200 quintales) = 1.00 metros

Para tráfico pesado (mayor a 200 quintales) = 1.20 metros

La cota invert mínima se calcula sumando la profundidad por tráfico + espesor del tubo + diámetro del tubo: $\text{Invert mínima} = h \text{ tráfico} + t + D$

2.1.8.7.11. Normas y recomendaciones

En las tablas V y VI se presentan los valores de profundidad de tubería y ancho de la zanja, la que depende del diámetro de tubería y de la profundidad.

Tabla VI. **Profundidad mínima de la cota invert (m)**

Diámetro	4"	6"	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"
Tráfico normal	1.11	1.17	1.22	1.28	1.38	1.41	1.50	1.58	1.66	1.84	1.99	2.14
Tráfico pesado	1.31	1.37	1.42	1.48	1.58	1.51	1.70	1.78	1.86	2.04	2.19	2.34

Fuente: Unidad ejecutora de programas de acueductos rurales (UNEPAR).

Tabla VII. **Ancho libre de zanja según profundidad y diámetro**

Prof. de zanja (cm.)	De 0.00 a 1.30	De 1.31 a 1.85	De 1.86 a 2.35	De 2.36 a 2.85	De 2.86 a 3.35	De 3.36 a 3.85	De 3.86 a 4.35	De 4.38 a 4.85	De 4.86 a 5.35	De 5.36 a 5.85	De 5.86 a 6.35
6"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
8"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
10"		70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
12"		75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
18"		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110

Fuente: Unidad ejecutora de programas de acueductos rurales (UNEPAR).

2.1.8.7.12. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está dada a partir de la profundidad de los pozos de visita, del ancho de la zanja.

$$V = \left(\frac{H1 + H2}{2} \right) * d * t$$

Donde:

V = volumen de excavación (m³)

H1 = profundidad del primer pozo (m)

H2 = profundidad del segundo pozo (m)

d = distancia entre pozos (m)

t = ancho de la zanja (m)

2.1.8.7.13. Especificaciones técnicas

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se tomaron como base 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).

2.1.8.7.14. Diseño de la red de alcantarillado sanitario

Tipo de sistema:	Alcantarillado sanitario.
Período de diseño:	21 años
Población actual:	2484 habitantes
Tasa de crecimiento:	3,00 % anual
Población de diseño:	4621 habitantes

Forma de evacuación:	Gravedad
Tipo y diámetro de tubería:	Tubería NOVAFORT PVC de 4", 6" y 8"
Conexión domiciliar:	Tubería PVC 4"
Pendiente mínima 2 %	

Pozos de visita:

Construcción en intersecciones de calle

Altura cono: 0.6 m

Diámetro superior mínimo:	0.75 m
---------------------------	--------

Diámetro inferior mínimo:	1.20 m
---------------------------	--------

Altura:	variable
---------	----------

Dotación:	100 litros/habitante/día
-----------	--------------------------

Factor de retorno:	0.85
--------------------	------

Velocidad mínima:	0.60 m/s
-------------------	----------

Velocidad máxima:	3.00 m/s
-------------------	----------

Ejemplo de cálculo de un tramo

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 39 y PV 38 los datos son los siguientes:

Cotas del terreno

Cota inicial: 112.01 m

Cota final: 108.66 m

Distancia entre pozos

Distancia entre PV-39 y PV-38 = 46.2 m

Pendiente del terreno

$$P = ((\text{cota inicial} - \text{cota final}) / \text{distancia}) * 100$$

Sustituyendo datos:

$$P = \left(\frac{112.01 - 108.66}{46.2} \right) * 100$$

$$P = 7.26 \%$$

Cálculo de población

$$Pf = 24 * (1 + 3/100)^{21} = 45 \text{ habitantes}$$

Factor de Harmond: (FH)

$$FH = \left[\frac{18 + (45/1000)^{(1/2)}}{4 + (45/1000)^{(1/2)}} \right] = 4.324$$

Cálculo de caudales

- Caudal domestico (Q.dom)

$$Q_{dom} = \left(\frac{100 \text{ lit / hab / dia} * 45 \text{ hab} * 0.85}{86400} \right) = 0.04428 \left(\frac{l}{s} \right)$$

- Caudal de conexiones ilícitas

$$Q_{ilic} = 0.1 * Q_{dom}$$

$$Q_{ilic} = 0.1 * 0.04428 = 0.004428 \left(\frac{l}{s} \right)$$

- Caudal sanitario: (q)

El caudal de diseño será la suma de los caudales calculados

$$Q_{sanitario} = 0.04428 + 0.004428 = 0.048701 \left(\frac{l}{s} \right)$$

Factor de caudal medio

$$F_{qmedio} = \frac{q_{sanitario}}{poblacion} = \frac{0.048701}{45} = 0.0010824$$

Como el factor de caudal medio es menor que 0.002 entonces utilizar 0.002.

Caudal de diseño

$$Q_{diseño} = F_{Qmedio} * FH * poblacion = 0.002 * 4.324 * 45 = 0.3891 \left(\frac{l}{s} \right)$$

Velocidad: (V)

Para calcular la velocidad del agua en el tubo a sección llena, se usan los siguientes datos:

Por ser tubería PVC

Diámetro mínimo = 6 pulgadas

Coefficiente de rugosidad n = 0.010

Pendiente

Es recomendable iniciar con la pendiente del terreno, así ahorramos costos de excavación.

% tubería = 14.72

$$v = \frac{0.03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.03429 * 6^{2/3} * 0.1472^{1/2}}{0.010} = 4.29 m / seg$$

$$Q = V * A = 4.34 * (\pi * (6/2)^2) * 0.64516 = 75.62 lit / seg$$

$$f_{futuro} = 0.39 / 79.2 = 0.005103$$

Usando tablas de relaciones obtenemos velocidades y tirantes reales

$$v / V_{futuro} = 0.260223 \quad v_{futuro} = 0.260223 * 4.29 = 1.12 m / seg$$

Usando tablas de relaciones obtenemos

$d / D = 0.0510$, entonces se puede calcular el dato real del tirante de diseño (con el caudal de diseño).

$$d = \left(\text{Factor} \frac{d}{D} (\text{tabla}) \right) * (D(\text{tubo}))$$

$$d = (0.0510 * 6")$$

$$d = 0.306$$

De acuerdo con estos resultados, se comprueba si cumplen los rangos de velocidades máximas y mínimas.

Cálculo de cotas invert

$$\text{cot } a.\text{invert.inicial} = \text{cot } .\text{de.terreno.inicial} - h.\text{altura.pozo.inicial}$$

$$\text{cot } a.\text{invert.inicial} = 112,01 - 2 = 110,1$$

$$\text{cot } a.\text{invert.final} = \text{cot } .\text{de.terreno.final} - h.\text{altura.pozo.final} + 0,05$$

$$\text{cot } a.\text{invert.final} = 106,75 - 2 + 0,05 = 106,75$$

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

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

$$\text{volumen.de.excavación} = (h.\text{pozo.inicial} + h.\text{pozo.final}) / 2 * D_{\text{horizontal.entre.pozos}}$$

$$\text{volumen.de.excavación} = (1,2 + 1,2) / 2 * 46,2 = 55,44\text{m}^3$$

2.1.8.7.15. Desfogue

El sistema se conectará a pozos de visitas existentes de una bóveda construida, previsto para conectarse directamente a la planta de tratamiento.

Posteriormente al tratamiento total que lleven las aguas residuales, se desfogará a su destino, en donde se protegerá la tubería por medio de un cabezal de descarga.

2.1.8.8. Planos

Para este proyecto, se elaboraron planos que contienen la planta y perfil de pozos de visita, detalles conexiones domiciliarias. En los planos de planta-perfil se colocaron todos los datos necesarios como cota de terreno, cota invert de entrada y salida de tubería, diámetro de tubería, pendiente de la tubería, y distancia entre cada pozo de visita. Ver planos finales en (apéndice 1).

2.1.8.9. Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario se tomaron precios de materiales cotizados en la región y otros como el tubo PVC. 6",8" y 10" Norma ASTM D3034 AMANCO, se cotizó en la ciudad de Guatemala; los salarios de mano de obra fueron proporcionados por la Municipalidad de San José Poaquil y de una investigación de campo.

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 UBICACIÓN: CASCO URBANO, SAN JOSE POAQUIL, CHIMALTENANGO.
 FECHA: MAYO DE 2011
 LONGITUD: 6.019,00 ML

RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS					
No.	Material / actividad	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	
	Renglón			UNITARIO	TOTAL
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	6.019,00	Q 6,47	Q 38.942,93
2	EXCAVACIÓN	ML	6.019,00	Q 16,19	Q 97.447,61
3	POZO DE VISITA DE 1,5-2 m profundidad	U	45,00	Q 6.355,00	Q 285.975,00
4	POZO DE VISITA DE 2,01-3m profundidad	U	7,00	Q 7.500,00	Q 52.500,00
3	POZO DE VISITA DE 3,0- 4,50m profundidad	U	9	Q 8.525,00	Q 332.983,21
4	TUBERIA PVC Ø 6"	ML	3967	Q 120,00	Q 476.040,00
5	TUBERIA PVC Ø 8"	ML	1669	Q 145,00	Q 242.005,00
6	TUBERIA PVC Ø 10"	ML	383	Q 160,00	Q 61.280,00
7	CONEXIONES DOMICILIARES	U	345,00	Q 2.463,41	Q 849.876,45
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 2.437.050,20

El costo total del proyecto es de dos millones, cuatrocientos treinta y siete mil, cincuenta, con veinte centavos.

2.1.9. Evaluación del impacto ambiental

2.1.9.1. Metodología

Se utilizó en campo, en la visita efectuada, una matriz de Leopold, para anotar los posibles impactos adversos significativos; impactos adversos no significativos e impactos benéficos significativos, basándose en la misma información de los diseños de los proyectos.

2.1.9.2. Componentes utilizados en la matriz de Leopold

Se elaboró una matriz para el proyecto de diseño del sistema de drenaje sanitario para el casco urbano, San José Poaquil, departamento de Chimaltenango, utilizando los siguientes parámetros:

Localización y preparación del sitio

- Análisis y selección del sitio
- Planificación
- Limpieza y desmonte
- Quema
- Explotación de bancos de material
- Generación de mano de obra
- Accidentes
- Manejo y disposición final de residuos
- Abandono y rehabilitación

Construcción

- Excavación y nivelación de plataformas
- Cortes y rellenos de plataformas
- Campamentos provisionales
- Excavación de drenajes
- Instalación de drenajes
- Maquinaria y equipo
- Acarreo de material
- Consolidación
- Alteración de los patrones de tránsito
- Tratamiento del suelo
- Generación de mano de obra
- Manejo y disposición final de desechos

Operación y mantenimiento

- Mantenimiento Forestal
- Tráfico en días y horas pico
- Mantenimiento preventivo y correctivo
- Deposición de residuos sólidos
- Limpieza
- Generación de mano de obra
- Alteraciones a los patrones de tránsito
- Accidentes y contingencias

2.1.9.3. Impactos ocasionados al ambiente

Al estudiar la matriz de Leopold que los impactos se ocasionaran en la construcción del proyecto de “Alcantarillado sanitario, en el casco urbano del municipio de san José Poaquil del departamento de Chimaltenango” de conformidad con el cribado llevado a cabo, determinan que no existirán impactos adversos significativos al ambiente en los proyectos a realizar, tal y como ha sido planificado cualitativamente y cuantitativamente.

2.1.9.4. Impactos adversos no significativos

Se definen en orden numérico, relacionados con las actividades básicas del proyecto que aparecen en la matriz.

Análisis y selección del sitio

Se verán afectados con el diseño, las características de drenajes naturales y el flujo de los mismos que actualmente drenan de las partes más altas del terreno.

Planificación: con la planificación se hacen variar los elementos actuales de composición.

Limpieza y desmonte: al modificarse quizá las características de drenaje por la remoción de vegetación existente en el área a trabajarse, haciendo variar los flujos de los mismos.

Quema: al quemar toda la maleza y ramas de árboles, se podrá provocar un impacto adverso no significativo en lo que respecta a la calidad del aire, especialmente para los trabajadores.

Accidentes: los procesos constructivos en algún momento pueden producir daños a la salud de los trabajadores y a su integridad física. Dependiendo del daño que se cause, por el tipo de accidente, este podrá repercutir en la salud pública de los pobladores circundantes. Para lo cual puede repercutir negativamente en la mano de obra, de no tomarse las medidas adecuadas para la salud de los trabajadores.

Manejo y disposición final de residuos

La mala disposición de residuos fuera del área de los proyectos en áreas ajenas, puede afectar el uso potencial y la calidad del suelo. La disposición de excretas de los trabajadores de no existir letrinas provocara malos olores y contaminación al ambiente.

Abandono y rehabilitación

Si en esta etapa se abandona el proyecto, después de haber efectuado los movimientos preliminares de tierra, se provocaría una seria erosión permanente de tierra. El uso potencial del suelo para otros objetivos se vería seriamente dañados por los trabajos preliminares efectuados. Existiría una incompatibilidad del suelo, para cualquier otro proyecto que no fuese agua y saneamiento.

Campamentos provisionales

El campamento provisional en la época de construcción será utilizado por los trabajadores de campo, permanentes y de jornadas diarias, siendo el punto en donde debe de instalarse la zona para beber agua. La mala calidad del agua puede provocar un impacto significativo en los trabajadores, en su salud. La ubicación del campamento y su utilización permanente provocara erosión en el suelo circundante. Un campamento mal manejado puede afectar la salud pública de los trabajadores, el contraerse enfermedades gastrointestinales, por ingestión de agua contaminada, falta de letrinas y contaminación de desechos sólidos y provocarse malos olores.

Excavación de drenajes y agua

La excavación de las zanjas para drenajes y agua de quedar mucho tiempo abiertas, por detención de la obra, afectara las características de fondo y bordos de las zanjas abiertas y podrá provocar serios erosionamientos. La mala compactación de las zanjas al terminarse la obra, podrá repercutir posteriormente en las estructuras superficiales viales, provocando asentamientos indeseados del terreno mal compactado.

Instalación de drenaje

La mala compactación de los zanjeados para las instalaciones hidráulicas, podrá provocar asentamientos y daños a la tubería y accesorios, con problemas de fugas que emanen a la superficie, provocando una escorrentía no controlada.

Maquinaria y equipo

Eventualmente la maquinaria y equipo en la construcción, podrán provocar ruidos molestos al oído humano, en especial de los trabajadores. La maquinaria en sus operaciones de movimientos podrá provocar erosionamientos en bordes del terreno.

Acarreo de materiales

El acarreo de materiales para consolidación del suelo, puede provocar en su volteo, contaminación en el aire, provocando mala calidad del aire para los trabajadores como los pobladores de los caseríos.

Generación de mano de obra

Existirá un impacto severo significativo, en la salud de los trabajadores en la etapa de construcción, en lo correspondiente a ingestión de agua contaminada, si este caso se diera.

Manejo y disposición de desechos

Las disposiciones finales de los desechos de la construcción y desechos humanos, podrá hacer variar la calidad del agua que se genere superficialmente por lluvias, si se estuviese trabajando en esta época todavía. Esta mala disposición de desechos de construcción podrá provocar erosionamiento indeseado de estos mismos materiales, cambios en el uso potencial del suelo, incompatibilidad del uso del suelo y la mala calidad de los mismos.

La mala disposición de desechos humanos (excretas), por falta de letrinas podrá provocar problemas a la salud humana de los trabajadores y los habitantes de los caseríos.

Transporte

La escasez de transporte público, puede incidir negativamente en las personas que trabajan y que viven en áreas distantes, afectando el empleo y la mano de obra; la educación de sus hijos y mejor estilo de vida.

2.1.9.5. Impactos benéficos significativos

Análisis y selección del sitio

La tenencia de la tierra se verá reforzada económicamente por la implantación de proyectos de saneamiento.

Generación de mano de obra

Las expectativas de creación de mano de obra vendrán a ser benéficos para la economía de la región. Las posibilidades que se darán a muchas personas no calificadas de aprender un oficio, vendrá positivamente a mejorar la capacidad de mano de obra de la región. Los requerimientos que se hagan por medio de este estudio en cuanto a una mejora integral de los servicios de salud para los trabajadores y sus familias, será un impacto benéfico significativo. Existirá la posibilidad de mejores remuneraciones económicas, dentro de su estatus económico, deviniendo esto en un mejor estilo y calidad de vida.

Obra civil

Todo el proceso de construcción propiciará un impacto benéfico significativo, al mejorar la economía regional; brindar las posibilidades de mano de obra, lo cual mejorará la economía de los lugareños, les proporcionará mayores ingresos económicos de los cuales se deriva una mejor forma de vida y una mejor recreación.

Área boscosa

La salud pública se beneficiará con la reforestación de las áreas circunvecinas al existir un mejor clima, mejorando el estilo y calidad de vida y recreación de los habitantes.

2.1.9.6. Mantenimiento preventivo y correctivo

El mantenimiento preventivo y correctivo que se le dará a los proyectos, devendrá en posibilidades de empleos permanentes de mano de obra del área y el mantenimiento ideal de los proyectos.

2.1.9.7. Medidas de mitigación a los principales impactos

Localización y preparación del sitio

En la construcción de los proyectos a la hora de realizar los movimientos de tierra debe de buscarse el acomodamiento más adecuado del sitio donde se harán los depósitos de tierra, controlando que estos sean asentados en áreas donde no se provoquen deslaves indeseados por escorrentía superficial.

Debe de existir un ingeniero de planta que supervise constantemente los procesos de movimientos de tierra.

Se deben de colocar letrinas y basureros necesarios provisionales, en el área de construcción de tal manera que los trabajadores, no contaminen los alrededores, siendo esto de suma necesidad y obligatorio.

Deben de tomarse en cuenta todas las medidas de seguridad necesarias de acuerdo con el manual de seguridad e higiene de la construcción, para que los trabajadores de la construcción y los maquinistas sean más educados para evitarles la mayor cantidad de accidentes.

La importancia de la naturaleza y los valores estéticos, pueden superarse mediante programas de educación ambiental, dirigidos al personal que intervendrá en alguna de las etapas del proyecto y a los habitantes del proyecto.

Operación y mantenimiento

En esta etapa es en donde se presentan los impactos ambientales de mayor significado, principalmente en lo relativo a desechos sólidos y líquidos.

La contaminación por las aguas residuales puede reducirse mediante los siguientes procesos:

- Deben de quedar instaladas los métodos de tratamiento de las aguas servidas, tal y como se han descrito en los diseños y planos, para que los desechos sólidos y líquidos sean tratados de la manera indicada y las aguas pasen a los mantos freáticos debidamente tratadas.

2.1.9.8. Plan de seguridad ambiental

De conformidad con los impactos detectados y las medidas de mitigación definidas, se determina el siguiente plan de seguridad ambiental.

Los mantos subterráneos pueden verse contaminada, de no tomar las medidas en lo que corresponde a la deposición de excretas de los trabajadores de campo, por lo cual se hace necesaria la instalación de letrinas en la etapa de construcción, así como la colocación de depósitos de basura.

Es importante indicar que las fosas sépticas, deben de ser limpiadas de los lodos por lo menos cada seis meses, para lo cual se necesita que exista una directiva entre los habitantes, que contraten periódicamente un camión con bomba succionadora, que saque los lodos orgánicos y los deposite en un lugar específico que tengan previamente aprobado o que lo saquen manualmente y los depositen en las áreas forestales, para abono de los árboles, no dejando los lodos superficiales, sino zanjeados alrededor del mismo.

En operación debe controlarse el nivel de lodos de la fosa séptica para su evacuación oportuna, la cual está prevista para ser evacuada cada año, cuidando de mantener siempre al menos 20% de los lodos para la continuidad del proceso. La fosa debe tener una adecuada ventilación de los gases.

Todos los desechos producto, deben ser depositados debidamente, tal y como se ha indicado, tanto los materiales que se desecharan en la etapa de construcción, en especial la tierra de desecho, como las materias sólidas (basura) y lodos orgánicos que se produzcan en la etapa de operación, las cuales como ya se indicó deben de llevarse a botaderos específicos autorizados.

2.1.9.9. Plan de contingencia

Con base en la cantidad de familias y las distribuciones de los mismos, se considera que la posibilidad de una contingencia está ligada a: los riesgos derivados de un incendio en cualquier proyecto derivado de los gases de las fosas sépticas. Por lo que se estima conveniente tener siempre a la mano extintores y si fuese posible la colocación de hidrantes impulsadas por bombas hidroneumáticas en áreas específicas cercanas a las fosas. En este sentido es conveniente que se deje recomendado a los habitantes que se organicen en una brigada de salvamento y sean adiestrados por alguna compañía de bomberos.

2.1.9.10. Plan de seguridad humana

Con respecto a los aspectos que se considera deben de prevalecer como importantes dentro del plan de seguridad humana, se encuentran:

Seguridad humana en el proceso de construcción

En toda etapa de construcción el trabajador se encuentra permanentemente expuesto a accidentes, se recomienda que el campamento o guardianía se tenga un botiquín suficientemente abastecido de medida y materiales de curación para accidentes de trabajos, para prestar una inmediata atención y que la empresa constructora registre al personal que laborará en los sistemas de drenajes, en el IGSS para que exista atención adecuada a problemas mayores.

Agua potable

La obtención del agua potable por parte de los trabajadores en la etapa de construcción, es un problema, como en todas las construcciones, sufre el trabajador la obtención de agua para tomar, se recomienda que se hagan tanque de abastecimiento de agua provisionales para la obtención del vital líquido, se deberá de clorar el agua, si esta estuviese contaminada.

Salud humana de los habitantes

Se debe de considerar, que los sistemas de construcción estructurales sean lo suficientemente seguros, para que quede resguardada en todo momento la salud y seguridad de todos los habitantes. La salud humana de los habitantes de los caseríos estará supeditada a un buen sistema de drenajes y buenos planes de manejo de desechos sólidos y líquidos.

