

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA
CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO,
COLONIA SANTA GUDERIA, CABECERA MUNICIPAL,
ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**



LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN

CHIQUIMULA, GUATEMALA, FEBRERO 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA
CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO,
COLONIA SANTA GUDIELIA, CABECERA MUNICIPAL,
ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN

Al conferírsele el título de

INGENIERA CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADA

CHIQUIMULA, GUATEMALA, FEBRERO 2021

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL**



RECTOR
M.Sc. Ing. MURPHY OLYMPO PAIZ RECINOS

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordon
Representante de Profesores:	M.Sc. Mario Roberto Díaz Moscoso
Representante de Profesores:	M.Sc. Gildardo Guadalupe Arriola Mairén
Representante de Estudiantes:	A.T. Estefany Rosibel Cerna Aceituno
Representante de Estudiantes:	PEM. Elder Alberto Masters Cerritos
Secretaria:	M.Sc. Marjorie Azucena González Cardona

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	M. A. Edwin Rolando Rivera Roque
Coordinador de Carrera:	M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth
Secretario:	MBA. René Estuardo Alvarado González
Vocal:	Ing. Elder Avildo Rivera López

TERNA EVALUADORA

M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís
Ing. Elder Avildo Rivera López



LAAS.04.19

Chiquimula, 27 de noviembre de 2019.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI – USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por la estudiante Luisa Karina Rossal Aragón.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Luis Antonio Ambrocio Santos
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE –CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



SARU.01.20
Chiquimula, 7 de febrero de 2020.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI – USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por la estudiante **Luisa Karina Rossal Aragón**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Sergio Antonio Ramos Urrutia
Ingeniero Asesor - Revisor

c.c. archivo



CEPSIC.06.2020

Chiquimula, 12 de octubre de 2020.

Maestro en Ciencias

Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC

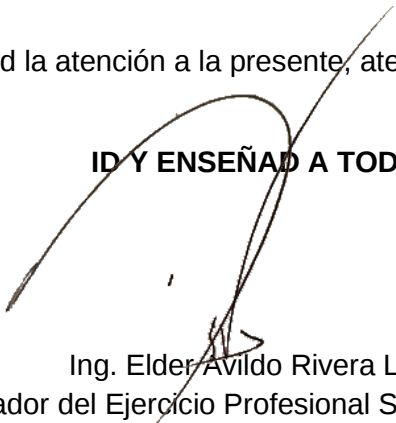
Respetable M.Sc. Chávez:

Atentamente me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, elaborado por la estudiante **Luisa Karina Rossal Aragón** quien contó con la asesoría de los Ingenieros Civiles Luis Antonio Ambrocio Santos y Sergio Antonio Ramos Urrutia.

Considero que el trabajo desarrollado por la estudiante Luisa Karina Rossal Aragón satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Elder Avildo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil

c.c. archivo



ALTG.15.20

Chiquimula, 3 de noviembre de 2020.

Maestro en Ciencias

Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingenierías

CUNORI-USAC

Respetado M.Sc. Chávez Valverth:

El propósito de la presente es para informarle que he procedido a revisar la parte lingüística, del trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por la estudiante **Luisa Karina Rossal Aragón**.

El informe cumple con los requisitos exigidos por la carrera de Ingeniería Civil, por lo tanto, recomiendo su aprobación para seguir con los trámites correspondientes.

Agradeciendo su atención a la presente,

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

M.Sc. Julio César Hernández Ortiz
Revisor Área Lingüística

c.c. archivo



TGIC.01-2021

Chiquimula, 8 de enero de 2021.