2.1.9.11. Conclusiones

En síntesis, los proyectos de drenajes sanitarios son compatibles con el medio circundante, por ubicarse en un área semi-rural. Puede asegurarse que el proyecto responde a características del entorno urbano circundante, y al igual que se estén o ya estén ejecutando obras de infraestructura en las áreas de influencia. Es por lo tanto necesario que al momento de realizar la construcción de los drenajes, se tomen en cuenta las recomendaciones hechas en el presente estudio y las efectuadas en los planes de seguridad ambiental, contingencia y seguridad humana y aquellas recomendaciones que el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) realice.

2.1.10. Evaluación socio-económico

2.1.10.1. Valor presente neto

El método del valor presente neto es muy utilizado por dos razones: la primera por ser de fácil aplicación, la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros, se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero, implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia.

Ingresos y egresos económicos para el proyecto

Q 2.048.002,62

VPN = ingresos – egresos

VPN = 0 – 2.048.002,62

VPN = -2.048.002,62

Como el VPN es menor que cero, indica que el proyecto no es rentable. Esto debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.1.10.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica, es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Variación del VPN debido a la TIR

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

- $(P - L) * (R/P, i\%, n) + L * I + D = I$

Donde:

P = inversión inicial

L = valor de rescate

D = serie uniforme de todos los costos

I = ingresos anuales

- Valor presente de costos = valor presente de ingresos
- Costo anual = ingreso anual

Como puede observarse, en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR, mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo, que el estado debe desembolsar, para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada, tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala, que corresponde a la inversión en títulos públicos, que actualmente pagan esa cantidad, y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos, para invertirlos en obra pública.

2.2. Diseño del puente vehicular para el casco urbano

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto tiene como fin primordial cruzar el río llamado el Cementerio, el cual está ubicado en las orillas del casco urbano; logrando una vía de comunicación económica, social y geográfica de los habitantes del lugar.

Se diseñará un puente vehicular de una vía, de 12 m de largo por 3.70 m de ancho y banquetas laterales de 0.85 m.

2.2.2. Estudio hidrológico

2.2.2.1. Crecientes

Las crecientes en un río pueden dividirse en:

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

Para el diseño de un puente, se deberá considerar la crecida máxima extraordinaria.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos, existen varios métodos, tales como: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección – pendiente, etc.

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

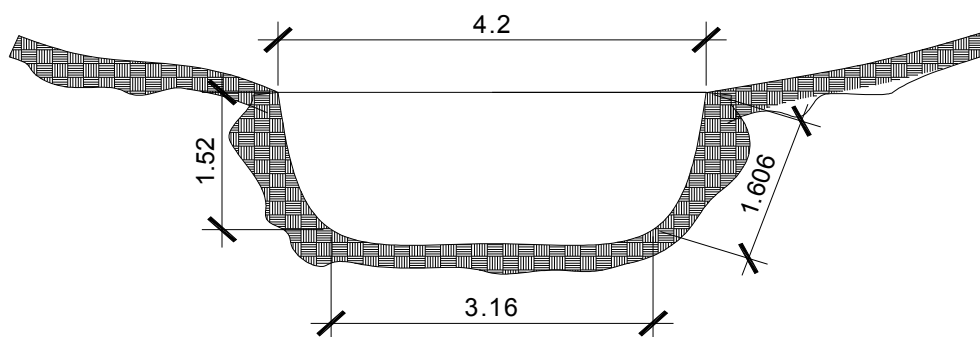
2.2.2.1.1. Método de sección – pendiente

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

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

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial. Con el apoyo de las herramientas como Autocad, se dibuja la sección y se obtienen los valores de área y perímetro mojado.

Figura 5. Área de la sección del río



Fuente: elaboración propia.

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

$$A1 = (d2/2 + d3/2) * H2 \quad AT = A1 + A2$$

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

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

Donde:

V = velocidad (m / s)

R = radio hidráulico

S = pendiente

N = coeficiente de rugosidad

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

Los datos obtenidos en campo dieron como resultado:

Pendiente para el caudal máximo 5.46%

Altura crecida 1.5 m.

Área de desalojo 6.19 m²

2.2.2.2. Cálculo del caudal máximo

Datos:

Área = 6.19 m²

Pendiente = 5.46 %

Coeficiente de rugosidad = 0.08

Perímetro mojado = 6.28 m

Cálculos:

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

$$R = A / P.M. = 6.19 / 6.28 = 0.99$$

$$V = 1 / 0.08 * 0.99^{(2/3)} * 0.0546^{(1/2)} = 2.90 \text{ m / s}$$

$$Q = V * A = 2.9 * 6.19 = 17.96 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El caudal obtenido servirá para determinar la altura mínima del puente y el área de descarga.

2.2.3. Levantamiento topográfico

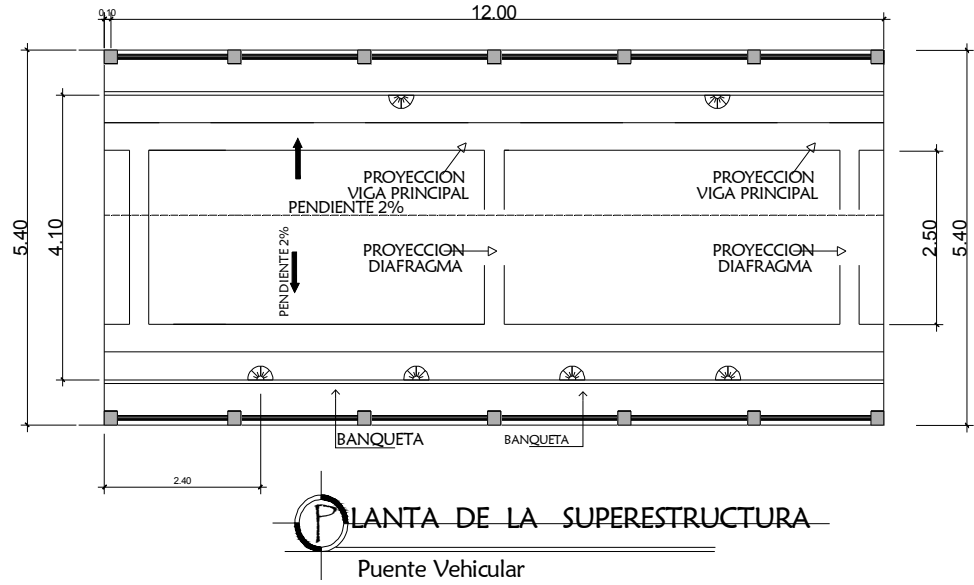
El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

Se realizaron los levantamientos siguientes:

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

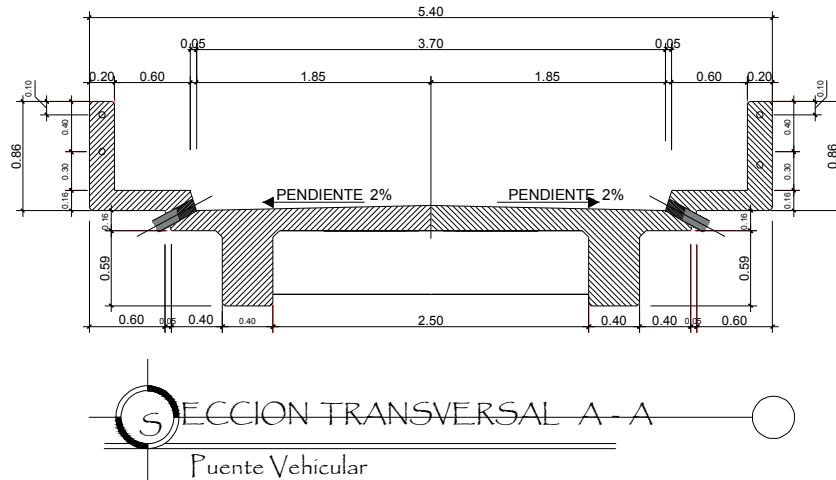
Con la información obtenida, se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales (figura 6 y 7).

Figura 6. **Planta de la superestructura**



Fuente: elaboración propia.

Figura 7. **Sección transversal**



Fuente: elaboración propia.

2.2.4. Estudio del suelo

La capacidad de soporte del suelo o valor soporte, es la capacidad de un suelo de soportar una carga, sin que se produzcan fallas dentro de sus masa, se mide en fuerza por unidad de área.

Se procedió a efectuar el estudio de suelos, para el proyecto denominado diseño de puente vehicular el Cementerio, se tomó la muestra inalterada en el lugar y fue llevada al laboratorio de suelos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, teniendo los siguientes resultados:

Tipo de suelo: arcilla limosa color café

Cohesión: carga última (Cu): 2.65 T/M2

Ángulo de fricción interna: 10.58

Peso específico del suelo: 1.6 T/M3

Profundidad en la fue tomada la muestra: 2.5 m.

Vs suelo = 21.7613 T/m2 ó 21,761.3 kg/m2

Ver el cálculo para el valor soporte del suelo en (Apéndice)

2.2.5. Descripción de la alternativa propuesta

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado; consistente en una losa plana, banquetas, 2 vigas principales y 3 diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo; además cuenta con una cortina y una viga de apoyo de concreto armado.

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizan las normas AASHTO y del ACI, utilizando la teoría de esfuerzo último.

2.2.6. Datos y bases de diseño

Se debe tomar en cuenta que el ancho de la calle es de 6.00 m el tipo de carga esperada será de un camión de dos ejes traseros y un eje delantero.

La obra a diseñarse será económica y funcional; los datos y bases de diseño son las siguientes:

Ancho útil:	3.7 m.
Luz eficaz:	12 m.
Resistencia del concreto:	$f'c = 281 \text{ kg / cm}^2$
Resistencia del acero:	$f'y = 2,810 \text{ kg / cm}^2$
Peso del concreto ciclópeo:	$2,700 \text{ kg / m}^3$
Peso del concreto armado:	$2,400 \text{ kg / m}^3$
Capacidad soporte del suelo:	$21,761.3 \text{ kg / m}^2$
Peso del asfalto:	$2,100 \text{ kg / m}^3$
Ancho total:	5.4 m.
Sobrecarga:	H 20 - 44 o H20 (camión de 3 ejes)

2.2.7. Pre-dimensionamiento

2.2.7.1. Losa

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

$$T = 1.2 * (L + 3.05) / 30 \geq 0.16 \text{mts}$$

Donde:

T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2 (2.5 + 3.05) / 30 = 0.22 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 16 cm el mínimo.

2.2.7.2. Viga principal

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

Por criterio personal se propone:

Peralte = 0.75 m

Base = 0.40 m

La luz eficaz entre vigas es de 2.5 m = S

2.2.7.3. Diafragmas

Los diafragmas se utilizan en los tercios de la luz, el ancho usual recomendado por AASHTO es de 30 cm, el alto de los interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales; si se colocan diafragmas en los extremos, estos deberán ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales.

2.2.7.3.1. Diafragmas externos

La base mínima= 0.3

$H_{\text{diaf.}} = h_{\text{vp}} / 2 = H_{\text{diaf.}} = 0.75 / 2 = 0.375 \sim 0.4\text{m.}$

$H_{\text{diaf.}}$ = peralte del diafragma

$H_{\text{vp.}}$ = peralte de la viga principal

Se propone: peralte 0.4 m y base 0.3 m.

2.2.7.3.2. Diafragmas internos

La base min.= 0.3

$H_{\text{diaf}} = h_{\text{vp}} * \frac{3}{4} = 0.75 * \frac{3}{4} = 0.56 \sim 0.55 \text{ m}$

H_{diaf} = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

Se propone: peralte 0.55 m y base 0.3 m.

2.2.7.3.3. Viga de apoyo y cortina

La cortina no deberá ser menor de 0.3 m de espesor y se diseña a flexión y corte. La viga de apoyo no podrá ser menor de 0.4 m de espesor, se chequea por aplastamiento y se coloca refuerzo de acero longitudinal por temperatura.

Cortina:

Espesor = 0.3 m.

$H = h$ de la viga principal = 0.75

Viga de apoyo:

Base min. = 2 cm * cada metro de luz libre del puente = $0.02 * 12 = 0.24 = 0.3$ m

Base total = base min. + Base de cortina

Base total = 0.3 m. + 0.3 m = 0.6 m

H min. = 0.40 m.

2.2.8. Determinación de cargas muertas para diseño de elementos estructurales del puente

Las cargas muertas son todos los pesos propios de los elementos de la superestructura.

$W_{cm} =$ sección del elemento * peso específico del material

$W_{losa} = 0.16 \text{ m.} * 1.00 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 384 \text{ kg/m.}$

$W_{asfalto} = 0.05 \text{ m.} * 1.00 \text{ m.} * 2100 \text{ kg/m}^3 = 105 \text{ kg/m.}$

$W_{barandal} = 40 \text{ kg.} * 2/5 \text{ m.} = 16 \text{ kg/m.}$

$W_{diaf. Ext.} = 0.3 \text{ m.} * 0.4 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m.}$

$W_{diaf. Int.} = 0.3 \text{ m.} * 0.55 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 396 \text{ kg/m.}$

$W_{viga p.} = 0.3 \text{ m.} * 0.75 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 540 \text{ kg/m.}$

$W_{cortina} = 0.3 \text{ m.} * 0.75 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 540 \text{ kg/m.}$

$W_{base} = 0.30 \text{ m.} * 0.4 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m.}$

2.2.9. Diseño de losa

2.2.9.1. Integración de cargas

Carga total (W_{total})

$W_{tot} = W_{losa} + W_{asfalto} + W_{barandal} = 384 + 105 + 16 = 505 \text{ kg/m}$

$W_{cmu} = 1.4 * W_{tot} = 505 \text{ kg/m} * 1.4 = 707$

2.2.9.2. Cálculo de momentos

2.2.9.2.1. Momento debido a la carga muerta

Para la carga W por carga muerta debe tomarse en cuenta el peso de la carpeta ya sea que se considere utilizar un concreto hidráulico o un concreto asfáltico, es importante utilizar una capa de rodadura para no provocarle desgaste a la superficie de la losa.

Para la carga muerta la AASHTO no define momento, así que se utiliza la siguiente:

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{10}$$

Donde:

M_{cm} = momento de carga muerta (kg-m)

W = carga muerta última (kg/m)

L = luz de losa entre vigas (m)

$$M_{cm} = \frac{707 * 2.5^2}{10} = 441.88 \text{kg} - m$$

Momento de carga muerta en el voladizo

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{2}$$

Donde:

M_{cm} = momento de carga muerta (kg-m)

W = carga muerta última (kg/m)

L = luz en el voladizo (m)

$$M_{cm} = \frac{707 \text{ kg / m} * (1\text{m})^2}{2} = 353.50 \text{ kg / m}$$

Se toma el mayor valor de los dos, es decir que el momento por carga muerta máximo será:

$$M_{cm} = 441.88 \text{ kg-m.}$$

2.2.9.2.2. Momento debido a la carga viva

Momento carga viva (AASHTO 3.24.3.1)

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

Donde:

M_{cv} = momento por carga viva (lb-pie)

S = luz de losa entre vigas

P = carga producida por el camión

Entonces:

$$M_{cv} = 0.8 * \left[\frac{8.2 + 2}{32} \right] * 16000 = 4080 \text{ lbs - pie} \quad M_{cv} = 558.70 \text{ kg - m}$$

2.2.9.2.3. Momento debido a la carga de impacto (AASHTO 3.8.2.1)

La carga de impacto no es nada más que un incremento en el momento producido por la carga viva, y tiene que ser menor o igual al 30%.

$$I = \frac{50}{S + 125}$$

Donde:

I = impacto en porcentaje $\leq 30\%$

S = luz de losa entre vigas (pies)

$$I = \frac{50}{8.2 + 125} = 0.375$$

Por lo tanto, se utilizará el porcentaje máximo que es 30%.

2.2.9.2.4. Momento último (AASHTO 1.2.22)

Es:

$$M_{\text{último}} = 1.3 * (M_{cm} + 5/3 * (M_{cv} * I))$$

$$M_{\text{último}} = 1.3 * (541.88 + 5/3 * (558.70 * 1.3)) = 2278.12 \text{ kg} - m$$

Donde:

M último = momento último en kg-m

Mcm = momento por carga muerta

Mcv = momento por carga viva

I = carga de impacto

2.2.9.3. Cálculo de acero de refuerzo

Se usarán las ecuaciones y datos siguientes:

$$Mu = Mu / \theta * fy * (d - a / 2) \quad \text{Donde : } Mu = 227812.00 \text{ kg} - m$$

$$a = As * fy / \beta 1 * fc * b \quad \theta = 0.9 \quad b = 100$$

$$\rho_{\text{mínimo}} = 14.1 / fy \quad d = 13.5 \text{ cms.}$$

$$es = 2.1E + 06 \text{ kg} / \text{cms.}^2$$

$$As_{\text{mínimo}} = \rho_{\text{mínimo}} * b * d$$

$$\rho_{\text{máximo}} = 0.5 \rho_{\text{bal}}$$

$$\beta 1 = 0.85 f'c > \text{ igual a } 4,000 \text{ PSI}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta 1^2 (0.003 / ((Fy/es) + 0.003)) * (f'c / Fy)$$

Determinando el refuerzo, es necesario que sea mayor o igual al refuerzo mínimo. Resolviendo la ecuación y calculando la cuantía de acero, se determina:

$$\rho_{\text{mínimo}} = 14.1 / 2,810 = 0.005$$

$$As_{\text{mínimo}} = \rho_{\text{mínimo}} * b * d = 0.005 * 100 * 13.5 = 6.77 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta 1^2 (0.003 / ((Fy/es) + 0.003)) * (f'c / Fy) = 0.05$$

$$\rho_{\text{máximo}} = 0.5 \rho_{\text{bal}} = 0.5 * 0.05 = 0.025$$

$$As_{\text{máximo}} = \rho_{\text{max}} * b * d = 0.025 * 100 * 13.5 = 33.75 \text{ cm}^2$$

$$a = As * Fy / \beta 1 * f'c * b = 1.98 * 2,810 / 0.85 * 281 * 100 = 0.16$$

$$As = Mu / \phi * Fy (d - a / 2) = 160,465.59 / 0.9 * 2,810 (13.5 - 0.08) = 4.72 \text{ cm}^2$$

Como A_s mínimo es mayor que A_s , tomar A_s mínimo = 6.77 cm^2 , no debe ser mayor S al S máximo = $3 * t = 3 * 16 = 48 \text{ cm}$.

2.2.9.3.1. Refuerzo de acero cama inferior transversal

Utilizando la varilla No. 5 con área = 1.98 cm^2

$$\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \text{-----} 6.77 \text{ cm}^2 \\ X \text{ m.} \text{-----} 1.98 \text{ cm}^2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \\ X \text{ m.} \end{array}} \right\} 1 \text{No. 5 @ } 0.25 \text{ m.}$$

2.2.9.3.2. Refuerzo cama superior transversal

Se calcula el acero por temperatura

$$A_{temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 16 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 con área = 1.27 cm^2

$$\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \text{-----} 3.2 \text{ cm}^2 \\ X \text{ m.} \text{-----} 1.27 \text{ cm}^2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \\ X \text{ m.} \end{array}} \right\} 1 \text{No. 4 @ } 0.30 \text{ m}$$

2.2.9.3.3. Refuerzo longitudinal

$$AsL = As * FL$$

Donde:

AsL = acero longitudinal

As = acero requerido

FL = factor longitudinal = $2.2/\sqrt{s} \leq 67 \%$

Según AASHTO 3.24.10.2

S = espaciamiento entre vigas en pies

FL = $2.2 / \sqrt{8.2} = 0.77$ se toma 0.67

AsL = $6.77 * 0.67$

AsL = 4.53 cm²

1 m. -----4.53 cm² } 1No. 4 @ 0.25 m.

X m.-----1.27 cm²

2.2.9.3.4. Refuerzo longitudinal cama superior

Calculando el acero longitudinal o paralelo al camión para la cama superior por temperatura, según la AASHTO 3.24.1.2.

$$A_s = 0.002 \times b t$$

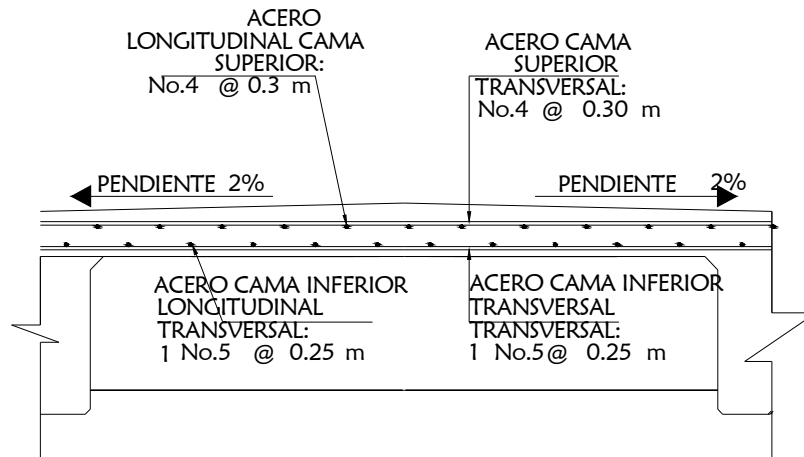
$$A_s = 0.002 \times 100 \times 16 = 3.2$$

Utilizando varilla No. 4 con área = 1.27 cm²

$$1 \text{ m.} \text{-----} 3.2 \text{ cm}^2 \quad \left. \vphantom{1 \text{ m.}} \right\} 1 \text{ No. 4 @ } 0.30 \text{ m.}$$

$$X \text{ m.} \text{-----} 1.27 \text{ cm}^2$$

Figura 8. **Esquema final armado de losa**



Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Diseño de la acera

El armado de la acera o banqueta del puente es el mismo que el de la losa, es decir, es una continuación del acero de refuerzo. Ver detalle de armado en planos (Apéndice).

2.2.11. Diseño de viga principal

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que estas transmiten cargas externas transversales, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Además, las vigas son las que soportan toda la carga de la superestructura y le dan la estabilidad a ésta.

Las vigas de concreto para superestructuras de puentes pueden ser vigas reforzadas (para luces cortas), y vigas pre esforzadas (para luces relativamente largas).

Datos:

Peralte = 0.75 m

Base = 0.4 m

2.2.11.1. Cálculo de momentos

Para el cálculo de momento de la carga viva en puentes, es necesario comparar dos situaciones distintas de carga a lo largo de la luz de un puente.

La primera situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico se da cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad al otro apoyo.

La segunda situación, se da al tener una fila de camiones (figura AASHTO 3.7.6 A), que resulta como una carga uniformemente distribuida, con lo cual se calcula el momento correspondiente de esta carga.

Una vez obtenidos los momentos de ambas situaciones, se comparan y se considera crítica la mayor; por lo tanto, es el momento que se usará para el diseño. La carga usada para este proyecto es la AASHTO Hs 20-44.

Datos:

L = 12.00 mts. \approx 39.37 pie

b = 0.40 mts. \approx 1.31 pie

H = 0.75 mts. \approx 2.46 pie

Hs - 20 = 2 ejes traseros 16,000 Lbs + 1 eje delantero 4,000 Lbs

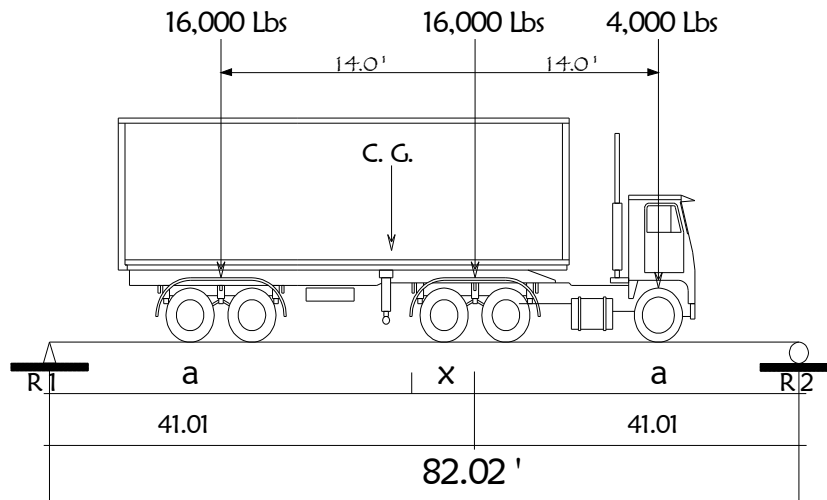
Distancias entre ejes 4.2672 mts. \approx 14 pie

Factor de distribución: para puente de una vía

$$\frac{S}{6.5} \langle 6ft = \frac{9.51}{6.5} = 1.46$$

Donde S es la separación entre vigas a ejes.

Figura 9. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Fuente: elaboración propia.

2.2.11.1.1. Momento debido a la carga viva

Se hace la sumatoria de momentos en el centro de gravedad del camión:

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

$$16,000 (14 - X) = 16,000 (X) + 16,000 (X + 14)$$

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

$$2 * A + X = 12$$

$$A = 5.29 \text{ m.}$$

Donde A es la longitud que existe desde cada apoyo al CG.

Encontrando reacciones: $\Sigma M_b = 0$

$$12 * R_a = 5,29 * (2 * 7257,48 + 1814,37)$$

$$R_a = 7198,51 \text{ kg.}$$

$$R_b = (2 * 7257,48 + 1814,37) - 7198,51 = 9130,82 \text{ kg.}$$

Calculando el momento máximo:

$$M \text{ máximo} = 7198,51 (1,42 + 5,29) - (1814,37 * 4,26) = 40572,79 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.11.1.2. Momento debido a la carga de impacto

$$I = \frac{50}{S + 125}$$

Donde:

I = impacto en porcentaje $\leq 30\%$

S = luz del puente (pies)

$$I = \frac{50}{39.37 + 125} = 0.304$$

$$M_{cv} + I = 40572.79 * 1.3 = 52744.63 \text{ kg} - \text{m.}$$

2.2.11.1.3. Momento debido a la carga muerta

$$W \text{ total} = 505 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ viga principal} = 540 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{diaf. Int.}} = 396 \text{ kg/m} * 2.5 \text{ m.} = 990 \text{ kg}$$

Incrementando por carga de servicio:

$$W \text{ total} = 1,4 (505 + 540) = 1463 \text{ kg / m.} = W_{cm}.$$

$$M_{cm} = W * L^2 / 8 + (P' * L \text{ viga} / 2)$$

$$M_{cm} = 1463 * 12^2 / 8 + W_{\text{diaf. Int.}} * \text{Espaciamiento entre diafragmas}$$

$$M_{cm} = (1463 * 12^2) / 8 + 990 * 5,17 = 31\,452,15 \text{ kg - m.}$$

2.2.11.1.4. Cálculo del momento total actuante en la viga

Son los valores de momento por carga muerta y carga viva determinados anteriormente y aplicando los factores de impacto y distribución definidos, se tiene:

$$M_u = 1,3 (M_{cm} + 5 / 3 * (M_{cv} * I * FD))$$

$$M_u = 1,3 (31\,452,15 + 5 / 3 * (40\,572,79 * 1,3 * 1,46)) = 207\,736,632 \text{ kg - m.}$$

2.2.11.1.5. Cálculo de refuerzo

Datos:

$$M_u = M_u / \theta * f_y * (d - a / 2) \quad \text{Donde : } M_u = 20,773663.2.00 \text{ kg - m}$$

$$a = A_s * f_y / \beta_1 * f_c * b \quad \theta = 0.9 \quad b = 40 \text{ cms}$$

$$? \text{mínimo} = 14.1 / f_y \quad d = 70 \text{ cms} \quad es = 2.1E + 06 \text{ kg / cms}^2$$

$$A_{s\text{mínimo}} = ? \text{mínimo} * b * d$$

$$? \text{máximo} = 0.5?bal \quad \beta_1 = 0.85 \quad f'c > \text{ igual a } 4,000 \text{ PSI}$$

$$?bal = \beta_1^2 (0.003 / ((F_y / es) + 0.003)) * (f'c / F_y)$$

Determinando el refuerzo, es necesario que sea mayor o igual al refuerzo mínimo. Resolviendo la ecuación y calculando las cuantías de acero, se determina:

$$\rho_{\text{mínimo}} = 14.1 / 2,810 = 0.005$$

$$A_{s\text{mínimo}} = \rho_{\text{mínimo}} * b * d = 0.005 * 70 * 40 = 14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1^2 (0.003 / ((F_y / es) + 0.003)) * (f'c / F_y)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.85^2 (0.003 / ((2,810 / 2.1E+06 + 0.003)) * (281 / 2,810) = 0.05$$

$$\rho_{\text{máximo}} = 0.5 \rho_{\text{bal}} = 0.5 * 0.05 = 0.025$$

$$A_{s\text{máximo}} = \rho_{\text{máximo}} * b * d = 0.025 * 70 * 40 = 70 \text{ cm}^2$$

Cálculo de refuerzo a tensión

$$A_{s+} = [b * d - \sqrt{ ((b * d)^2 - (M_{\text{dis}} * b) / (0.003825 * f'c)) }] * ((0.85 * f'c) / F_y)$$

$$A_{s+} = [40 * 70 - \sqrt{ ((40 * 70)^2 - (20,773663.2 * 40) / (0.003825 * 281)) }] * ((0.85 * 281) / 2,810)$$

$$A_{s+} = 139.79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Usar } A_{s\text{máximo}} = 70 \text{ cm}^2. = 6 \text{ No. 11} + 2 \text{ No. 8}$$

Refuerzo cama inferior en apoyos.

Es igual al 50 por ciento del acero a tensión calculado:

$$A_{s\text{ cama inf. Apoyos}} = 0.5 * 70 \text{ cm}^2. = 35 \text{ cm}^2 = 3 \text{ No. 11} + 1 \text{ No. 8 según localización mostrada en planos.}$$

Cálculo de acero adicional para vigas de gran peralte

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un refuerzo de 5.29 cm^2 por cada metro de peralte de la viga (este dato es un valor ya comprobado por normas, para vigas de este peralte) por lo que el refuerzo longitudinal para la viga principal será:

$$\text{As adicional} = 5.29 \text{ cm}^2 / 1\text{m} * 0.75 \text{ m.} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 No. 5 al centro de la sección de la viga principal

Ver detalle de armado de la viga principal en planos. (Apéndice)

2.2.11.2. Cálculo de corte en la viga

Para el cálculo del refuerzo por corte, es necesario calcular el corte total actuante en la viga, compuesta por el cortante debido a peso muerto, sobrecarga e impacto.

2.2.11.2.1. Corte debido a la carga viva

Corte debido a carga viva: el corte es máximo cuando el eje trasero de la carrocería del camión se encuentra en el apoyo de la viga.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo B.

$$R_a = V_{cv}$$

$$12 * R_a = 7257.48 * (12) + 7257.48 * (12 - 4.2672) + 1814.37 * (12 - 8.5344)$$

$$R_a = 12,458.14 \text{ kg}, R_a * F_d = 12,458.14 * 1.46 = 18,188.88 \text{ kg}.$$

$$V_{cv} + I = 18,188.88 * 1.3 = 23645.55 \text{ kg}$$

2.2.11.2.2. Corte por carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la ecuación:

$$V_{cm} = W * L / 2$$

Y si hubiere cargas concentradas: SP' / n

$$V_{cm} = W_{cm} * L / 2 + SP' / n$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta

V_{cm} = corte por carga muerta

L = luz entre apoyos

P' = carga debido al peso propio de los diafragmas

N = número de apoyos

$$V_{cm} = (W_{total} * L_t) / 2 + P' / 2 = 1463 * 12 / 2 + ((2 * 288 * 2.5 + 396 * 2.5) / 2$$

$$V_{cm} = 9993 \text{ kg}.$$

2.2.11.2.3. Corte debido al impacto

$$V_{cv} + I = 18,188.88 * 1.3 = 23645.55 \text{ kg}$$

2.2.11.2.4. Corte último

$$M_u = 1,3 (M_{cm} + 5 / 3 * (V_{cv} * l * FD))$$

$$V_u = 1,3 (9993 + 5 / 3 * (23\ 645,55))$$

$$V_u = 64\ 222,93 \text{ kg.}$$

2.2.11.2.5. Cálculo del refuerzo a corte

Corte resistente del concreto

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 40 * 70 = 21\ 144,92$$

$$V_s = V_u - V_c \quad \text{corte que hace falta reforzar}$$

$$V_s = 64\ 222,93 - 21\ 144,92 = 43\ 078,01 \text{ kg}$$

2.2.11.2.6. Cálculo del espaciamiento de los estribos

$$S \text{ máximo} = d / 2 = 70 / 2 = 35 \text{ cm.}$$

$$S = 0.85 * A_{\text{varilla}} * 2 * F_y * d / V_u \text{ espaciamiento de los estribos}$$

Usando varilla No. 3 con área de = 0.71 cm².

$$S_1 = 0.85 * 0.71 * 2 * 2,810 * 70 / 43,078.01 = 5.51, S_1 = 5\text{cm.}$$

Esto quiere decir que los estribos colocados a 1,5 metros de los apoyos será de 5 centímetros. Además, se calcularon otros espaciamientos para optimizar:

Cálculo del segundo espaciamiento

Por relación de triángulos: a 3 mts. del apoyo

$$43\ 078,01 / 6 = x / 3$$

$$X = 25\ 846,806 = 21\ 539,005 \text{ kg.}$$

$$V_s = 21\ 539,005 - 21\ 144,92 = 424,09 \text{ kg.}$$

Por lo que:

$$S_2 = 0,85 * 0,71 * 2 * 2810 * 70 / 21\ 539,005 = 11,02 \text{ cms.}$$

Por facilidad de armado, se propone un espaciamiento de 15 centímetros a partir del 1,5 metros.

$$S_2 = 15 \text{ cms.}$$

Ver los planos finales. (Apéndice 1)

2.2.12. Diseño de diafragmas

2.2.12.1. Diafragmas externos

B mínimo = 0,3 mts.

H = 0,4 m.

F'c = 281 kg / cm²

2.2.12.1.1. Cálculo de refuerzo

Se calcula el acero mínimo, ya que su función es rigidizar las vigas principales, es decir no soportan ninguna carga:

$$A_{smin} = 14,1 / F_y * b * d$$

$$A_{smin} = 14,1 / 2810 * 30 \text{ cms} * 40 \text{ cms.}$$

$$A_{smin} = 6,02 \text{ cm}^2.$$

Colocar 3 No. 6 en cama superior e inferior

Estribos No. 3 @ 0,2 m.

Se coloca este refuerzo mínimo en dos camas, superior e inferior y se recomienda un refuerzo extra de $5,29 \text{ cm}^2$ por metro de alto del diafragma.

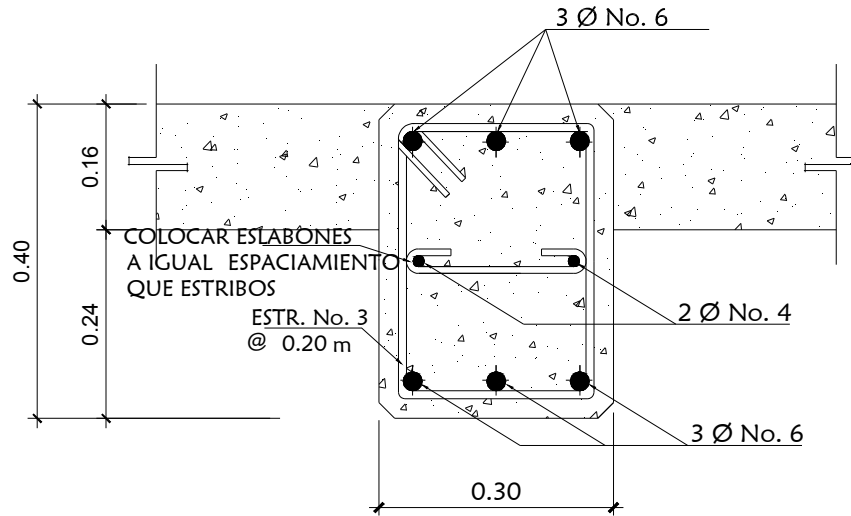
2.2.12.1.2. Refuerzo adicional

$$A_{s ad} = 5,29 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m.} * 0,4 \text{ m.} = 2,12 \text{ cm}^2.$$

Colocar 2 No. 4 al centro de la sección del diafragma

Eslabones No. 3 @ 0,2 m.

Figura 10. Armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia.

2.2.12.2. Diafragma interno

$B_{min} = 0,3 \text{ m.}$

$H = 0,55 \text{ m.}$

$F'c = 281 \text{ kg / cms}^2.$

2.2.12.2.1. Refuerzo de acero mínimo

$A_s \text{ mínimo} = 14,1 / F_y * b * d$

$A_s \text{ mínimo} = 14,1 / 2810 * 30 * 55 \text{ cms.}$

$A_s \text{ mínimo} = 8,27 \text{ cm}^2.$

Colocar 3 No. 6 en cama superior e inferior

Estribos No. 3 @ 0,2 m.

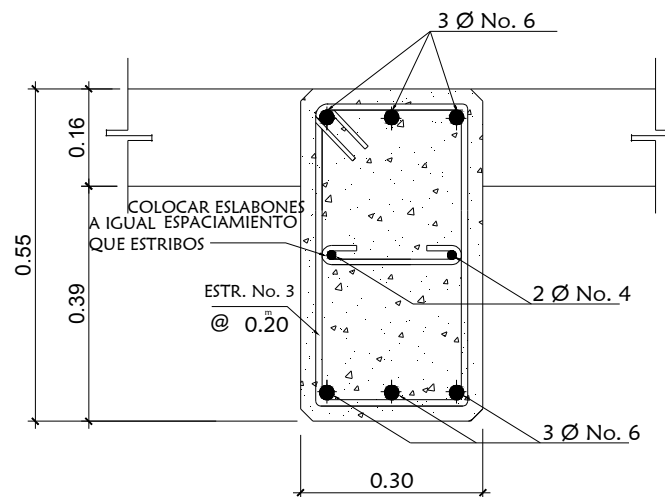
2.2.12.2. Refuerzo adicional

$As_{ad} = 5,29 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m.} * 0,55 \text{ m.} = 2,91 \text{ cm}^2$.

Colocar 2 No. 5 al centro de la sección del diafragma

Eslabones No. 3 @ 0,2 m.

Figura 11. Armado de diafragma interior



Fuente: elaboración propia.

2.2.13. Diseño de la subestructura

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura, hacia el terreno donde se edifica la obra. La subestructura está constituida por estribos y pilas.

Estribos son los apoyos extremos de la superestructura, que además de transmitir las cargas al suelo también contiene el relleno estructural o terraplén de la carretera.

El tipo y material de la subestructura que se va a utilizar en un puente dependerá de varios factores: vida útil, longitud del claro, condición de los estratos de apoyo, condición del cauce del río, economía, etc.

Los estribos y pilas para puentes podrán ser de piedra, concreto masivo, concreto armado acero y también de madera. La decisión de utilizar una subestructura de madera para puentes de este mismo material estará determinada, inicialmente, por la longitud de los tramos del puente, ya que no se recomienda el uso de subestructuras de madera para luces mayores a 10 m, debido al peso de superestructuras y a las cargas del tráfico de vehículos.

2.2.13.1. Diseño de la cortina

Para determinar la geometría de la cortina, se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura.

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

Datos:

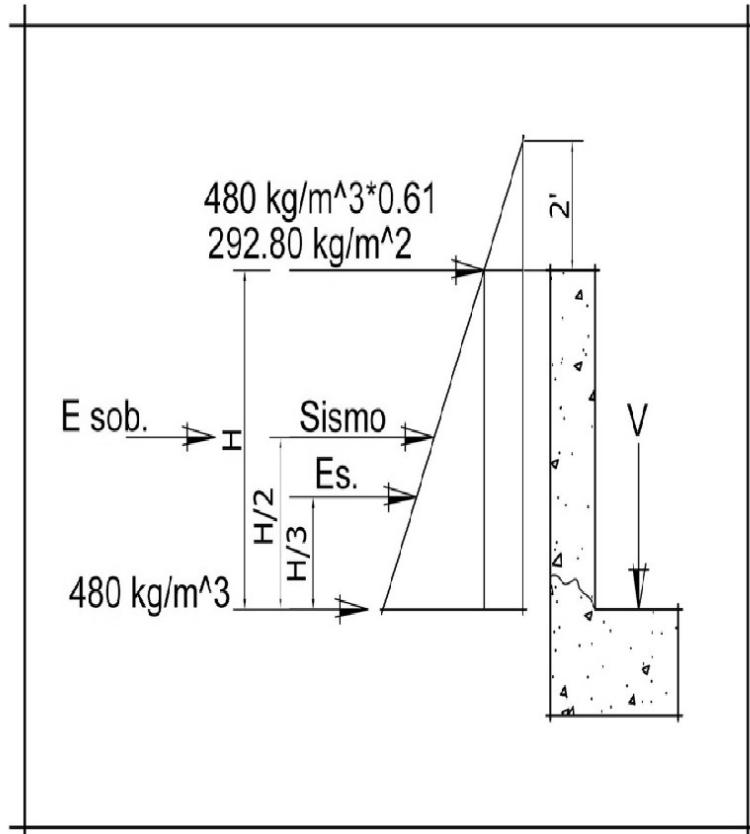
Base: 0,30 m.

Altura H: 0,75 m.

Franja unitaria: 1,00 m.

Ancho de puente: 3,70 m.

Figura 12. Diagrama de presiones



Fuente: elaboración propia.

Hallando presiones:

Según AASHTO 3.2, se deberá considerar una sobre carga del suelo del equivalente líquido de $2' = 0,61$ metros con una presión de 480 kg / m^3 .

P_{sob} : presión de sobrecarga a $2' = 0,61 \text{ m}$.

$$P_{sob} = 480 \cdot 0,61 = 292,6 \text{ kg / m}^2.$$

P_s : presión del suelo equivalente

$$P_s = 480 \cdot 1,6 = 768 \text{ kg / m}^2.$$

Cálculo de fuerzas:

Empuje de sobrecarga

$$E_{sob} = (292,6 * 0,75) = 219,45 \text{ kg / m.}$$

Empuje del suelo equivalente

$$E_s = (768 * 0,75) / 2 = 288 \text{ kg / m.}$$

2.2.13.1.1. Fuerza de sismo

$$S = 0,12 W$$

$$W = W_{cortina} + W_{corona}$$

$$W_{cortina} = 0,3 * 0,75 * 2400 = 540 \text{ kg / m.}$$

$$W_{corona} = 0,4 * 0,8 * 2400 = 768 \text{ kg / m.}$$

$$S = 0,12 * (1308) = 156,96 \text{ kg/m.}$$

2.2.13.1.2. Fuerza longitudinal

$$L_f = (0,05 * P) / (2 * H_{cor.})$$

$$L_f = (0,05 * 7257,48) / (2 * 0,75) = 241,92 \text{ kg/m.}$$

Por ser dos lados entonces

$$L_f = 2 * 241,92 = 483,84 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Actuando a } 6' = 1,82 \text{ m.}$$

El brazo

$$B_r = 6' + H_{cor}$$

$$B_r = 1,82 \text{ m} + 0,75 \text{ m} = 2,57 \text{ m.}$$

2.2.13.1.3. Cálculo de los momentos

$$ME_{sob} = (219,45 * 0,75) / 2 = 82,13 \text{ km} - \text{m}$$

$$ME_{sequi} = (288 * 0,75) / 3 = 72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Msismo = 133,92 * 2,57 = 344,17 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MLf = 483,84 * 1,82 = 880,59$$

2.2.13.1.4. Combinación de cargas

$$\text{Grupo III} = M = 1,3 (E + Lf)$$

$$\text{Grupo VII} = M = 1,3 (E + S)$$

$$\text{Grupo III} = M = 1,3 (82,13 + 72 + 880,59) = 1345,14 \text{ km} - \text{m}$$

$$\text{Grupo VII} = M = 1,3 (82,13 + 72 + 156,96) = 404,42 \text{ km} - \text{m}$$

Se toma el mayor de los dos grupos, en este caso, se toma el momento del grupo III.

$$Mu = 1345,14 \text{ km} - \text{m}$$

Con los siguientes datos, se encuentra el área de acero:

$$Mu = 1345,14 \text{ km} - \text{m}$$

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

$$d = (75 - 8 - 1) = 67 \text{ cm.}$$

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

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

2.2.13.1.5. Cálculo del refuerzo

Por programa $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$.

$$A_s \text{ mínimo} = 14,1 / F_y * b * d$$

$$A_s \text{ mínimo} = 14,1 / 2,810 * 30 * 67 = 10,08 \text{ cm}^2.$$

6 varillas No. 5

2.2.13.1.6. Chequeo por corte

$$\text{Grupo III} = V = 1,3 (E + L_f)$$

$$\text{Grupo VII} = V = 1,3 (E + S)$$

$$\text{Grupo III} = V = 1,3 (219,45 + 288 + 483,84) = 1288,68 \text{ kg} - \text{m}.$$

$$\text{Grupo VII} = V = 1,3 (219,45 + 288 + 133,92) = 833,78 \text{ kg} - \text{m}.$$

Se toma el mayor de los dos grupos en este caso se toma el momento del grupo III.

$$V_u = 1288,68 \text{ kg} - \text{m}.$$

$$V_{cr} = 0,53 * 0,85 \sqrt{(281) * 30 * 75} = 16 991,45$$

Se colocaran estribos No. 4 G 40

Armado de cortina ver planos finales (Apéndice)

2.2.14. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo se chequea por aplastamiento, debido a que está apoyada en toda su longitud, y se refuerza con acero mínimo por no soportar flexión. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos.