Ingeniero Agrónomo

Edwin Filiberto Coy Cordón

Director

CUNORI - USAC

Respetable Ing. Agr. Coy Cordón:

El Coordinador de las Carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI de la Universidad de San Carlos de Guatemala después de conocer los dictámenes de los Asesores -Revisores Ingeniero Sergio Antonio Ramos Urrutia e Ingeniero Luis Antonio Ambrocio Santos y del Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil Ingeniero Elder Avildo Rivera López y luego de la revisión y aprobación del Licenciado Julio Cesar Hernández Ortiz, revisor del área de Lingüística, al trabajo de graduación de la estudiante **Luisa Karina Rossal Aragón**, titulado: **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo y recomendando la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC

c.c. archivo

D-TG-IC-006/2021

EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, POR ESTE MEDIO HACE CONSTAR QUE: Conoció el Trabajo de Graduación que efectuó la estudiante **LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN** titulado **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS Y PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CABECERA MUNICIPAL, ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, trabajo que cuenta con el aval del Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. Por tanto, la Dirección del CUNORI con base a las facultades que le otorga las Normas y Reglamentos de Legislación Universitaria **AUTORIZA** que el documento sea publicado como **Trabajo de Graduación** a Nivel de Licenciatura, previo a obtener el título de **INGENIERA CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, el diez de febrero de dos mil veintiuno.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón

**DIRECTOR
CUNORI – USAC**



AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Ante todo por regalarme la vida y ser mi guía en todo momento, agradeciéndole siempre el resultado de todos mis logros.
Mis padres	Es para mí una gran satisfacción poder agradecerles principalmente por ser los promotores de mis sueños, entregarme todo su amor y estar dispuestos a acompañarme a lograr mis metas.
Mi hermana y primo	Que me han apoyado de diferentes formas a lo largo de todo este tiempo y son la razón de sentirme orgullosa al culminar esta meta.
Mi abuela y tíos	Quienes han estado siempre pendientes en toda mi formación personal y académica.
Mis amigos	Gracias por la amistad y compartir buenos momentos durante la etapa de formación.
Mis asesores	Ingenieros: Sergio Antonio Ramos Urrutia, Luis Antonio Ambrocio Santos y Elder Avildo Rivera López, por compartir sus conocimientos y apoyarme en mi formación profesional.
Centro Universitario de Oriente	Por ser mi casa de estudios y abrir sus puertas para la formación profesional y académica en el área de Ingeniería Civil.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

En primer lugar por haberme brindado la fortaleza, la paciencia y la sabiduría necesaria para cumplir mis anhelos. Agradecida con sus infinitas bendiciones y permitirme estar cumpliendo esta meta.

Mi papá

Juan Enrique Rossal Pérez al dedicarle este triunfo, porque a pesar de la distancia siempre ha estado para apoyarme, sobre todo le agradezco por confiar en que puedo cumplir mis propósitos y lograr alcanzar mis metas. Gracias por todo su amor y apoyo incondicional.

Mi mamá

Mildred Karina Aragón Gereda, a quien le dedico este triunfo porque siempre ha estado a mi lado celebrando todas mis metas, te agradezco por alentarme en los momentos más difíciles donde me has enseñado a ser una mujer fuerte, darme los ánimos para nunca rendirme y seguir adelante. Gracias por todo tu amor y apoyo incondicional.

Mi hermana

Luisa Kristina Rossal Aragón, gracias por apoyarme y sobre todo en motivarme a seguir adelante para poder continuar aportando buenos ejemplos a tu vida. Estaré para apoyarte porque mi deseo es siempre verte triunfar, incluso para que seas mejor que yo.

Mi primo	Juan Enrique Rossal Aragón, a quien considero además de mi primo, mi hermano; que juntos hemos podido compartir muchos momentos, sobre todo nuestras metas, de las cuales hoy agregamos una más. Te agradezco por acompañarme en mis noches de desvelo y estar siempre para apoyarme y aconsejarme en todo. Gracias por ser un ejemplo para mí.
Mi tía	Evelin Julissa Aragón Gereda, a quien quiero como una segunda mamá para mí. Estoy agradecida porque siempre está para celebrar los momentos más significativos, así también poder aconsejarme y apoyarme en todo momento.
Mi abuela	Blanca Cristina Gereda Solorzano, a mi tercera mamá, agradeciéndole a Dios que me da la oportunidad de tenerla una vez más para poder celebrar esta etapa culminada con ella. Gracias por estar siempre presente acompañándome en mi formación personal y académica.
Mis tíos	Jorge Estuardo Aragón Gereda y Hugo Alexander Aragón Gereda, gracias por todo su apoyo y motivación, sobre todo por estar siempre pendientes de mi formación y celebrar mis metas.
Mis amigos	A todos los que me apoyaron durante este proceso. Gracias por las experiencias compartidas y su amistad sincera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	V
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
OBJETIVOS	XIX
1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES	1
1.1 Características geográficas	2
1.1.1 Localización y ubicación	2
1.1.2 Colindancias	4
1.1.3 Vías de acceso	5
1.1.4 Clima e hidrología	6
1.2 Características socioculturales	7
1.2.1 Población	7
1.2.2 Etnia y religión	8
1.2.3 Educación	8
1.3 Características socioeconómicas	9
1.3.1 Actividades económicas y productivas	9
1.3.2 Organización comunitaria	9
1.4 Características infraestructurales	10
1.4.1 Vivienda	10