Datos:

Base: 0,80 m.

H: 0,4 m.

2.2.14.1. Cálculo del refuerzo

Chequeando A_s mínimo

$$A_s \text{ min} = (14,1 / 2,810) * 80 * 40 = 16,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 16,06 \text{ cm}^2$$

Refuerzo 9 Varillas No. 5 + Estribos No. 4

Ver armado de viga de base o corona en (apéndice)

2.2.15. Análisis y diseño de los estribos

Los estribos son componentes de la subestructura que soportarán la superestructura en los lados extremos y transmiten la carga al terreno de cimentación.

Para el diseño del puente, se utilizarán 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 a seis 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 también se puede encontrar una solución adecuada de acuerdo a los análisis económicos y estructurales.

Para el análisis de los estribos, se deben verificar como mínimo tres condiciones:

Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\frac{ME}{MV} > 1,5$$

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$0,5 \frac{W}{E} > 1,5$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno.

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

Donde:

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

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 solo, carga producida por el muro con la superestructura junto a la carga viva y la que es producida por efectos de sismo en el que no se considera la carga viva.

Para el puente de la cabecera municipal, se tienen los siguientes datos:

Peso de concreto armado = 2400 kg/m^3

Peso de concreto ciclópeo = 2700 kg/m^3

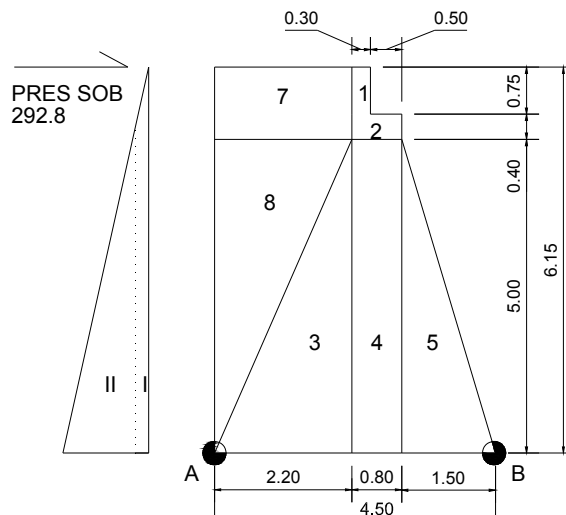
Equivalente líquido = 480 kg/m^3

Altura de sobrecarga de relleno = $0,61\text{m}$.

Peso del suelo = 1700 kg/m^3

Valor soporte = $21\ 761 \text{ kg/m}^2$

Figura 13. **Sección de estribo del puente de la cabecera municipal**



Fuente: elaboración propia.

Para las diferentes figuras que se forman, las cargas tienen un punto de aplicación.

El análisis se hace para un metro de longitud en el sentido transversal del puente.

2.2.15.1. Momento de volteo (MV)

El momento de volteo se origina debido a la presión que ejerce el suelo sobre la estructura. Véase figura 13.

$$EI = 480 * H_{\text{sobrecarga}}$$

$$EI = 480 * 0.61 = 292,8 \text{ kg/m}^2$$

$$EII = 480 * H_{\text{total}}$$

$$EII = 480 * 7,05 = 3696 \text{ kg/m}^2$$

Tabla VIII. **Momento de volteo del puente de la cabecera municipal**

Sección	Altura (m)	Presión (kg/m ²)	Empuje Wv(kg)	Brazo	Momento Mv(kgm)
I	6,15	292,608	1799,54	3,075	5533,58
II	3,075	2952	9077,4	2,05	18 608,7
		ΣWv	10876,9	ΣMv	24 142,3

Fuente: elaboración propia.

2.2.15.2. Momento estabilizante (ME)

Este momento es el que es producido por el peso propio de la estructura y se determina respecto al punto A.

Tabla IX. **Momento estabilizante del puente de la cabecera municipal**

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Pe (kg/m ³)	peso We (kg)	BP (m)	M kg-m
1	0,75	0,3	0,225	2400	540	2,85	1539
2	0,4	0,8	0,32	2400	768	2,6	1996,8
3	0,8	5	4	2700	10 800	2,6	28 080
4	2,2	5	5,5	2700	14 850	1,46667	21 780
5	5	1,5	3,75	2700	10 125	3,5	35 437,5
6	5	1,5	3,75	1700	6375	4	25 500
7	1,15	1,5	1,725	1700	2932,5	3,75	10 996,9
				ΣWe	46 390,5	ΣME	12 5330

Fuente: elaboración propia.

2.2.15.3. Chequeo del estribo sin superestructura

Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\frac{ME}{MV} > 1,5$$

$$\frac{125330}{24142,30} = 5,19 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$0,5 \left(\frac{We}{Wv} \right) > 1,5$$

$$0,5 \left(\frac{46\,390,5}{10876,9} \right) = 2,13 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno.

Para realizar este análisis, se debe de determina la excentricidad que existe y que es la distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de la fuerzas que actúan se intersectan.

Un estribo se puede dimensionar, de tal forma que, la resultante de su propio peso y el empuje de tierras se intersecten con la base a distancias iguales de cada lado.

Se debe tomar en cuenta el principio del tercio medio. Cuando la resultante de las cargas se intersecta con la base a una distancia determinada desde el borde de la base(a), una parte del terreno está sometida a esfuerzos de compresión; la distancia a la que ocurre esto es igual a 3*a.

Donde:

a = distancia a la que se intersecta la resultante de la carga con la base

Se determina con la siguiente ecuación:

$$a = \frac{ME - MV}{WE}$$

$$a = \frac{125330 - 24142,3}{46390,5} = 2,18$$

Si 3 * a es menor a 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.

$$3a = 3 (2,18) = 6,54 \text{ m} > 5,8\text{m} \quad \text{OK}$$

Encontrando presiones en el suelo

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

$$e = \frac{4,5}{2} - 2,18 = 0,07$$

Las presiones se verifican de la siguiente forma:

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \langle V_s$$

Donde:

W = peso de la estructura

A = área de la base

e = excentricidad

b = base

$$P_{\max} = \frac{46390,5}{4,5 * 1} \left[1 + \left(\frac{6 * 0,07}{4,5} \right) \right] = 11254,39 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\max} = \frac{46,390,5}{4,5 * 1} \left[1 - \left(\frac{6 * 0,07}{4,5} \right) \right] = 9363,6 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

Las presiones deben de ser mayores a cero para asegurar que no existan presiones negativas.

2.2.15.4. Chequeo del estribo 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 = 6.33m para calcular por un metro de largo del estribo.

$$W_2 = \frac{14514,96 + 37212}{5,4} = 9579,07$$

Brazo = base de estribo / 2

Brazo = 4,5 / 2 = 2,25 momento estabilizante

$$ME_2 = W_2 * BRAZO$$

$$ME_2 = 9579,07 * 2,25 = 21 552,9 \text{ kg-m}$$

$$ME_{total2} = ME_2 + ME$$

$$ME_{total2} = 21 552,9 + 125 330 = 146 882,9 \text{ kg-m}$$

Volteo

$$V = ME_{total2} / MV$$

$$V = 146 882,9 / 24 142,30 = 6,08 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Deslizamiento

$$D = 0,5 ((W_2 + W E) / WV)$$

$$D = 0,5 (9579,07 + 46 390,5) / 10 876,90 = 2,57 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Presiones

$$a = (ME_{\text{tot2}} - Mv) / (W_2 + WE)$$

$$a = (146\,882,9 - 24\,142,3) / (9\,579,07 + 46\,390,5) = 2,19 \text{ m.}$$

$$3a = 3 * 2,19 = 6,57 \text{ m} > 5,8 \text{ m.} \quad \text{OK}$$

$$e = b / 2 - a$$

$$e = 4,5 / 2 - 2,19 = 0,06 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \langle V_s$$

$$P_{\text{max}} = \frac{9579,07 + 46390,5}{4,5 * 1} \left[1 + \left(\frac{6 * 0,06}{4,5} \right) \right] = 13432,69 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{9579,07 + 46390,5}{4,5 * 1} \left[1 - \left(\frac{6 * 0,06}{4,5} \right) \right] = 11442,67 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

2.2.15.5. Chequeo del estribo por efectos de sismo sin carga viva

$$W_{\text{subestructura}} = 46\,390,5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{superestructura}} \text{ (en 1m sentido transversal)} = 37\,212 / 5,4 = 6\,891,11 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total3}} = W_{\text{sub}} + W_{\text{super}}$$

$$W_{\text{total3}} = 46\,390,5 + 6\,891,11 = 53\,281,61 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo}_3 = 2,25 \text{ m.}$$

Momento estabilizante

$$ME_3 = W_{\text{superestructura}} * B_3$$

$$ME_3 = 6\,891,11 * 2,25 = 15\,504,99 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_{\text{total3}} = ME_3 + ME$$

$$ME_{\text{total3}} = 15\,504,99 + 125\,330 = 140\,834 \text{ kg-m}$$

Fuerza horizontal

$$FH = 1,08 * W_v + 0,08 * W_{\text{tot3}}$$

$$FH = 1,08 * 10\,876,9 + 0,08 * 53\,281,61 = 16\,009,58 \text{ kg}$$

Momento de volteo

El momento de volteo se encuentra utilizando las fuerzas que actúan en el sentido longitudinal.

Tabla X. **Momento de volteo por sismo**

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Pe (kg/m ³)	peso We (kg)	BP (m)	M kg-m
1	0,75	0,3	0,225	2400	540	5,775	3118,5
2	0,4	0,8	0,32	2400	768	5,2	3993,6
3	0,8	5	4	2700	10800	2,5	27000
4	2,2	5	5,5	2700	14850	1,66667	24750
5	5	1,5	3,75	2700	10125	1,66667	16875
6	5	1,5	3,75	1700	6375	3,33333	21250
7	1,15	1,5	1,725	1700	2932,5	5,575	16348,7
				ΣWe	46390,5	ΣME	113336

Fuente: elaboración propia.

$$MS = 0,08 * Mv3 = 0,08 (113 336) = 9 066,88 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{volteo3}} = 1,08 * Mv + 0,08 * W_{\text{superestructura}} * h'$$

$$h' = H - h_{\text{de cortina}} = 6,15 - 0,75 = 5,4 \text{ m}$$

$$M_{\text{volteo3}} = 1,08 (24 142,3) + 0,08 (6 891,11) * 5,4 = 29 050,64 \text{ kg - m}$$

$$Mv3_{\text{tot}} = MS + M_{\text{volteo3}}$$

$$Mv3_{\text{tot}} = 9 066,88 + 29 050,64 = 38 117,52 \text{ kg - m}$$

Volteo

$$V = ME_{\text{total3}} / Mv3_{\text{tot}}$$

$$V = 140 834 / 38 117,52 = 3,69 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Deslizamiento

$$D = 0,5 (W_{\text{total3}} / FH)$$

$$D = 0,5 (53 281,61 / 16 009,58) = 1,66 > 1,5 \quad \text{OK}$$

Presiones

$$a = (ME_{\text{tot3}} - Mv3_{\text{tot}}) / W_{\text{tot3}}$$

$$a = (140 834 - 38 117,52) / 53 281,61 = 1,92 \text{ m}$$

$$3a = 5,78 > 4,5 \quad \text{OK}$$

$$e = b / 2 - a$$

$$e = 4,5 / 2 - 1,92 = \text{m}$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \langle V_s$$

$$P_{\max} = \frac{53281,61}{4,5 * 1} \left[1 + \left(\frac{6 * (0,33)}{4,5} \right) \right] = 17050,11 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\max} = \frac{53281,61}{4,5 * 1} \left[1 - \left(\frac{6 * (0,33)}{4,5} \right) \right] = 6630,60 \text{ kg} / \text{m}^2 \langle 21761,30 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

2.2.16. Diseño del neopreno

2.2.16.1. Área de neopreno

Área neopreno = $V_u \text{ viga} / f'c = 64\ 222,93 / 281 = 228,55 \text{ cms}^2$.

Se colocará una plancha cuadrada de neopreno de 40 x 40 centímetros de 1" dureza 60 shore A.

2.2.17. Elaboración de los planos

Los planos finales del puente son los siguientes:

- Planta y perfil del puente
- Planta armado de losa, secciones y planta acotada
- Armado de viga de apoyo, diafragmas y barandal
- Detalle de armado de viga principal y especificaciones

(Ver apéndice)

2.2.18. Presupuesto del puente vehicular

Tabla XI. Cuadro de cantidades estimadas de trabajo

Cuadro de cantidades estimadas de trabajo, precios unitarios y costos

No.	Descripcion de renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Monto
1	Trabajos preliminares				
1,01	Limpieza y chapeo	79,5	m ²	8,36629	Q 665,12
1,02	Bodega y guardianía	60	m ²	220,31117	Q 13.218,67
1,03	Replanteo topográfico y trazo	1	Global	2.788,80	Q 2.788,80
1,04	Excavación	341,45	m ³	19,73121	Q 6.737,22
Total de renglón					Q 23.409,81
2	Sub-estructura				
2,01	Estribos + aletones	225	m ³	1.103,81	Q 248.357,03
2,02	Cortina y viga de apoyo	5,62	m ³	10.493,23	Q 58.971,93
2,03	Neopreno	4	Unidad	1.800,00	Q 7.200,00
2,04	Relleno, incluye material filtrante	61,52	m ³	220,73862	Q 13.579,84
Total de renglón					Q 320.908,80
3	Super-estructura				
3,01	Vigas (2 vigas)	24	ml	4.063,57	Q 97.525,59
3,02	Diafragmas (3 diafragmas)	7,5	ml	842,464	Q 6.318,48
3,03	Losa (incluye banquetas y drenaje)	71,25	m ²	1.409,41	Q 100.420,64
3,04	Barandal	24	ml	589,13542	Q 14.139,25
Total de renglón					Q 218.403,96
Costo total de la obra					Q569.922,57
Quinientos sesenta y nueve mil novecientos veintidós con cincuenta y siete centavos					

Fuente: elaboración propia.

2.2.19. Estudios de impacto ambiental

La construcción de puentes, como todas las actividades realizadas por el hombre en la faz de la tierra, genera impacto en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro.

En 1972 fue celebrada una conferencia mundial por las Naciones Unidas en Estocolmo, Suecia a partir de la cual Guatemala aceptó integrarse a los programas mundiales de protección y mejoramiento del medio ambiente.

Posteriormente, en 1986 se creó el Decreto 68-86, Ley de protección y mejoramiento del medio-ambiente, y se organizó la Comisión Nacional del Medio Ambiente. En el año 2000, ésta se transforma en el Ministerio de Ambiente, el cual tiene a su cargo la aplicación de la ley y sus reglamentos.

Definición de estudio de evaluación de impacto ambiental

La Evaluación de Impacto Ambiental es un proceso de análisis que pronostica los futuros impactos ambientales negativos y positivos de acciones humanas, permite seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimicen los impactos deseados.

Tiene como propósito fundamental detectar todas las consecuencias significativas, benéficas y adversas de una acción propuesta para que quienes toman decisiones cuenten con elementos científico-técnicos que les apoyen para determinar la mejor opción.

La Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es un procedimiento jurídico técnico administrativo que tiene por objeto la identificación, predicción e interpretación de los impactos ambientales que los proyectos del puente vehicular, produciría al momento de ejecutarlo; así como la prevención, corrección y valoración de los mismos. Todo ello con el fin de ser aceptado, modificado o rechazado por parte de las distintas administraciones públicas competentes.

Como principio, se debe establecer un equilibrio entre el desarrollo de la actividad humana y el medio ambiente, sin pretender llegar a ser una figura negativa u obstruccionista, ni un freno al desarrollo, sino un instrumento operativo para impedir sobreexplotación del medio natural y un freno al desarrollismo negativo y anárquico.

Para evaluar el impacto que tendrán los proyectos existen varias metodologías tales como; reuniones con expertos, experiencias recogidas de otros casos similares, sistema de información geográfica (SIG), matrices simples causa efecto, matrices cruzadas, diagramas de flujo, cartografías ambientales, superposición de mapas, redes, cuestionarios generales, modelos matemáticos, físicos, ensayos, pruebas experimentales; el más sencillo y comúnmente utilizado se denomina lista de revisión.

2.2.19.1. Evaluación de impactos

Conocer el impacto ambiental que generan las labores a realizar en un proyecto derivadas de las reglamentaciones que existen con relación a la protección del mismo conlleva una serie de criterios, para conservar el medio ambiente en las actividades que se deseen desarrollar.

Es fundamental para un proyecto el medio natural en que se desenvuelve, porque ejerce influencia directa en su evolución, lo que hace necesario estudiar si el proyecto en algún momento pudiese tener limitantes para su incorporación al mercado.

2.2.19.2. Vulnerabilidad

Actividades impactantes

Tratamiento de basura y otros desechos

Dentro de este punto se identifican las actividades que causan acumulación de basura orgánica e inorgánica. Estos desechos son originados en su mayoría en la elaboración de los alimentos preparados en la zonas aledañas o en durante la ejecución por el personal de trabajo y los sobrantes de los mismos.

La acumulación descontrolada de esta clase de desecho podrá causar un foco de contaminación trayendo consigo plagas, tales como cucarachas, moscas y ratas a los lugares aledaños al proyecto.

Existen otros lugares que podrán provocar acumulación de basura aunque en menor proporción que el anteriormente mencionado, tales como el área administrativa (en la acumulación de papeles) y los generados por la limpieza de las instalaciones.

En estos estudios se determina la forma de evacuación de dichos desechos, así como la instalación adecuada que responda a la cantidad de desechos a tratar.

La construcción de estos proyectos trae como consecuencia que crezca la afluencia de personas, compuesta en su mayoría por los visitantes y familiares de los pobladores de las comunidades, lo cual es de beneficio para ellos.

Esta afluencia de transeúntes abrirá la oportunidad por parte de los comerciantes de incrementar la presencia del comercio formal e informal durante la ejecución de los proyectos como posterior a ellos.

En relación a la afluencia vehicular podrá agudizar el tráfico, ocasionando mayores dificultades para movilizarse por parte de los vecinos.

Esta afluencia vehicular podrá ser originada por visitantes, familiares y trabajadores administrativos de las entidades ejecutoras y supervisoras de los proyectos, así como también por parte de facilitadores de proyectos ya sea de entidades nacionales como internacionales.

2.2.19.3. Riesgos

Para considerar cuáles son los factores más impactantes en el medio ambiente en la producción de nuestro servicio, se puede considerar los siguientes en el medio biofísico.

Contaminación atmosférica

Debido a que se está haciendo una transformación de bienes, la contaminación atmosférica que se producirá podría decirse que es medianamente significativa en la producción del servicio.

Contaminación de las aguas

La degradación de la calidad del agua superficial y propiamente de las corrientes del río, debido a la erosión durante la construcción o a la descarga excesiva de contaminantes.

Deterioro del suelo

Es uno de los factores principales para la ejecución de estos proyectos que sufrirá cambios, porque sobre ellos se realizará la construcción, con lo cual se afectará el ciclo de los suelos, es decir que estos no tendrán vegetación y tampoco se proveerán del agua y otros elementos, por ello el proceso de alimentación de los mismos ya no será natural.

Protección y correcto manejo del recurso tierra

El manejo de este recurso puede decirse que se hará efectivamente porque aunque se hará una construcción en la misma se tendrá que reforestar las zonas, más afectadas por la tala.

2.2.19.4. Medidas de mitigación

Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Las medidas de mitigación como resultado del análisis son:

- Debe hacerse a través de construir pequeños rellenos sanitarios para depositar los desechos sólidos generados por los proyectos y los trabajadores, para evitar que sea foco de contaminación a las áreas adyacentes.
- El movimiento de tierra realizado por cambio de rasante, se debe depositar en una zona adecuada fuera del cauce del río; se debe homogenizar, conformar y compactar; posteriormente, se debe colocar una capa de suelo orgánico.
- Para evitar el desperdicio o derrame de concreto en el área del proyecto, se deben preparar solamente las cantidades requeridas para las labores a realizar.
- El material proveniente de cortes, que por la distancia a los sitios de rellenos no puedan ser transportados a éstos, será dispuesto en los botaderos de desperdicios, los cuales se deben elegir evitando la generación de daño en los componentes de flora, que provoque obstrucciones en los drenajes naturales del terreno o perjuicios de erosión en terrenos aledaños a las construcciones.
- Los taludes del estribo de entrada y salida se estabilizarán, para evitar erosión y falla en los mismos, que puedan causar turbiedad y contaminación en el agua.
- En zonas adyacentes al área donde se construirá el puente no se debe explotar ningún banco de material, ya que modificará el régimen de aguas.

CONCLUSIONES

1. El diseño del drenaje sanitario tendrá las siguientes características: será diseñada para una población futura de 4,621 habitantes, se usarán tubos PVC de 6", 8" y 10" la tubería secundaria será de PVC de 4" de diámetro, la candela será de tubo de concreto de 12", el costo total del proyecto será de Q. 2 437 050,2.
2. La construcción del sistema de alcantarillado sanitario contribuirá a elevar el nivel de vida de su población, debido a que dicho sistema es esencial para la conservación del medio ambiente.
3. A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se complementó la formación profesional del estudiante, ya que permitió la confrontación teórico-práctico. Además, se proyecta la Facultad de Ingeniería de la Universidad San Carlos de Guatemala a la sociedad guatemalteca, contribuyendo a proponer solución a problemas que las comunidades plantean.
4. El puente vehicular tendrá las siguientes características: de una vía, la superestructura estará formada de una losa plana, diafragmas, banquetas, barandal, la subestructura estará formada por estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, cortinas y tendrá un costo de Q. 569 922,57.

RECOMENDACIONES

1. Actualizar los precios presentados en los presupuestos, antes de su construcción, debido a que los precios tanto de los materiales y maquinaria pesada están sujetos a la fluctuación constante de nuestra moneda con respecto al dólar.
2. Establecer medidas de supervisión y control de todas las fases de ejecución de los proyectos, tanto del puente vehicular como de la construcción del drenaje sanitario, debido a la ubicación en áreas propensas a peligros naturales, para lograr niveles aceptables de mitigación y riesgo.
3. La construcción del puente se debe de realizar durante época de estiaje que está comprendida entre los meses de enero y mayo; además será necesario utilizar el método de tablestacas, para dragar el cauce del río y no permitir que éste interrumpa los trabajos de cimentación, principalmente.
4. Construir obras de protección - gaviones - en el puente vehicular, con una longitud mínima de 25 metros, con la finalidad de encauzar al río y con ello evitar el desplazamiento hacia las viviendas cercanas a la rivera, para mejorar el funcionamiento de los aletones.
5. Planificar las plantas de tratamiento de aguas residuales para el proyecto de drenajes, con el fin de reducir los índices contaminantes derivados de las aguas servidas que se viertan a su destino final.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUIRRE ROLDÁN, Héctor David. *“Diseño y construcción del puente San Diego y diseño del puente de la 2ª. Av. y 3ª. Calle de Malacatán”*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1990.160 p.
2. BRAVO OVALLE, Edgar Edmundo. *“Diseño de puente vehicular aldea Coyoya y sistema de agua potable, aldea Palibatz, municipio de Joyabaj, Quiché”*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003.175 p.
3. CUJCUY COLAJ, Gerson Urías. *“Diseño del puente vehicular de concreto en la comunidad Sajcap, municipio de San Martín Jilotepeque”*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2002.157 p.
4. TORRES ROJAS, María Yessenia. *“Manual de evaluación de impacto ambiental”* Trabajo de graduación de Ing. Mecánica Industrial. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003.145 p.

APÉNDICE

1. Ensayo de laboratorio de suelos
2. Cálculo de valor soporte del suelo
3. Libreta de campo del drenaje sanitario
4. Libreta de campo del puente vehicular
5. Cálculos Hidráulicos del drenaje sanitario
6. Planos de drenaje sanitario
7. Planos de puente vehicular

1. Ensayo de laboratorio de suelos



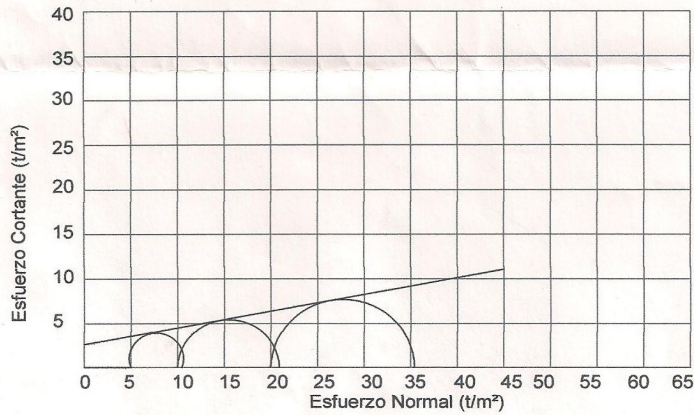
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 21248

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 339 S.S. O.T.: 27,520
 INTERESADO: Jairo Andres Nefalí Morales
 PROYECTO: EPS-Diseño de puente vehicular
 UBICACIÓN: Canton El Cementerio de San José Poaquil, Chimaltenango.
 Fecha: 09 de noviembre de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 10.58^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 2.65 \text{ t/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla limosa color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (t/m²)	7.90	10.91	15.53
PRESIÓN INTERSTICIAL u (t/m²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	2.0	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (t/m³)	1.14	1.14	1.14
DENSIDAD HUMEDA (t/m³)	1.60	1.60	1.60
HUMEDAD (%)	40.0	40.0	40.0



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIUSAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

2. Cálculo de valor soporte del suelo

Se realizó el estudio de suelos para definir el dimensionamiento de la cimentación a diseñar, éste consistió en analizar el estrato superficial en el cual asentarán los cimientos del puente.

Este tipo de análisis consistió en un análisis Triaxial no consolidado y no drenado, los datos obtenidos de laboratorio fueron:

Coeficiente de cohesión del suelo $C_u=2.65 \text{ T/m}^2$

Ángulo de fricción interna $\phi = 10.58^\circ$

Tipo de suelo = arcilla limosa color café

La capacidad de carga en suelos, según Terzaghi, se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_d = (1.3) * (c') * (N'c) + (s) * (Z) * (N'q) + (0.4) * (s) * (B) * (N'w)$$

Donde:

Q_d =valor de esfuerzo límite

C' =coeficiente de cohesión del suelo

ϕ =ángulo de fricción interna

$N'c$ =factor de capacidad de carga debido a la cohesión

S =peso específico del suelo

$N'q$ =factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

Z =desplante de cimentación

B =base de muro

$N'w$ =factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

TABLA. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI			
ϕ	N'_c	N'_q	N'_w
10	9,61	2,69	0,56
11	10,16	2,98	0,69

$$qd = (1.3) * 2.65 * (9.92) + (1.6) * (4) * (2.85) + (0.4) * (1.6) * (4.5) * (0.62)$$

$$qd = 43522.6 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Donde el valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzaghi.

$$V_s = qd / F_s$$

Se toma $F_s = 2$ por ser arcilla, se obtiene:

$$V_s = 43522.6 / 2 = 21761.3 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$V_s = 21761.3 \text{ kg} / \text{m}^2$$

3. Libreta de campo del drenaje sanitario

EST.	P.O	AZIMUT			DISTANCIA
		DO	MIN	SEG	HOR.
0	1	123	55	9	102,94
1	2	94	8	40	28,31
2	3	92	41	24	42,80
3	4	89	21	31	132,75
4	5	89	13	14	82,28
5	6	90	45	19	84,83
6	7	93	16	10	97,55
7	8	93	38	29	49,65
8	8,05	93	42	2	4,59
8,5	9	95	37	6	93,96
9	10	195	43	9	43,93
10	11	95	39	48	102,96
11	12	97	25	4	73,00
12	13	96	18	22	71,39
13	14	184	44	22	73,63
14	15	96	4	28	111,00
15	16	96	9	45	176,92
16	17	184	39	7	78,97
17	18	276	24	45	141,99
17	19	95	18	7	112,89
19	20	103	14	41	117,00
20	21	93	34	59	118,93
18	22	276	32	13	142,00
22	23	184	48	45	71,33
22	24	276	25	24	143,00
24	25	182	56	0	56,21
24	26	275	28	30	74,00
26	27	183	7	40	45,39
26	28	275	44	16	139,00

tinuación de libreta de campo del drenaje sanitario

EST.	P.O	AZIMUT			DISTANCIA
		DO	MIN	SEG	HOR.
29	30	273	37	7	99,13
30	31	270	52	55	65,99
31	32	273	58	51	94,96
32	33	273	40	40	82,98
33	34	274	19	57	74,84
34	35	274	14	6	66,76
35	36	3	4	37	75,11
35	37	275	19	23	52,74
35	38	183	2	40	89,92
37	39	233	24	57	19,60
39	39,1	255	33	0	50,08
38	40	276	0	47	75,79
38	41	182	25	24	67,60
40	42	250	20	8	64,89
41	43	267	22	5	59,56
43	44	266	35	4	74,03
41	45	182	1	3	99,50
45	46	97	53	8	63,00
45	47	182	15	5	40,67
47	48	155	17	30	21,47
48	49	90	53	45	36,43
49	50	120	5	50	68,88
50	51	126	46		34,79
51	52	129	35	58	9,88
51	53	268	59	8	55,60
52	54	154	19	3	56,99
54	55	171	8	8	64,04
56	58	24	47	47	24,61
58	59	3	14	45	83,37
59	60	355	3	50	28,40
60	61	270	48	47	83,53
61	51	188	53	56	24,01

4. Libreta de campo del puente vehicular

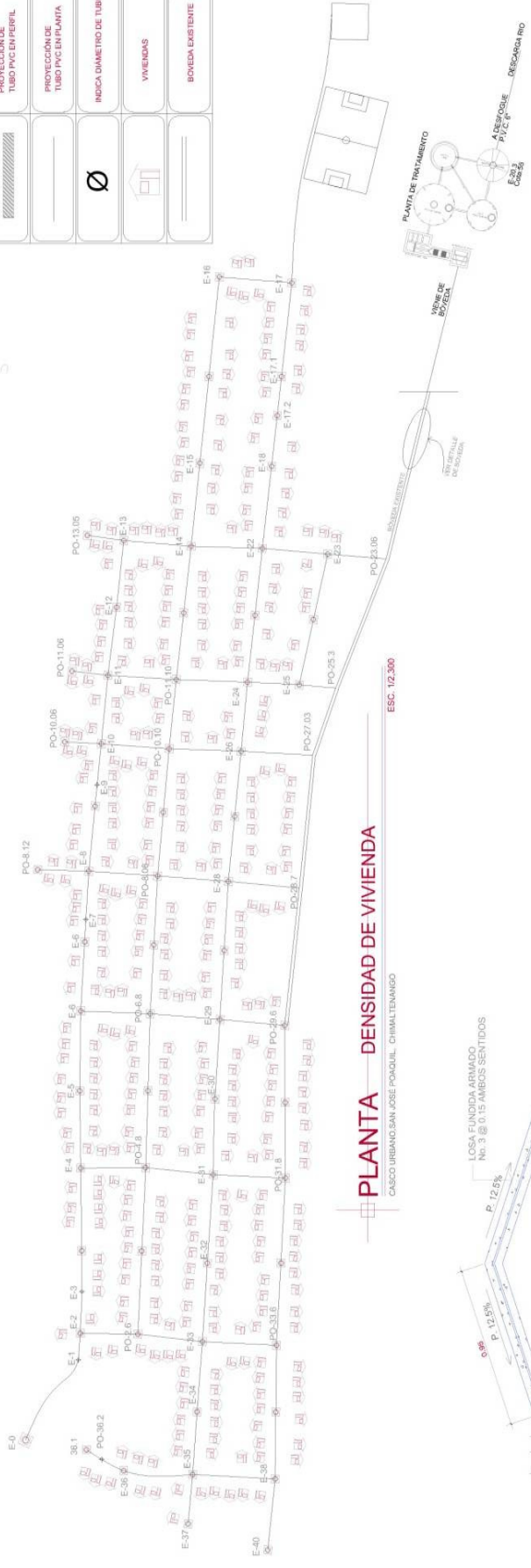
LIBRETA DE CAMPO

PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR EL CEMENTERIO, SAN JOSÉ
 UBICACIÓN: POAQUIL, CHIMALTENANGO
 FECHA: SAN JOSÉ POQUIL
 ÁREA: AGOSTO DE 2,010.
 CÁLCULO: JAIRO MORALES
 POR RADIACIONES

EST	P.O.	AZIMUT			ANGULO VERTICAL			HILOS			ALTURA INSTRU.	DISTANCIA H	COTA DE TERRENO
		GRAD	MINUTO	SEG	GRADO	MINUTO	SEG	SUPERIOR	MEDIO	INFERIOR			
													100,00
0	1	349	14	40	93	37	25	0,26	0,2	0,14	1,422	11,95	100,47
0	2	16	54	15	92	59	45	0,472	0,4	0,328	1,422	14,36	100,27
0	3	87	21	40	93	1	45	1,337	1,3	1,263	1,422	7,38	99,73
0	4	76	13	0	93	8	0	1,556	1,5	1,444	1,422	11,17	99,31
0	5	110	23	0	93	30	30	1,562	1,5	1,438	1,422	12,35	99,16
0	6	94	11	0	94	6	5	1,37	1,3	1,23	1,422	13,93	99,12
0	7	41	8	10	94	3	35	0,874	0,8	0,726	1,422	14,73	99,58
0	8	52	56	35	93	34	5	0,913	0,8	0,687	1,422	22,51	99,22
0	9	64	31	30	93	32	20	1,332	1,2	1,068	1,422	26,30	98,60
0	10	68	1	40	93	45	20	2,65	2,5	2,35	1,422	29,87	96,96
0	11	69	5	20	94	41	15	1,812	1,6	1,388	1,422	42,12	96,37
0	12	74	49	15	95	51	40	1,663	1,5	1,337	1,422	32,26	96,61
0	13	75	55	50	95	46	20	2,31	2,2	2,09	1,422	21,78	97,02
0	14	71	24	40	96	19	15	2,863	2,8	2,737	1,422	12,45	97,24
0	15	268	46	15	86	16	0	1,345	1,2	1,055	1,422	28,88	102,11
0	16	263	28	5	86	23	20	1,297	1,2	1,113	1,422	18,33	101,38
0	17	263	1	15	86	21	30	1,845	1,8	1,755	1,422	8,96	100,19
0	18	185	39	30	101	25	15	0,923	0,9	0,877	1,422	4,42	99,63
0	19	73	6	40	92	34	30	1,317	1,3	1,283	1,422	3,39	99,97
0	20	94	48	40	105	57	10	1,238	1,2	1,162	1,422	7,03	98,21
0	21	169	5	20	106	35	5	1,527	1,5	1,473	1,422	4,96	98,44
0	22	239	18	10	96	28	5	1,267	1,2	1,133	1,422	13,23	98,72
0	23	263	20	45	88	48	0	2,728	2,6	2,472	1,422	25,59	99,36
0	24	257	41	45	88	46	45	2,838	2,7	2,562	1,422	27,59	99,31
0	25	238	29	10	89	23	50	2,79	2,7	2,61	1,422	18,00	98,91
0	26	194	2	35	90	9	0	2,362	2,3	2,238	1,422	12,40	99,09
0	27	106	54	15	105	22	45	0,752	0,7	0,648	1,422	9,67	98,06
0	28	187	50	20	88	47	45	1,365	1,3	1,235	1,422	12,99	100,40
0	29	228	13	0	88	48	0	1,287	1,2	1,113	1,422	17,39	100,59
0	30	242	14	30	88	43	55	0,66	0,5	0,34	1,422	31,98	101,63
0	31	122	17	45	92	42	45	0,838	0,7	0,562	1,422	27,54	99,42
0	32	114	38	55	90	42	35	0,818	0,6	0,382	1,422	43,59	100,28
0	33	109	10	0	90	48	50	0,912	0,7	0,488	1,422	42,39	100,12
0	34	113	6	55	91	13	55	1,643	1,5	1,357	1,422	28,59	99,31
0	35	86	35	5	94	17	35	1,434	1,3	1,166	1,422	26,65	98,12
0	36	82	52	35	94	6	10	0,98	0,8	0,62	1,422	35,82	98,05
0	37	74	39	10	94	10	25	0,918	0,7	0,482	1,422	43,37	97,56
0	38	72	46	45	94	31	30	1,92	1,7	1,48	1,422	43,73	96,26
0	39	78	0	25	95	54	45	1,48	1,3	1,12	1,422	35,62	96,43
0	40	81	21	0	96	51	55	1,634	1,5	1,366	1,422	26,42	96,74
0	41	85	41	25	97	24	30	2,367	2,3	2,233	1,422	13,18	97,41
0	42	341	28	5	84	20	5	1,605	1,3	0,995	1,422	60,41	106,11
0	43	345	28	10	84	20	15	1,7	1,4	1,1	1,422	59,42	105,91

NOMENCLATURA

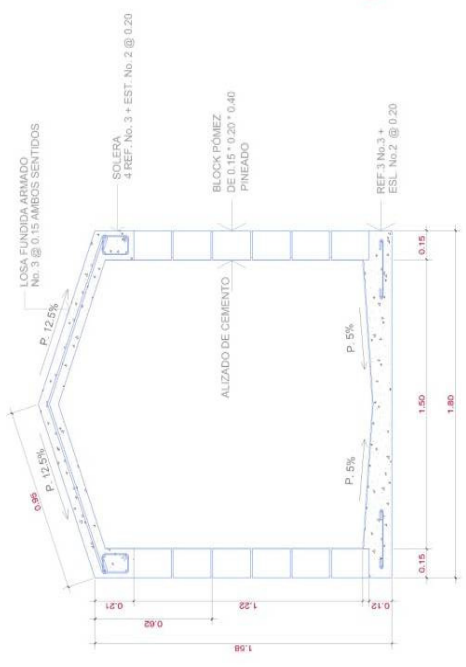
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	POZO DE VISTA TIPO
	POZO DE VISTA VISTA EN PERFIL
	PROYECCIÓN DE TUBO PVC EN PERFIL
	PROYECCIÓN DE TUBO PVC EN PLANTA
	INDICA DIÁMETRO DE TUBO
	VIVIENDAS
	BOVEDA EXISTENTE



PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

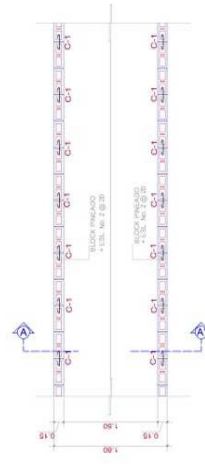
CASCO URBANO SAN JOSE POQUIL, CHIMALTENANGO

ESC. 1:2,300



SECCIÓN A - A' DE BÓVEDA

ESCALA: 1/25



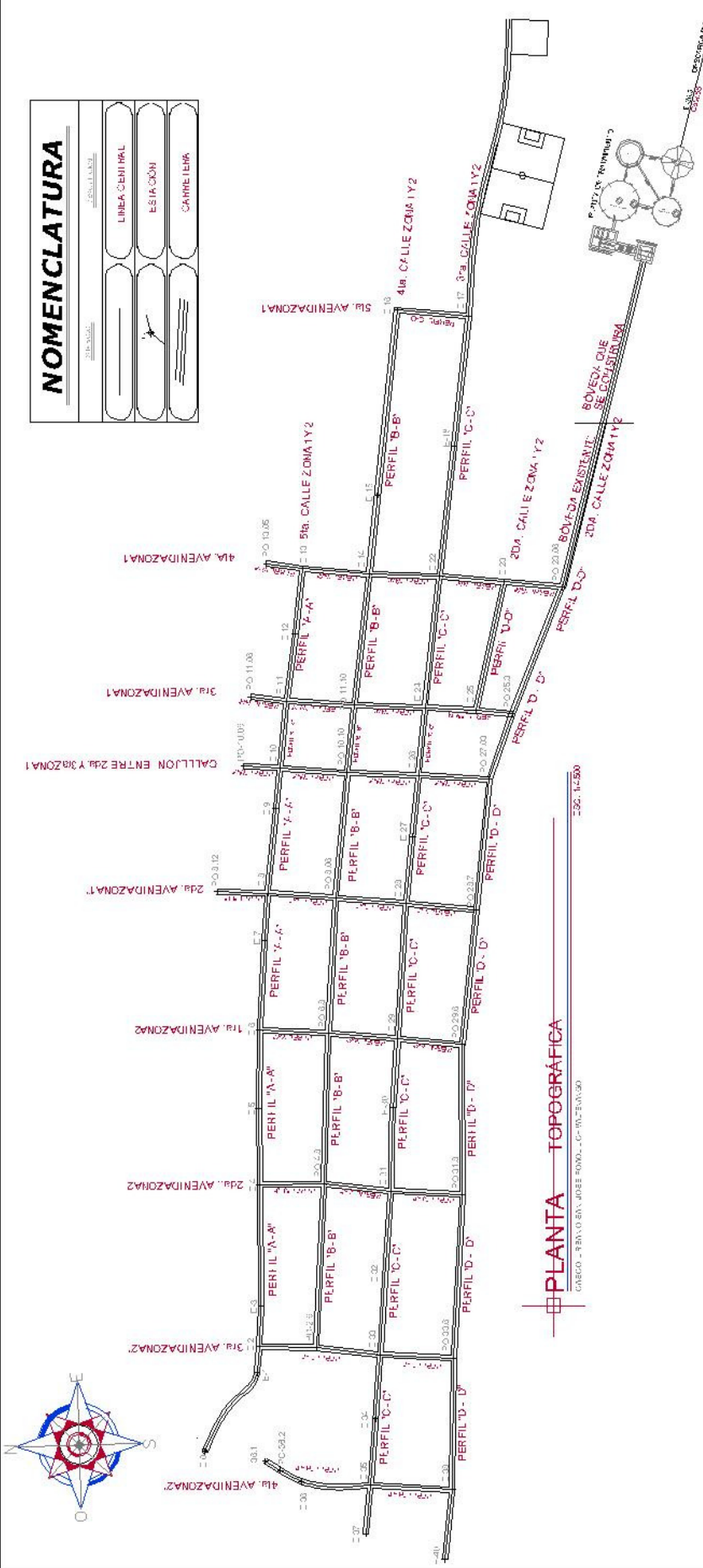
PLANTA DE BÓVEDA

ESCALA: 1/75

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS
	Proyecto: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASCO URBANO DE SAN JOSE POQUIL
Autor: JAIRO MORALES Director: JAIRO MORALES Estado: INDICADA Fecha: MAYO 2011	Gerente: PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDAS y DETALLES Autor: JAIRO MORALES Director: JAIRO MORALES Estado: INDICADA Fecha: MAYO 2011
Hoja No. 1 / 13 Ing. César Augusto Cordero Bello Mestrero EPS	