1.4.2	Servicios públicos	10
2.	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	13
2.1	Descripción del proyecto	13
2.2	Levantamiento topográfico	13
2.2.1	Planimetría	13
2.2.2	Altimetría	14
2.3	Parámetros de diseño	14
2.3.1	Descripción del sistema	14
2.3.2	Período de diseño	15
2.3.3	Población de diseño	15
2.3.4	Dotación	16
2.3.5	Factor de retorno	17
2.3.6	Integración caudal de diseño	17
a.	Caudal domiciliar	18
b.	Caudal comercial	18
c.	Caudal industrial	20
d.	Caudal de infiltración	20
e.	Caudal de conexiones ilícitas	21
f.	Caudal medio	30
g.	Factor de caudal medio	30
h.	Factor de Harmon	31

i.	Caudal de diseño	32
2.4	Diseño hidráulico	33
2.4.1	Cálculo de pendientes	33
2.4.2	Diámetro de tubería	34
2.4.3	Velocidad a sección llena	34
2.4.4	Caudal a sección llena	35
2.4.5	Cotas invert	36
2.5	Diseño de pozos de visita	37
2.6	Conexiones domiciliarias	37
2.7	Propuesta de tratamiento	38
2.8	Excavación	39
2.9	Especificaciones técnicas	44
2.10	Planos de construcción	47
2.11	Presupuesto	47
2.11.1	Integración de precios unitarios	48
2.11.2	Resumen de presupuesto	55
2.11.3	Cronograma de ejecución físico y financiero	57
2.12	Análisis de impacto ambiental inicial	58
2.13	Análisis socioeconómico	60
2.13.1	Valor Presente Neto – VPN	60
2.13.2	Tasa Interna de Retorno – TIR	61

3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	63
3.1	Descripción del proyecto	63
3.2	Levantamiento topográfico	63
3.3	Estudio de tráfico	64
3.4	Análisis de suelos	65
3.5	Estudio hidrológico	69
3.5.1	Método racional	70
a.	Área de la cuenca	70
b.	Coeficiente de escorrentía	71
c.	Intensidad de lluvia	73
d.	Caudal de diseño	75
3.5.2	Tirante de diseño	75
3.6	Diseño de la superestructura	78
3.6.1	Diseño de losa	79
a.	Cálculo de peralte	79
b.	Integración de cargas	80
c.	Cálculo de momentos	81
d.	Momento último de diseño	83
e.	Cálculo de peralte efectivo	84
f.	Cálculo de refuerzo	84
3.6.2	Diseño de barandal	90

3.6.3	Diseño de banqueta	91
3.6.4	Bombeo y drenaje	92
3.6.5	Diseño de vigas	92
a.	Cálculo de sección de viga	92
b.	Cálculo de momentos	94
c.	Factor de distribución	101
d.	Momento último de diseño	103
e.	Cálculo de refuerzo en la viga	104
f.	Diseño a corte	109
3.6.6	Diseño de diafragma	118
a.	Diafragma exterior	118
b.	Diafragma interior	123
3.7	Diseño de la subestructura	127
3.7.1	Diseño de cortina	127
3.7.2	Diseño de viga de apoyo	137
3.7.3	Diseño de apoyos elastoméricos	139
3.7.4	Diseño de estribos	150
3.8	Especificaciones técnicas	162
3.9	Planos de construcción	166
3.10	Presupuesto	166
3.10.1	Integración de precios unitarios	167
3.10.2	Resumen de presupuesto	180
3.10.3	Cronograma de ejecución físico y financiero	183