NOMENCLATURA

PROYECTO:	RESOLUCIÓN
LIBERACIÓN:	LIBERACIÓN
ESTACIÓN:	ESTACIÓN
CARRETERA:	CARRETERA





PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA: 1:500 (SEGUNDO PLANO)

LIBRETA TOPOGRÁFICA

NO.	DESCRIPCIÓN	FECHA	ESTADO
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

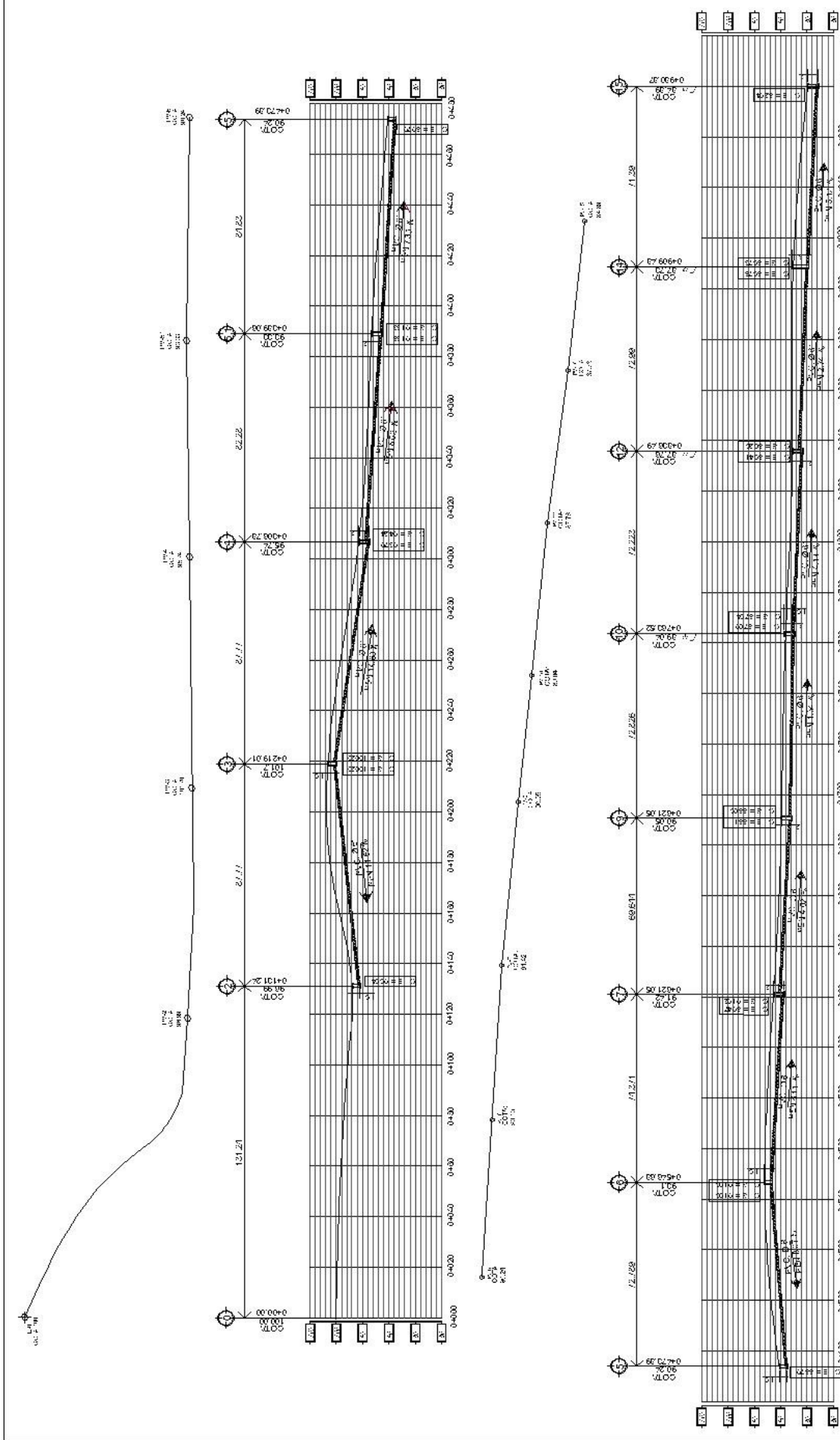
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS



Proyecto: ...

Autores: ...

Fecha: ...

Hoja No. 3 / 13



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EDS

Proyecto: **PERFILES A-A QUINTA CALLE ZONA 2 Y 1**

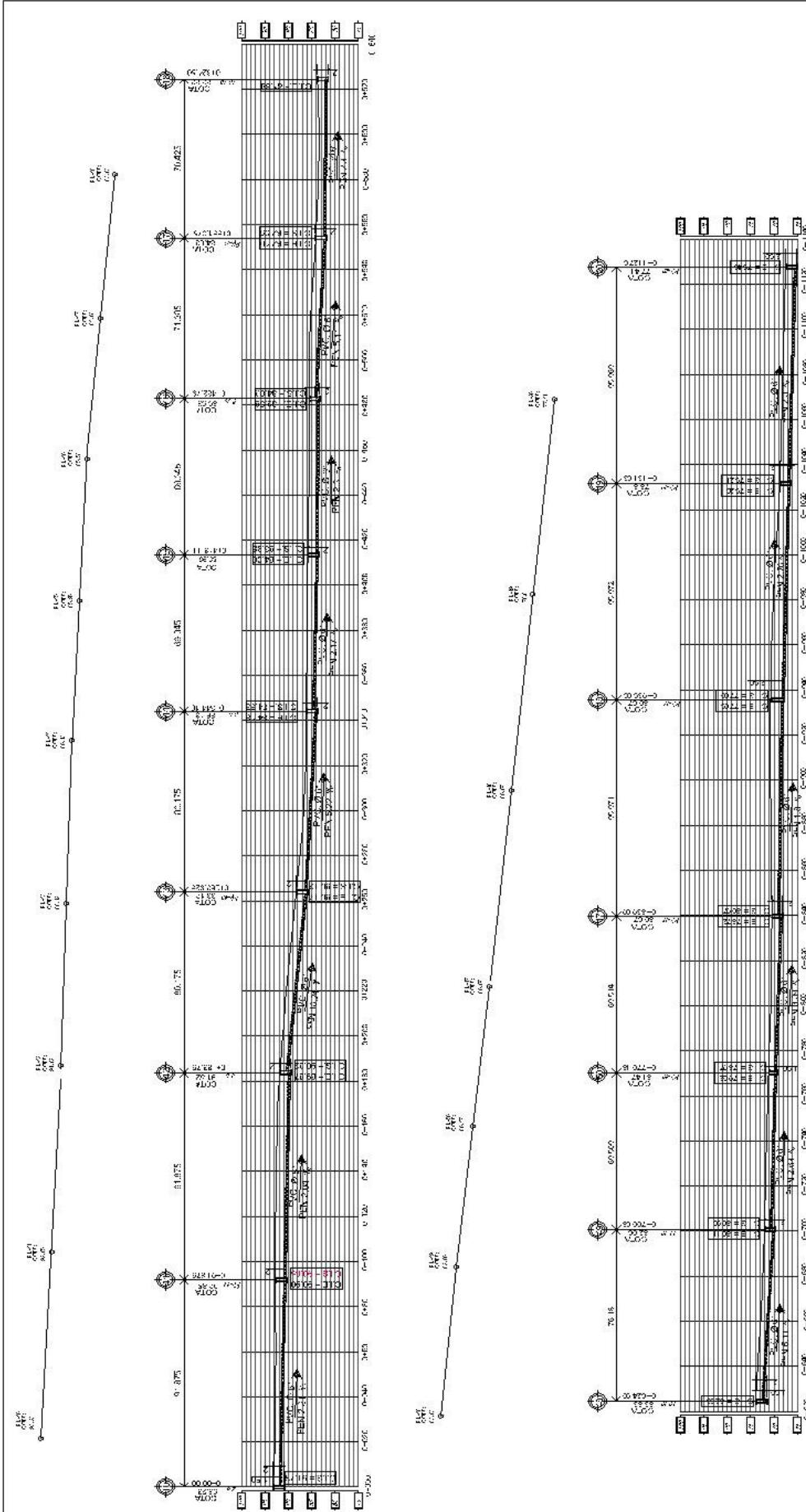
Elaborado por: **ING. JUAN CARLOS VILLALBA**

Revisado por: **ING. JUAN CARLOS VILLALBA**

Fecha: **04/03/2011**

HOJA NO. **4 / 13**

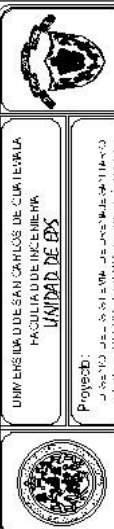
PERFILES A-A QUINTA CALLE ZONA 2 Y 1
PROYECTO PARA LA RECONSTRUCCION



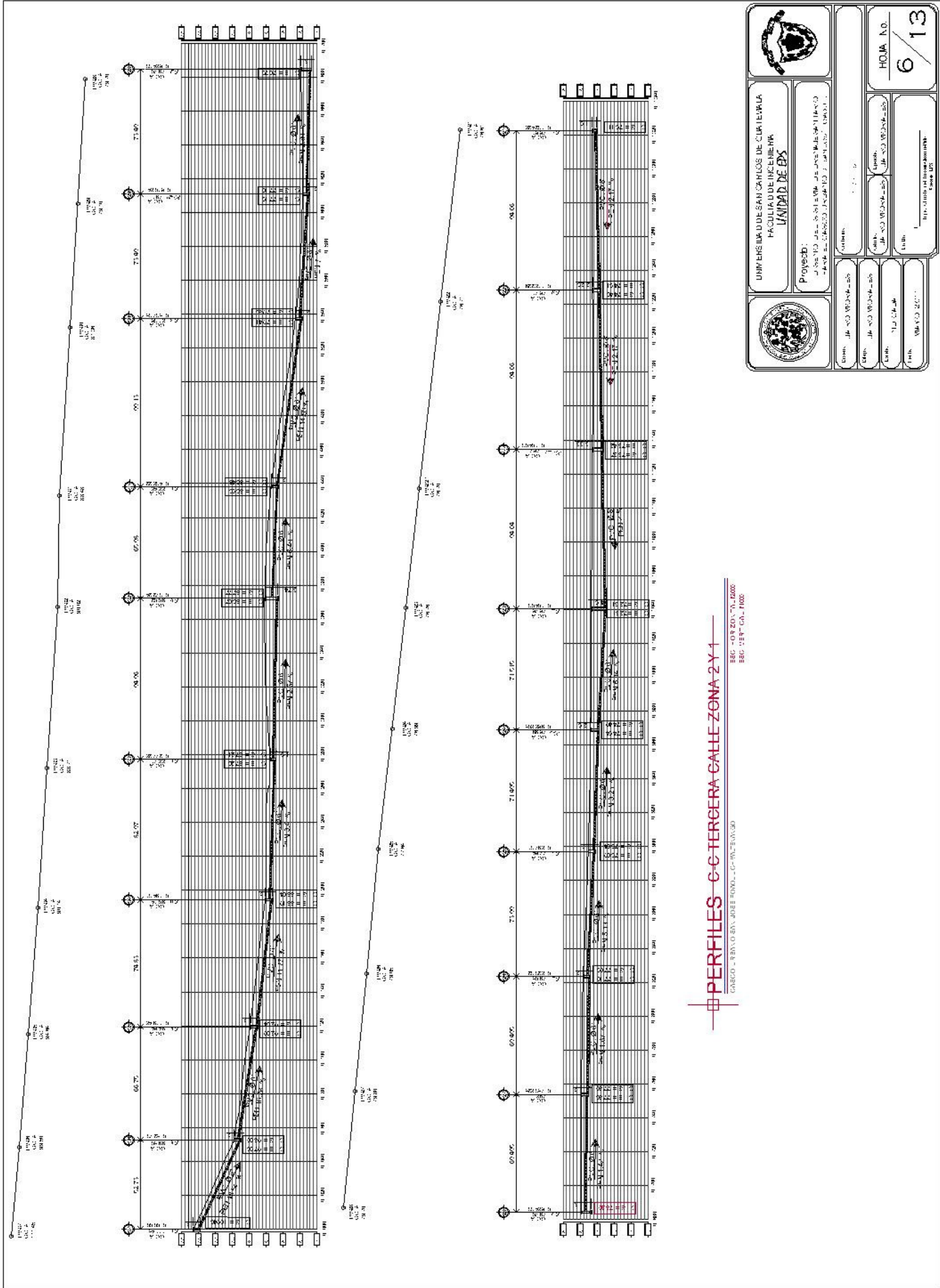
PERFILES B-B CUARTA CALLE ZONA 2 Y 1

ESC: 1:500 - CAL: 1:500
 ESC: 1:500 - CAL: 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EPS




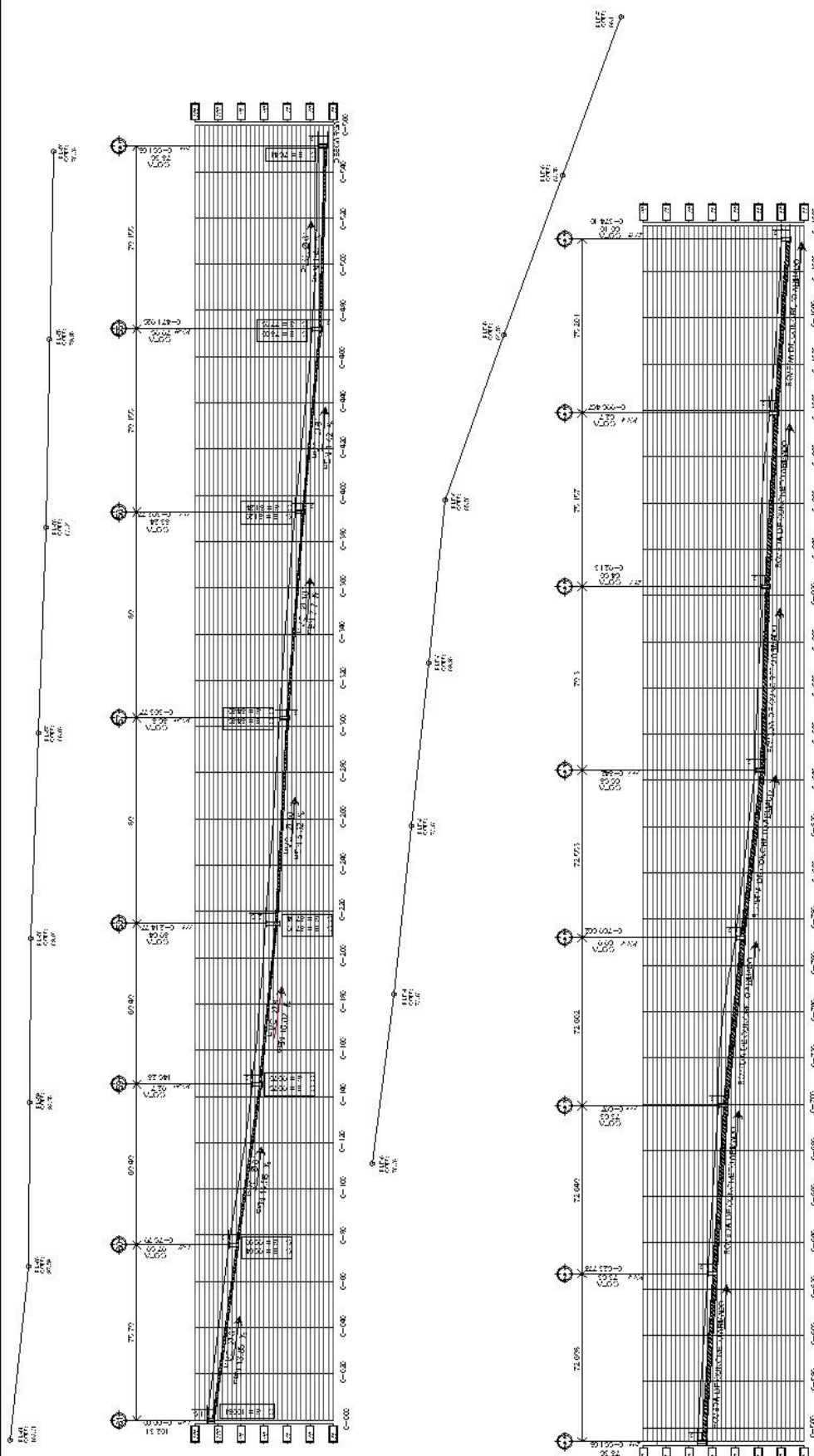
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS	
Proyecto: CALLE CUARTA ZONA 2 Y 1	
Autor: ING. CARLOS A. GONZALEZ	
Fecha: 15/05/2017	
Escala: 1:500	
Hoja No. 5 / 13	



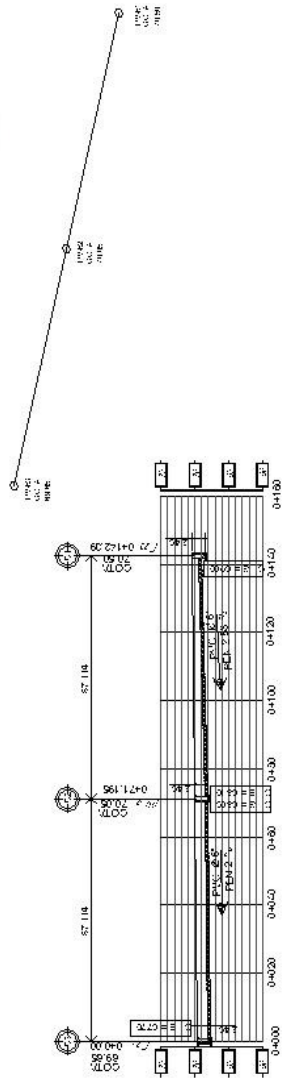
PERFILES C-C TERCERA CALLE ZONA 2 Y 1
 CARRILLO - RIVERO SAN JOSE RIVERO - CARRILLO

REG - OR 2017 - 01 - 0000
 REG - VERT - CA - 1000

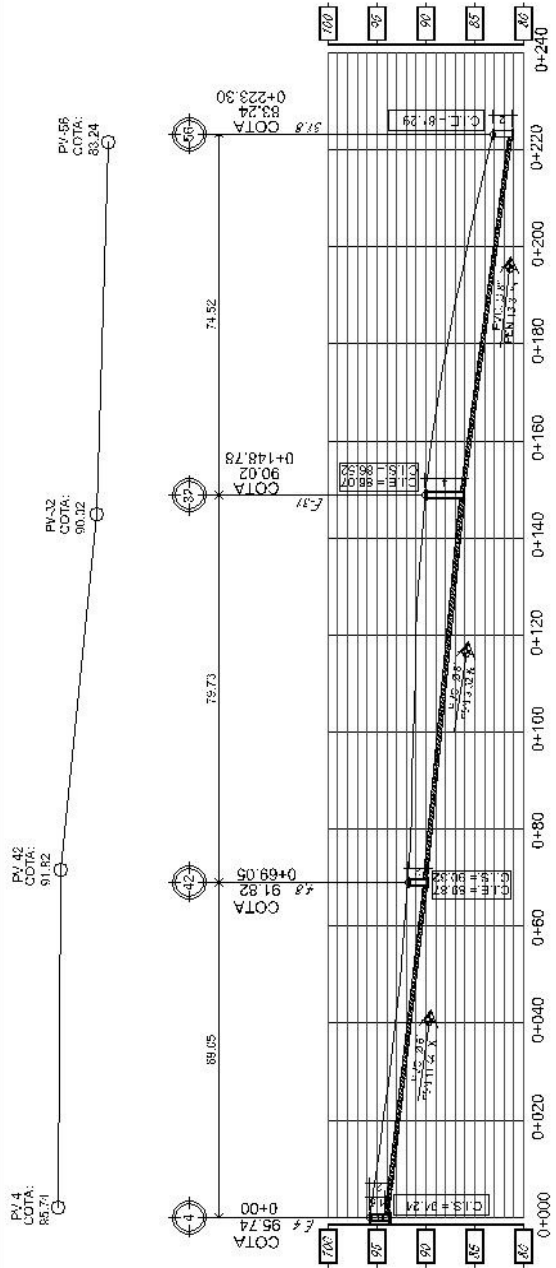
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS
Proyecto: CARRILLO - RIVERO SAN JOSE RIVERO - CARRILLO CARRILLO - RIVERO SAN JOSE RIVERO - CARRILLO	
Autor: Ing. J. J. CARRILLO	Fecha: 05/10/2017
Escala: 1:100	Hoja No. 6 / 13



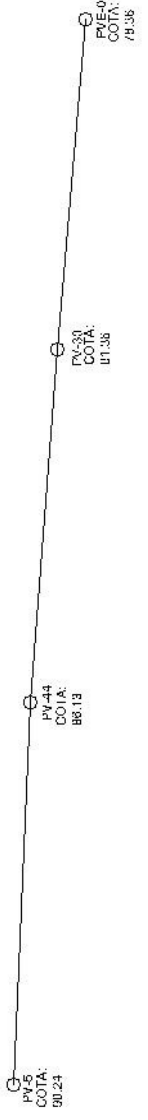
PERFILES D-D SEGUNDA CALLE ZONA 2 Y 1
 GOBIERNO DE LA CIUDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 GOBIERNO DEPARTAMENTAL DE GUATEMALA



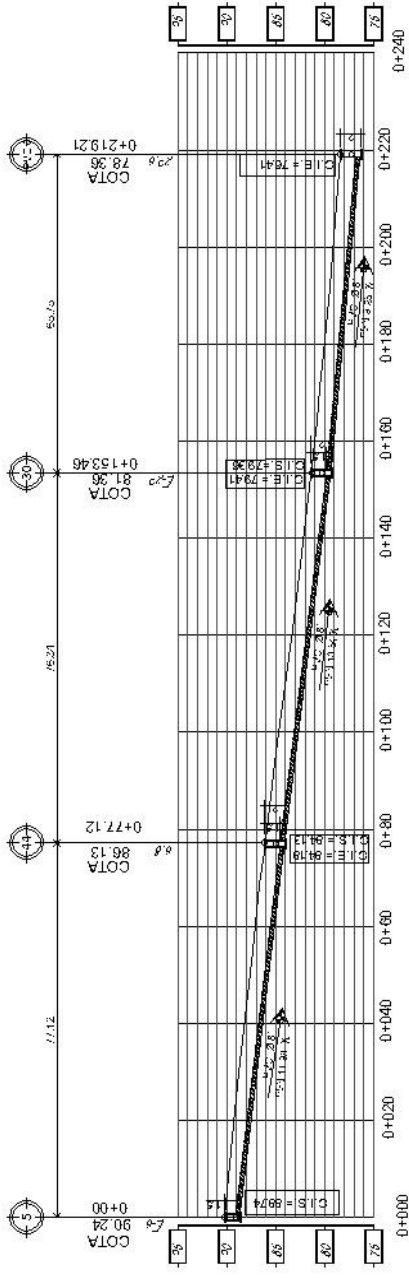
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE DISEÑO	
	Proyecto: DISEÑO DE LA SEGUNDA CALLE ZONA 2 Y 1	
Autores: JUAN CARLOS VILLARREAL	Asesor: JUAN CARLOS VILLARREAL	Fecha: 08/12/2011
Curso: DISEÑO DE CARRETERAS	Grupo: DISEÑO DE CARRETERAS	Hoja No. 7/13



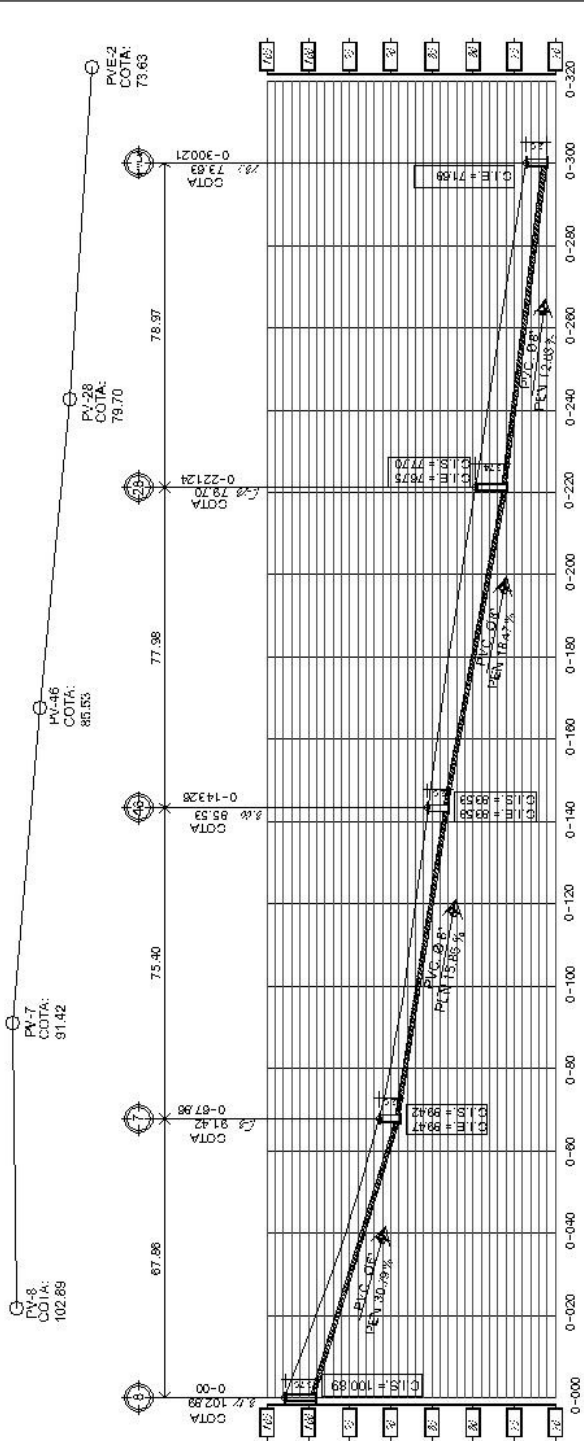
PERFIL J-J SEGUNDA AVENIDA ZONA 2
ESTACIONAMIENTO
ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:100



PERFIL K-K PRIMERA AVENIDA ZONA 2
ESTACIONAMIENTO
ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:100



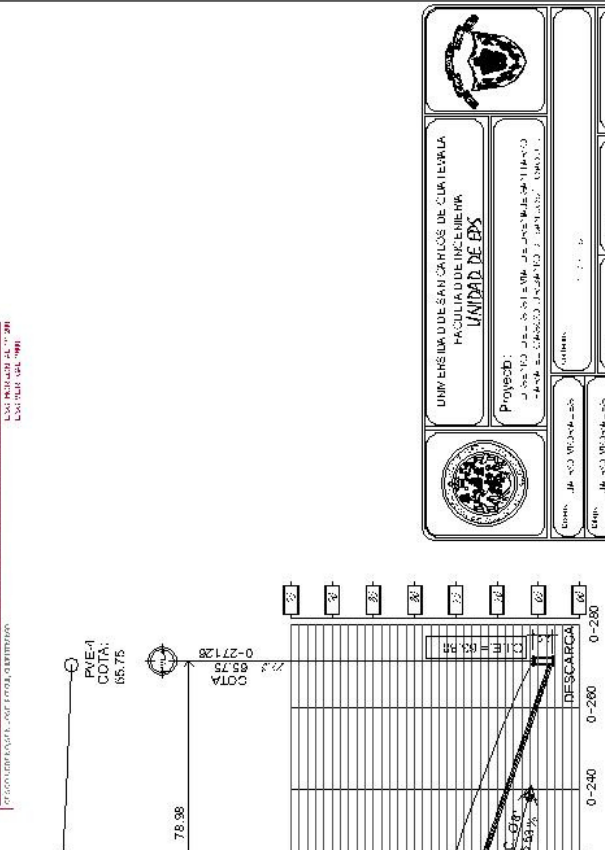
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE BS	
Proyecto:		Fecha:	
Autor:		Escala:	
Tercera:		Hoja No.	
Cuarta:		9 / 13	



PERFIL L - L SEGUNDA AVENIDA ZONAL
 GOBIERNO AUTONOMO DE PUERTO RICO
 DEPARTAMENTO DE OBRAS PUBLICAS

ESTACIONAMIENTO: 100' AL VERTICE
 ESCALA: 1" = 10'

PROYECTO: M - M CALLEJON ENTRE SEGUNDA Y TERCERA AVENIDA ZONAL
 DISEÑO: J. A. GARCIA
 VERIFICACION: J. A. GARCIA
 APROBACION: J. A. GARCIA

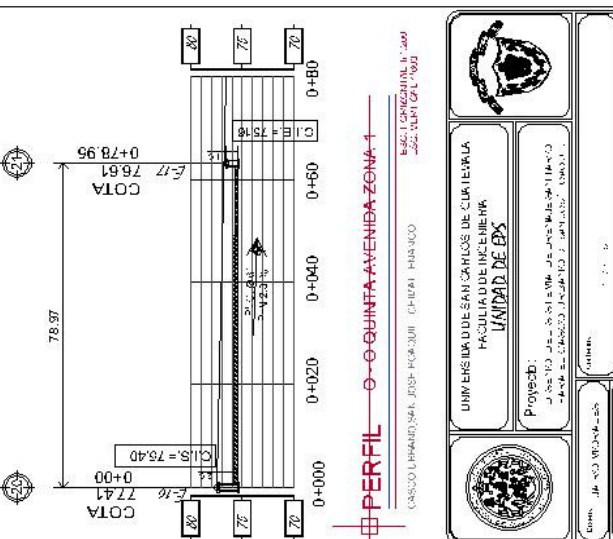
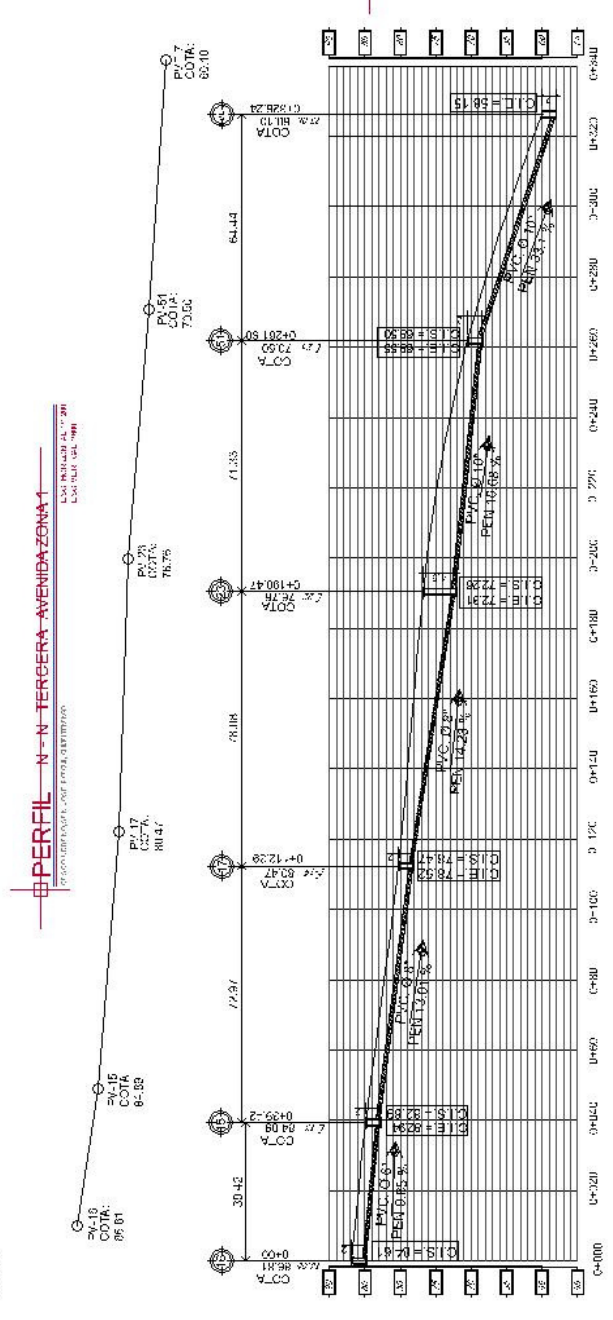
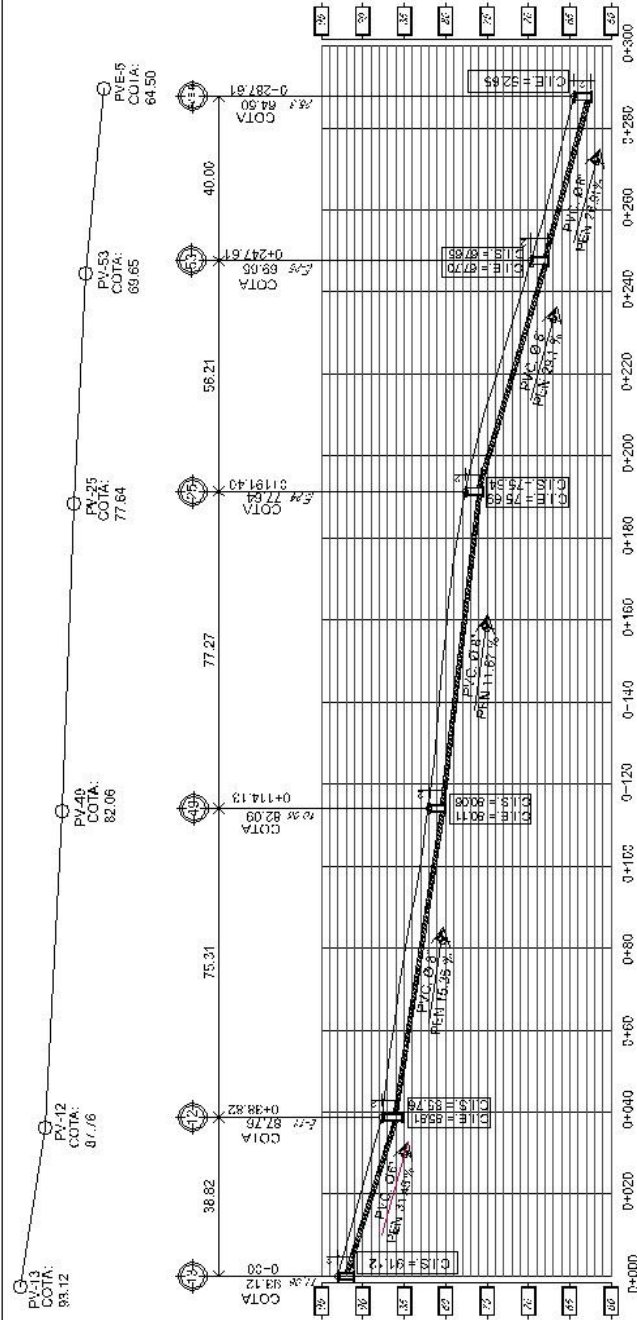


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EPS

Proyecto: M - M CALLEJON ENTRE SEGUNDA Y TERCERA AVENIDA ZONAL

Nombre: J. A. GARCIA
 Fecha: 10/13/2013

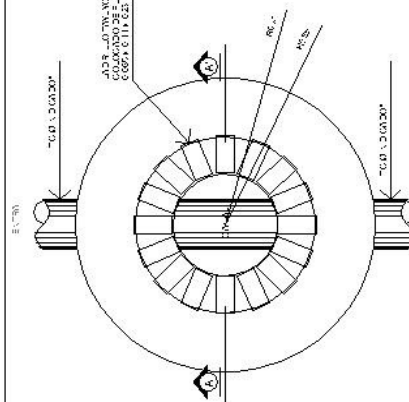
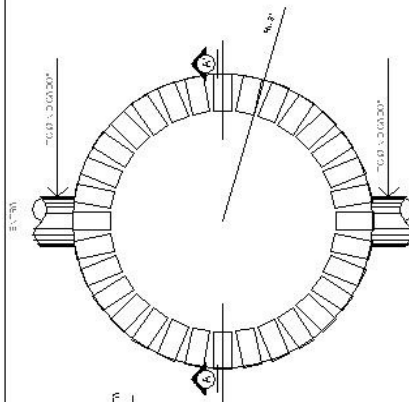
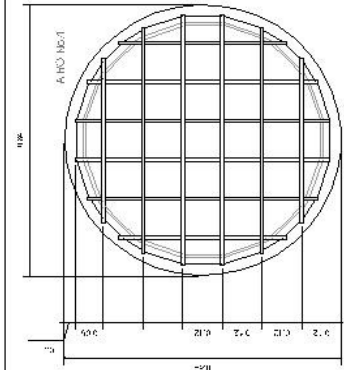
Hoja No. 10/13



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Proyecto:
 ASESORIA PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA DE LA AVENIDA CUARTA EN LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE GUATEMALA

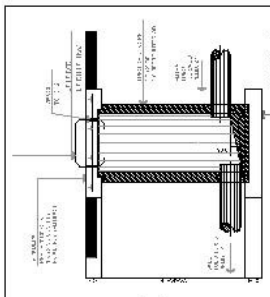
Doc. No. 001-2014-001
 Auto. No. 001-2014-001
 Fecha: 11/13



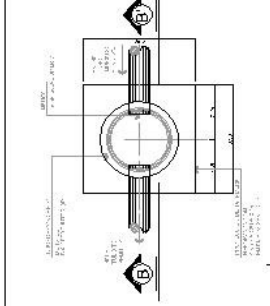
PLANTA ARMADO
Tapadera - Pozo de Visita
Luz: 1000

PLANTA DE POZO DE VISITA
Nivel Interior
Luz: 1000

PLANTA DE POZO DE VISITA
Nivel Superior
Luz: 1000

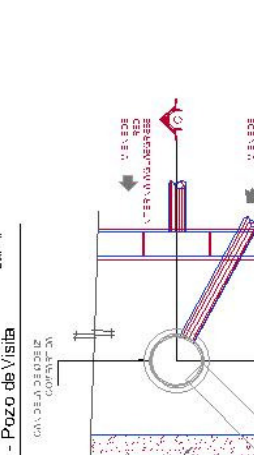


SECCIÓN B-B'
Candela Domiciliar
Escala: 1/20

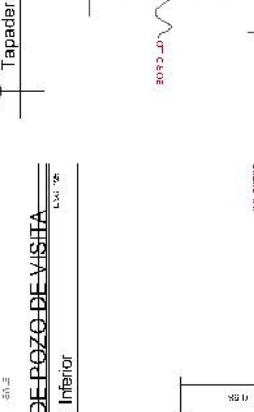


PLANTA
Candela Domiciliar
Escala: 1/20

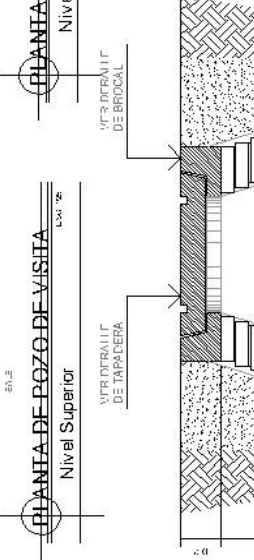
- REQUISITOS:**
1. ESTABILIDAD DE LOS MUROS DEBEN SER VERIFICADA DEBIDO A LA CARGA DE LA CUBIERTA DE PAVO DE REVISIÓN.
 2. EL CONCRETO DEBE TENER UNA RESISTENCIA DE COMPRESIÓN DE 25 MPAS.
 3. EL ACERVO DEBEN SER TUBOS DE DIÁMETRO 150 MM.
 4. DEBE SER ASISTIDO POR UNO DE LOS TUBOS PARA LA REVISIÓN DE LA CUBIERTA.
 5. EL ACERVO DEBEN SER TUBOS DE DIÁMETRO 150 MM.



SECCIÓN C-C'
ACOMETIDA DOMICILIAR
Escala: 1/20



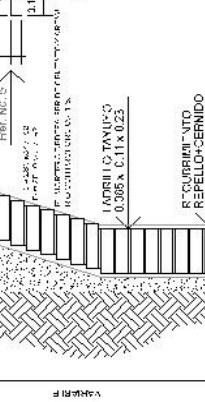
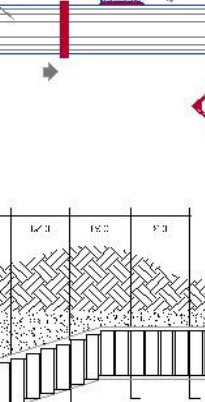
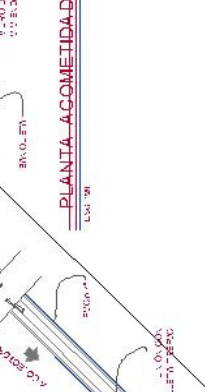
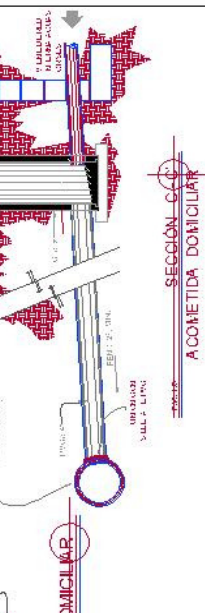
PLANTA ACOMETIDA DOMICILIAR
Luz: 1000



ELEVACIÓN
Brocal y Tapadera de P.V.
Escala: 1/10



SECCIÓN A-A
Pozo de Visita TIPO 1
Escala: 1/25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EDS

Proyecto: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASO URBANO DEL SAN JOSÉ PONDAL

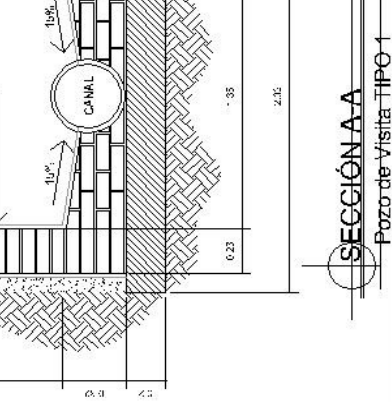
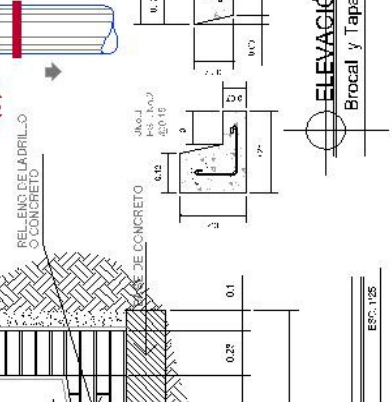
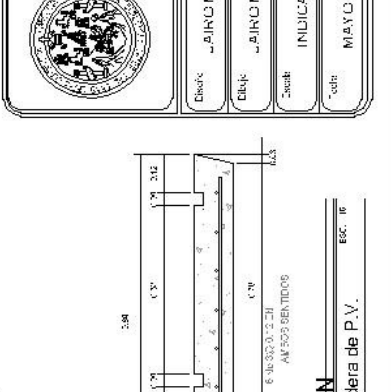
Coordinador: JAIRO MORALES
Diseñador: JAIRO MORALES
Escalador: INDIKALDA
Fecha: MAYO 2011