3.11	Análisis de impacto ambiental inicial	184
3.12	Análisis socioeconómico	186
3.12.1	Valor Presente Neto – VPN	186
3.12.2	Tasa Interna de Retorno – TIR	187
	CONCLUSIONES	189
	RECOMENDACIONES	191
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	193
	ANEXOS	197
	APÉNDICE	203

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Esquipulas	3
2.	Ubicación de las comunidades de Esquipulas	4
3.	Interpolación de intensidad de lluvia en aldea Carboneras, Esquipulas	28
4.	Área de la cuenca	71
5.	Sección del cauce del río	76
6.	Partes de la superestructura	78
7.	Vehículo de diseño H20 – 44	81
8.	Sección de viga	93
9.	Diagrama de distribución de cargas críticas	94
10.	Diagrama de distribución de cargas	96
11.	Diagrama de corte y momento máximo	97
12.	Diagrama de vigas	102
13.	Diagrama de carga viva sobre el apoyo	110
14.	Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga	113
15.	Armado longitudinal de viga	116
16.	Sección B – B' de viga	117
17.	Sección C – C' de viga	117
18.	Armado longitudinal diafragma exterior	122
19.	Sección D – D' diafragma exterior	122
20.	Armado longitudinal diafragma interior	126
21.	Sección E – E' diagrama inferior	126
22.	Sección de cortina y viga de apoyo	127
23.	Diagrama de presiones sobre cortina	128
24.	Armado de cortina y viga de apoyo	139
25.	Detalle de apoyo elastomérico	149

26.	Diagrama de presiones y geometría de estribo	150
-----	--	-----

TABLAS

1.	Coeficiente de escorrentía para superficies	23
2.	Parámetros a, b y N estación meteorológica Esquipulas, Chiquimula	25
3.	Parámetros a, b y N estación meteorológica La Unión, Zacapa	25
4.	Descripción de planos de construcción	47
5.	Trabajos preliminares	48
6.	Excavación	49
7.	Tubería	50
8.	Conexión domiciliar	51
9.	Pozo de visita	52
10.	Relleno y compactación	53
11.	Cuantificación de materiales	54
12.	Resumen de renglones de trabajo	55
13.	Resumen de impuestos	55
14.	Resumen de gastos administrativos	56
15.	Cronograma de ejecución físico y financiero	57
16.	Análisis de impacto ambiental inicial	58
17.	Estudio de tráfico	64
18.	Coeficiente de escorrentía para superficies	72
19.	Parámetros a, b y N estación meteorológica Esquipulas	74
20.	Refuerzos de acero en losa	90
21.	Cálculo de momentos de la cortina	131
22.	Momento de volteo	152
23.	Momento estabilizante	153
24.	Descripción de planos de construcción	166
25.	Trabajos preliminares	167

26.	Excavación	168
27.	Estribos y aletones	169
28.	Viga de apoyo y cortina	170
29.	Apoyos elastoméricos	171
30.	Viga principal	172
31.	Diafragma exterior	173
32.	Diafragma interior	174
33.	Losa	175
34.	Banqueta	176
35.	Barandal	177
36.	Relleno y compactación	178
37.	Cuantificación de materiales	179
38.	Resumen de renglones de trabajo	180
39.	Resumen de impuestos	181
40.	Resumen de gastos administrativos	182
41.	Cronograma de ejecución físico y financiero	183
42.	Análisis de impacto ambiental inicial	184

LISTA DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

Abreviaturas	Significado
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes)
ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto)
ASTM	<i>American Standard for Testing and Materials</i> (Asociación Americana de Ensayos y Materiales)
CUNORI	Centro Universitario de Oriente
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
COMUDE	Consejo Municipal de Desarrollo
COCODE	Consejo Comunitario de Desarrollo
DEMPAGUA	Departamento Municipal de Agua
DMP	Dirección Municipal de Planificación
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado
IGN	Instituto Geográfico Nacional

INE	Instituto Nacional de Estadística
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología
SIAPA	Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado

Símbolos	Significado
@	A cada cierta distancia
θ	Ángulo de fricción interna
A	Área
As	Área de acero
B	Base
EQ	Carga por sismo
Q	Caudal
Qm	Caudal medio

cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
cm³	Centímetro cúbico
C	Coeficiente de escorrentía
Ø	Diámetro
Dot	Dotación
E	Empuje
Es	Empuje del suelo
Fy	Esfuerzo de resistencia del acero
f'c	Esfuerzo de resistencia del concreto
e	Excentricidad
hab	Habitante
hab/viv	Habitante por vivienda
ha	Hectárea
h	Hora

I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramo
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
km²	Kilómetro por metro cuadrado
lb	Libra
L/hab/día	Litro por habitante por día
L/s	Litro por segundo
L	Longitud
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m³/s	Metro cúbico por segundo
m/s	Metro por segundo

msnm	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetro
min	Minuto
t	Peralte
d	Peralte efectivo
γ	Peso específico
pie³	Pie cúbico
%	Porcentaje
PSI	<i>Pounds per square inch</i> (libra por pulgada cuadrada)
s	Segundo
r	Tasa de crecimiento poblacional
Ton	Tonelada
Ton/m	Tonelada por metro
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
Ton/m³	Tonelada por metro cúbico

GLOSARIO

Aguas negras	Son las contaminadas por la dispersión de desechos humanos, procedentes por usos domésticos, comerciales o industriales.
Barandal	Elemento vertical ubicado a lo largo del puente en ambos lados como medida de seguridad.
Carga muerta	Es el peso propio de la estructura.
Carga viva	Carga externa movable sobre una estructura.
Cauce	Concavidad de terreno natural por donde pasa un río.
Caudal	Es la cantidad de flujo que circula a través de una sección por unidad de tiempo.
Colector	Tubería que conduce aguas negras a un punto de desfogue.
Concreto armado	Técnica constructiva compuesta por barras de acero y concreto.
Concreto ciclópeo	Estructura resultante de la mezcla de concreto con piedra bola, es utilizado principalmente para la construcción de muros.

Desfogue	Punto de salida del caudal de aguas negras conducidas por el colector principal de un sistema de alcantarillado, hacia un punto determinado.
Dureza Shore	Escala de medida de la dureza elástica de los materiales, determinada a partir de la reacción elástica del material cuando se deja caer un objeto sobre él.
Escorrentía	Es el agua pluvial que circula por una superficie.
Excentricidad	Distancia medida desde un punto de aplicación de una fuerza al centro de la sección sobre la cual actúa la misma.
Luz	Distancia libre entre los apoyos.
Momento	Es el producto resultante de una fuerza por una distancia determinada en un punto indicado.
Precipitación	Cantidad de agua que cae de la atmósfera hacia la superficie terrestre.
Presión	Fuerza ejercida por un cuerpo y la superficie sobre la que esta se aplica.
Socavamiento	Es la excavación por debajo de un elemento provocado por fuerzas externas.

Subestructura	Conjunto de elementos que transmiten la carga hacia el suelo proveniente desde la superestructura, se compone de: estribos, viga de apoyo y cortina.
Superestructura	Conjunto de elementos que soporta cargas de diseño a través del piso, se compone de: losa, vigas y diafragmas.
Tirante de agua	Altura máxima de agua sobre la sección del río.
Valor soporte	Determina la capacidad que tiene el suelo para que pueda soportar cargas aplicables sobre el mismo.
Volteo	Momento de fuerza horizontal aplicada a un elemento, que tienda que el mismo puede voltearse respecto al borde exterior.

RESUMEN

Uno de los objetivos del Ejercicio Profesional Supervisado de la carrera de Ingeniería Civil, es brindar a la sociedad guatemalteca alternativas de solución a los problemas identificados, por medio de diseños de obras de infraestructura. Inicialmente se presenta un resumen de la monografía del municipio de Esquipulas y las comunidades, adjuntando información respecto a geografía, educación, aspectos económicos, servicios públicos, entre otros; para tener el conocimiento de donde se desarrollan los proyectos.

Uno de los problemas identificados es el manejo inadecuado de las aguas negras en la aldea Carboneras, siendo estas expulsadas superficialmente llegando a desfogarse a los afluentes cercanos. Por esta razón se propone el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario de aproximadamente 1,753 metros, que servirá a 60 viviendas con un total de 300 habitantes. Se presenta en el diseño todos los aspectos necesarios para que este tenga un funcionamiento eficiente.