Coordinador: JAIRO MORALES
Diseñador: JAIRO MORALES
Escalador: INDIKALDA
Fecha: MAYO 2011

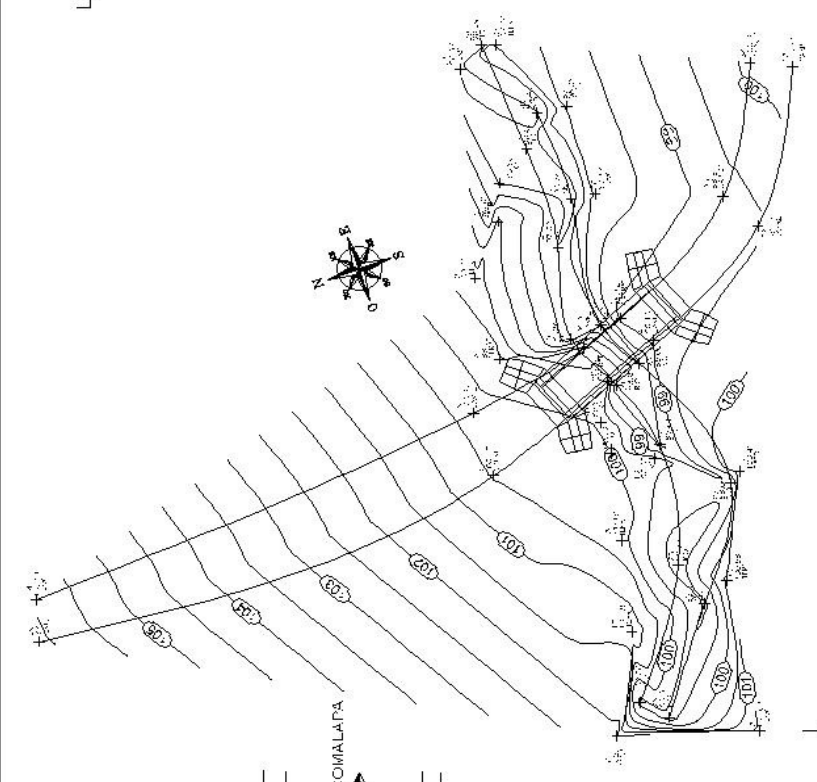
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EDS

Proyecto: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASO URBANO DEL SAN JOSÉ PONDAL

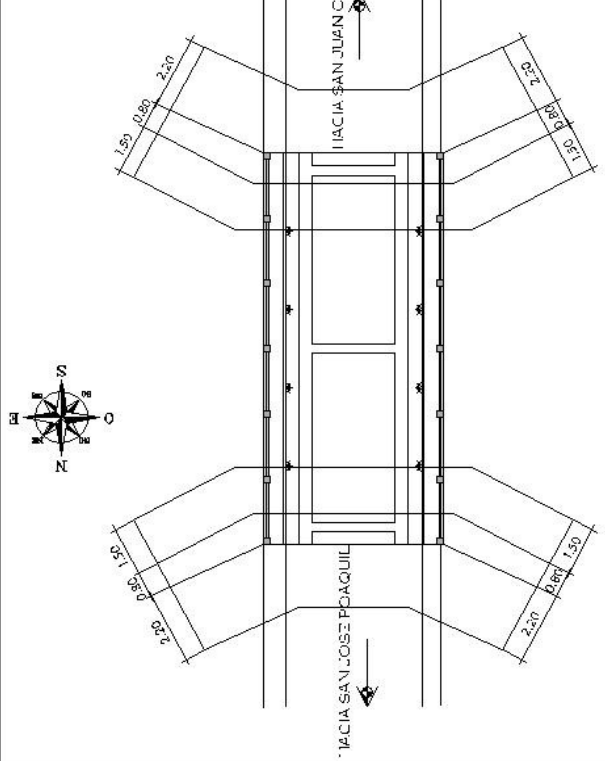
Coordinador: JAIRO MORALES
Diseñador: JAIRO MORALES
Escalador: INDIKALDA
Fecha: MAYO 2011



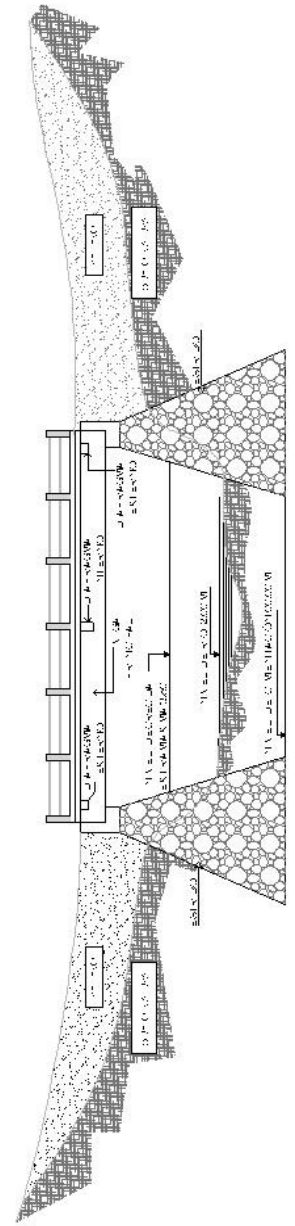
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	ESTADO DE QUERETARO	MUNICIPIO DE SAN CRISTOBAL DE LA CUEVA	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL PUENTE VEHICULAR EN LA CARRETERA FEDERAL 200 ENTRE LOS MUNICIPIOS DE SAN CRISTOBAL DE LA CUEVA Y SAN JUAN COMALAPA	HOJA NO.
1	3.40	14.40	118.52	1 / 5
2	16	54.15	11.52	
3	07	21.40	7.278	
4	76	12	11.85	
5	110	23	123.93	
6	84	11	13.920	
7	41	8	14.725	
8	52	26	22.212	
9	24	31	22.280	
10	26	1	20.871	
11	58	3	22	
12	74	48	13	
13	25	55	20	
14	71	24	40	
15	258	46	15	
16	255	26	5	
17	255	1	15	
18	165	38	30	
19	72	5	40	
20	84	48	40	
21	158	8	20	
22	228	18	10	
23	252	20	42	
24	257	41	45	
25	258	28	10	
26	184	2	55	
27	106	34	15	
28	187	50	20	
29	228	13	0	
30	242	14	30	
31	122	17	45	
32	114	28	55	
33	108	10	0	
34	112	5	20	
35	82	3	5	
36	22	22	32	
37	74	38	10	
38	72	46	45	
39	76	0	25	
40	81	21	0	
41	85	41	25	
42	344	28	2	
43	342	28	10	



PLANTA DE TOPOGRAFIA
PUENTE VEHICULAR
ESCALA 1/250

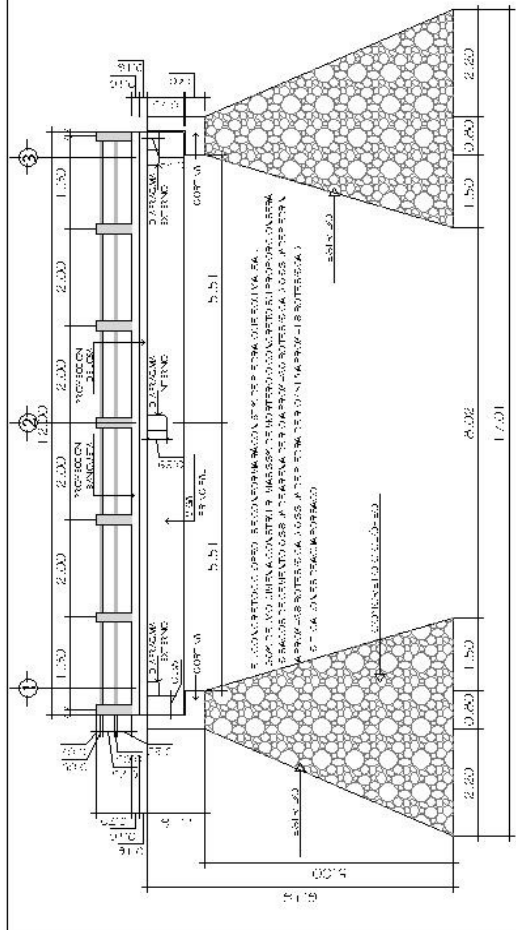


PLANTA DE PUENTE
PUENTE VEHICULAR
ESCALA 1/50

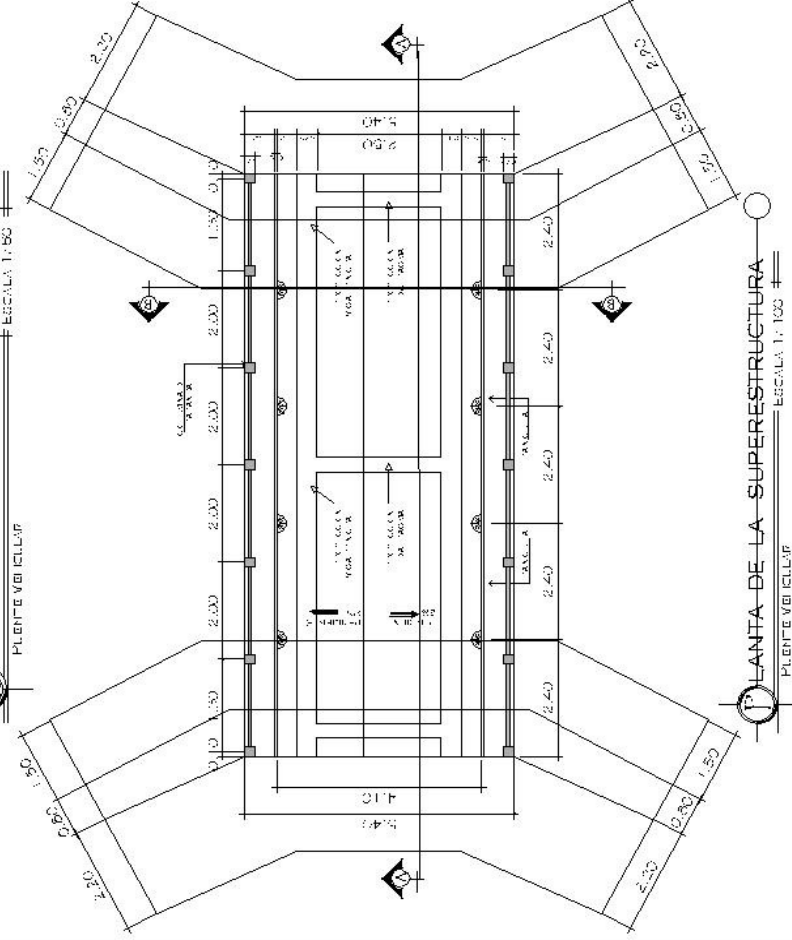


SECCION LONGITUDINAL DE PUENTE
PUENTE VEHICULAR
ESCALA 1/50

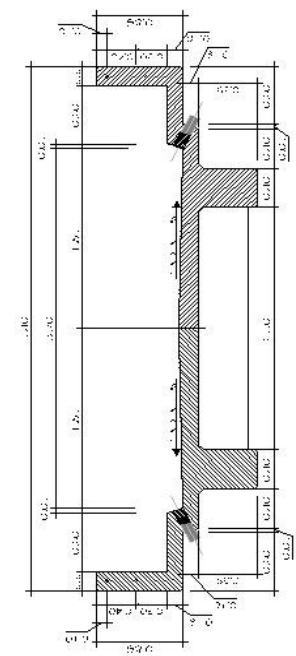
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS	Proyecto: RECONSTRUCCION DEL PUENTE VEHICULAR EN LA CARRETERA FEDERAL 200 ENTRE LOS MUNICIPIOS DE SAN CRISTOBAL DE LA CUEVA Y SAN JUAN COMALAPA	HOJA NO. 1 / 5
	Nombre: [] Carrera: [] Fecha: []		



SECCIÓN LONGITUDINAL A-A
 PLENTE VBI ILLUP
 ESCALA 1:100



PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA
 PLENTE VBI ILLUP
 ESCALA 1:100



SECCIÓN TRANSVERSAL B-B
 PLENTE VBI ILLUP
 ESCALA 1:50

1. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

2. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

3. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

4. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

5. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

6. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

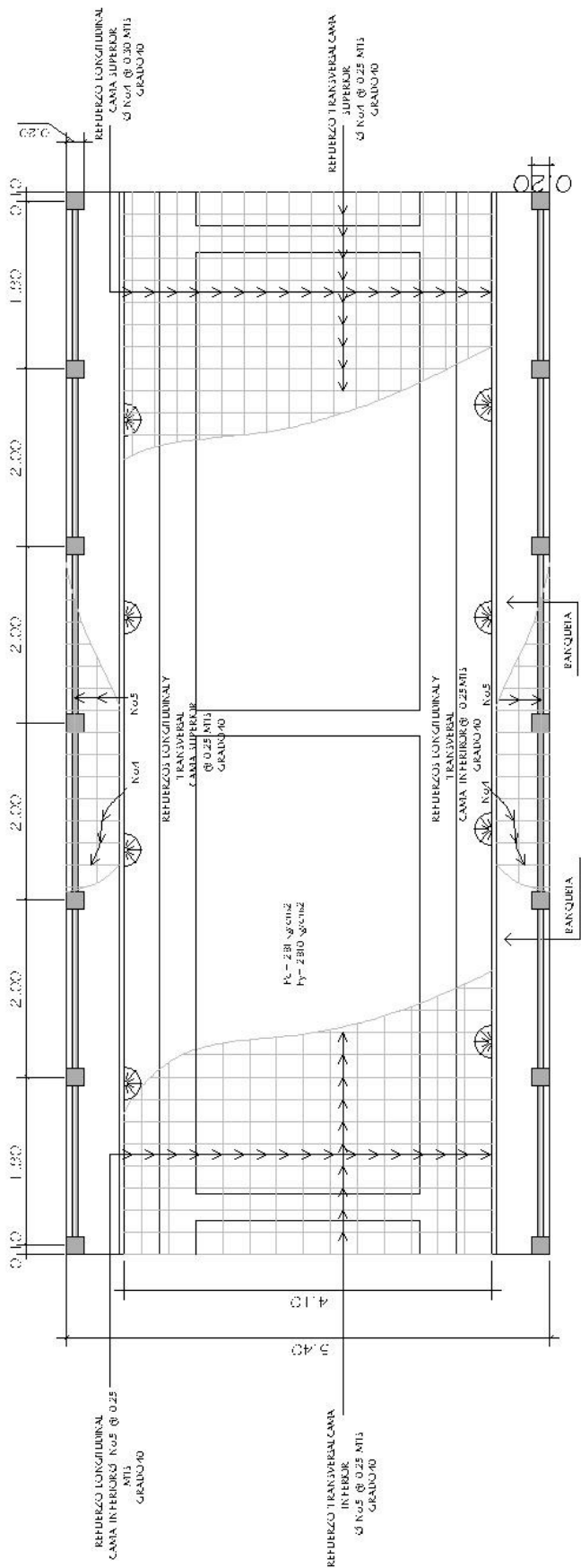
7. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

8. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

9. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

10. EL DISEÑO DE ESTE PLENTE SE HA REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NORMAS VBI ILLUP Y LAS NORMAS VBI ILLUP PARA PLENTE VBI ILLUP.

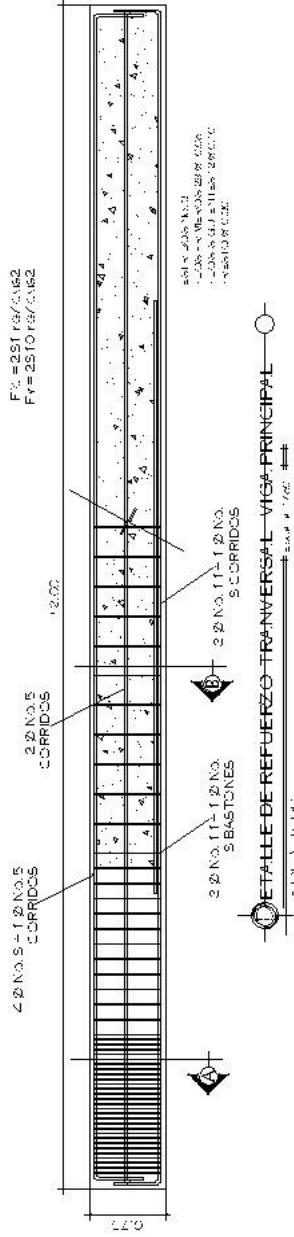
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS		Proyecto: PLANTE VBI ILLUP PARA SUPERESTRUCTURA	Fecha:	
				Elaborado:	Revisado:
Dibujante: JEAN CARLOS VILLALBA		Escala: 1:100		Hoja No.: 2/5	
Título: PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA		Autor: JEAN CARLOS VILLALBA		Fecha: 2023	



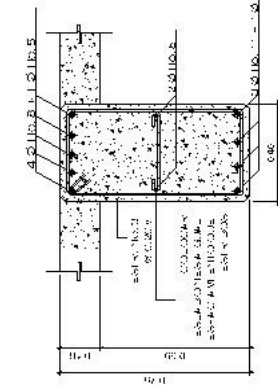
PLANTA - REFUEZOS DE LA SUPERESTRUCTURA
 PUENTE VEHICULAR
 ESCALA 1/50

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EPS
Proyecto: RECONSTRUCCION DEL PUENTE VEHICULAR EN EL CARRIZO ARRIBA BALANZON RAYACON	
Diseñó: J. A. G. MORALES Dibujo: J. A. G. MORALES Escala: 1/50 Fecha: 08/10/2011	Profesor: J. A. G. MORALES Asesor: J. A. G. MORALES Fecha: 08/10/2011 Hoja: 3 / 5

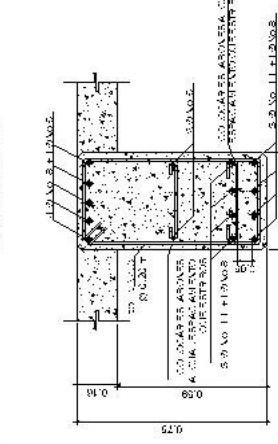
F₁ = 2510 kg/cm²
F_v = 2510 kg/cm²



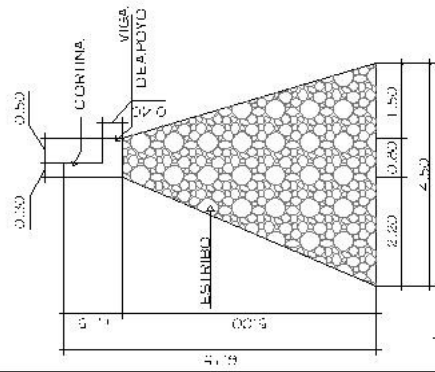
DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL VIGA PRINCIPAL
Escala 1/20



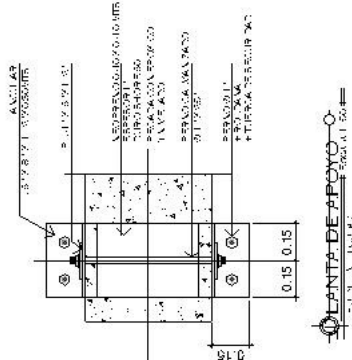
CORTE A-A DE VIGA PRINCIPAL
Escala 1/20



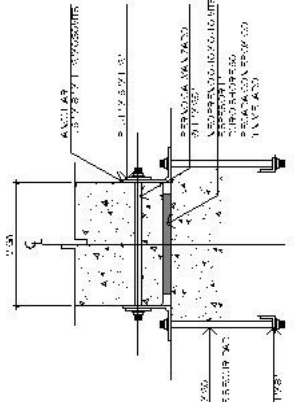
CORTE B-B DE VIGA PRINCIPAL
Escala 1/20



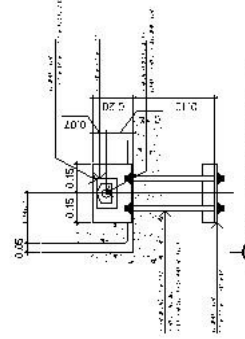
DETALLE DE ESTRIBO
Escala 1/20



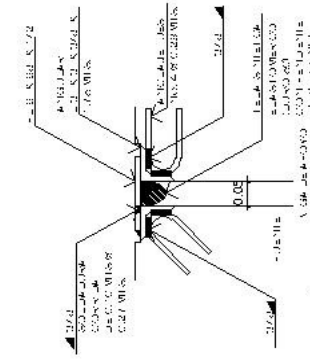
LANTA DE APOYO
Escala 1/20



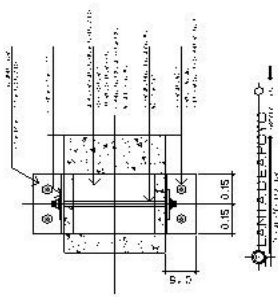
LANTA DE APOYO
Escala 1/20



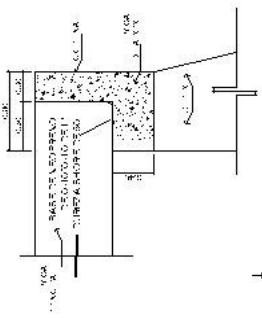
DETALLE DE JUNTA
Escala 1/20




DETALLE DE JUNTA
Escala 1/20



LANTA DE APOYO
Escala 1/20



LANTA DE APOYO
Escala 1/20

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA UNIDAD DE EDS	
Proyecto: TUBERIA DE RECOLECCION DE AGUA RESIDUAL EN EL CARRIZAL DE SAN JUAN DE LOS RIOS		Hoja No. 5 / 5	
Clase: JE-101-01-01-01	Tema: JE-101-01-01-01-01	Fecha: 12/01/2011	Escala: 1:1
Autor: JE-101-01-01-01-01	Revisor: JE-101-01-01-01-01	Fecha: 12/01/2011	Escala: 1:1
Fecha: 12/01/2011	Escala: 1:1	Fecha: 12/01/2011	Escala: 1:1