El siguiente problema identificado, es la dificultad de circulación para los habitantes de la ciudad de Esquipulas, en la colonia Santa Gudelia sobre el río Chantiago. Por esta razón se propone el diseño de un puente vehicular de concreto armado de una vía con longitud de 18 metros, que permitirá crear un mejor paso por el área.

La fase de investigación es por el método cualitativo teniendo un alcance descriptivo, mediante el cual se desarrollan técnicas de estudio de campo y documentales, aplicando como herramientas estadísticas la observación y entrevistas realizadas a la población.

INTRODUCCIÓN

La funcionalidad del Ejercicio Profesional Supervisado en la carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente, es apoyar a la sociedad guatemalteca en el servicio de identificación y planteamiento de problemas sobre infraestructura social, con el fin de llegar a soluciones alternativas en la elaboración y diseños de proyectos que permite un mejor desarrollo para la población.

El Ejercicio Profesional Supervisado se realizó en la Dirección Municipal de Planificación en la Municipalidad de Esquipulas, departamento de Chiquimula, institución encargada de coordinar los diagnósticos, planes, programas y proyectos de infraestructura social del municipio. Donde se llevó a cabo el análisis de los problemas identificados en el municipio, tomando como prioridad las necesidades de las comunidades: “diseño de sistema de alcantarillado sanitario, aldea Carboneras” y “diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia”, ambos del municipio de Esquipulas.

En la descripción del capítulo uno, se presenta la monografía del municipio de Esquipulas y comunidades, describiendo sus características geográficas, socioculturales, socioeconómicas e infraestructurales. En el capítulo dos, se describe el diseño del sistema de alcantarillado sanitario situado en la aldea Carboneras, municipio de Esquipulas; este sistema contribuirá a reducir los índices de contaminación y enfermedades en la zona. Y en el capítulo tres, se detalla el diseño del puente vehicular del río Chantiago, ubicado en la colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas; este puente será de un carril, de concreto reforzado y creará una mejor circulación en el área.

OBJETIVOS

General

Presentar los diseños de un sistema de alcantarillado sanitario en la aldea Carboneras y un puente vehicular sobre el río Chantiago en la colonia Santa Gudelia, cabecera municipal de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Específicos

1. Efectuar el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario adecuado y eficiente con la información obtenida en el trabajo de campo, que solucione el problema del saneamiento ambiental existente en la aldea Carboneras, municipio de Esquipulas.
2. Elaborar el diseño de un puente vehicular en base a los datos obtenidos y crear una solución que regule la circulación de los habitantes en el área, ubicado sobre el río Chantiago en la colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas.
3. Proyectar la carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente, por medio de las planificaciones para el desarrollo de la infraestructura social de las comunidades del municipio de Esquipulas.

1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES

La monografía permite conocer la historia de las comunidades del municipio de Esquipulas, por lo que la Unidad de Acceso a la Información (2017) expresa:

Antes de la conquista española, el área donde se asienta Esquipulas constituía parte del señorío Chortí, el cual era miembro del reino Payaquí cuya capital era Copán, en Honduras. El reino Payaquí era muy extenso, se comprendía del oriente de Guatemala y el occidente de Honduras y El Salvador.

En 1525, Yzquipulas fue conquistada por primera vez por los capitanes españoles Juan Pérez Dardón, Sancho de Barahona y Bartolomé Becerra, quienes fueron enviados por Pedro de Alvarado. Como parte de la doctrina que traían los conquistadores españoles, a partir de 1526 se impuso la religión católica a todo poblador de esta localidad y se construyó una ermita y un convento en un cerro cercano a la villa. En 1594, los pobladores de la villa pidieron al escultor de origen portugués Quirio Cataño, que esculpiera un cristo crucificado de color de tez morena.

En 1560 y 1570 fue fundada por los españoles como la villa de Esquipulas y poblada en sus inicios por toltecas que dieron origen a la comunidad indígena Chortí.

Por su importancia turística y religiosa, actualmente Esquipulas ostenta los títulos de “Capital Centroamericana de la Fe”, “Sede de Trifinio” y “Puerta Abierta hacia la Paz”. Fue

declarado municipio en el año 1810, para luego ser elevado a categoría ciudad el 11 de octubre de 1968 (pp. 1-2).

1.1 Características geográficas

1.1.1 Localización y ubicación

El municipio de Esquipulas, se sitúa en la parte suroriental del departamento de Chiquimula, es conocido como “Trifinio” debido que es el punto donde se encuentran las zonas fronterizas de las repúblicas de Guatemala, Honduras y El Salvador.

El municipio cuenta con una extensión territorial de 532 km² y se encuentra a una altura entre 600 msnm y 2418 msnm. Las coordenadas del centro de la ciudad de Esquipulas, ubicado frente a la Basílica del Cristo Negro, con una latitud norte 14°33'51” y longitud oeste 89°20'53 (Unidad de Acceso a la Información Pública, 2017, p. 10).

La Unidad de Acceso a la Información (2017) menciona que colinda al norte con los municipios de Olopa, Jocotán y Camotán del departamento de Chiquimula. Al sur con el municipio de Metapán, El Salvador. Al este con los departamentos de Copán y Ocotepeque, Honduras y al oeste con los municipios de Concepción las Minas y parte de Quezaltepeque del departamento de Chiquimula (p. 10).

En la figura 1 se presenta la localización del municipio de Esquipulas dentro del mapa de la República de Guatemala.

Figura 1. **Localización del municipio de Esquipulas**



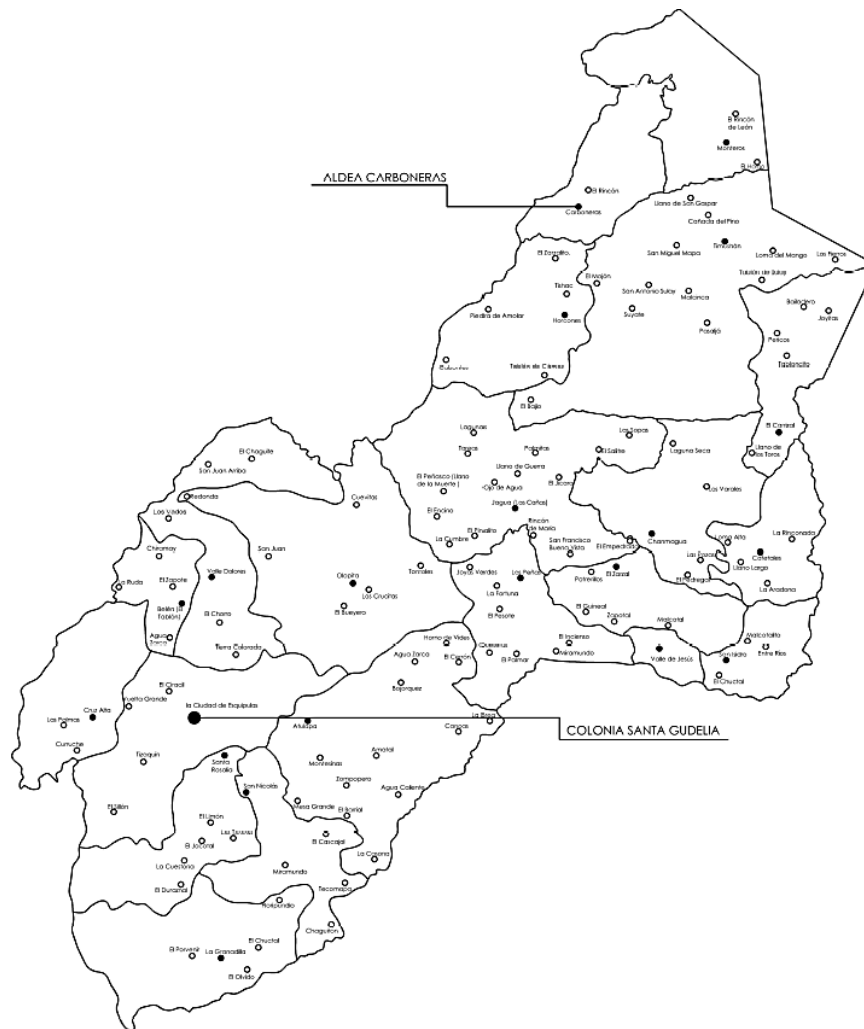
Fuente: elaboración propia.

El sistema de alcantarillado sanitario se encuentra en la aldea Carboneras, aproximadamente a 32 km al noroeste de la ciudad de Esquipulas. Las coordenadas geográficas al centro de la comunidad son latitud norte $14^{\circ}43'59.99''$ y longitud oeste $89^{\circ}13'37.53''$, a una elevación de 623 msnm.

Con respecto a la ubicación del puente vehicular, se encuentra al noroeste desde el frente de la Basílica, al final de la 5ta calle "B" de la colonia Santa Gudelia, zona 1, ciudad de Esquipulas. Las coordenadas geográficas son el punto donde hace intersección el río Chantiago con la carretera, en donde se realizará el diseño del puente, con latitud norte $14^{\circ}33'59.67''$ y longitud oeste $89^{\circ}21'22.81''$, a una elevación de 943 msnm.

En la figura 2, se presenta la ubicación de las comunidades dentro del municipio de Esquipulas, donde se contempló el diseño de los proyectos.

Figura 2. Ubicación de las comunidades de Esquipulas



Fuente: Unidad de Acceso a la Información (2017, p. 1).

1.1.2 Colindancias

La aldea Carboneras colinda con los siguientes lugares:

- Al norte: caserío El Rincón, aldea Carboneras, municipio de Esquipulas.

- Al sur: caserío El Zarzalito, aldea Horcones, municipio de Esquipulas.
- Al este: los caseríos Llano San Gaspar y San Miguel Mapa, ambos de la aldea Timushán, municipio de Esquipulas.
- Al oeste: el municipio de Olopa, departamento de Chiquimula.

La colonia Santa Gudelia se encuentra delimitada de la siguiente manera:

- Al norte: el barrio Jesús y María, colonia San Juan y residenciales Pueblo Lindo II.
- Al sur: residenciales Pueblo Lindo.
- Al este: el barrio San Joaquín.
- Al oeste se encuentra el río Chantiago que pasa por la colonia.

1.1.3 Vías de acceso

El municipio de Esquipulas está ubicado a 222 km de la ciudad de Guatemala, es posible llegar por el cruce ubicado en el municipio de Río Hondo del departamento de Zacapa, recorriendo 136 km a través de la carretera Centro Americana número nueve (CA-9), luego tomar la carretera Centro Americana número diez (CA-10) recorrer los 86 km faltantes hasta llegar al punto de entrada de la ciudad.

Para llegar a la aldea Carboneras, debe de conducirse a través de la carretera ruta nacional número dieciocho (RN-18), pasar por unas aldeas, primero por Chanmagua y continuar por la carretera pavimentada hasta

Cafetales, tomando después un camino de terracería en sentido noreste, quedando la comunidad aproximadamente a una hora.

Para conducirse a la colonia Santa Gudelia, se accede por la ruta CA-10, hacia la ciudad de Esquipulas, yendo por la calle principal cruzar a la izquierda en 2da. avenida hasta ubicar 6ta. calle de la colonia Santa Gudelia y luego hacia la derecha en 5ta. calle “B”, recorrer hasta el final de la calle hasta hacer intersección con el río Chantiago.

1.1.4 Clima e hidrología

Las características climatológicas del municipio de Esquipulas son variables, de modo que la Unidad de Acceso a la Información (2017) expresa:

El clima de Esquipulas es cálido templado seco, su temperatura promedio es de 25 grados centígrados, bajando hasta 10 grados ocasionalmente. Los meses más calurosos son marzo y abril; los más fríos diciembre y enero. La época de lluvia es de mayo a octubre, habiendo semanas de chubascos en noviembre, diciembre y enero, que se conoce como lluvias temporales.

En este municipio se encuentra la reserva de la biosfera transfronteriza triffinio-fraternidad que ocupa 221 kilómetros cuadrados de extensión superficial compartida con el municipio de Concepción Las Minas. Lo que fue creada para proteger el bosque nuboso del macizo Montecristo, así también su flora y fauna. La mayoría del territorio municipal es montañoso.

La fuente hídrica de la ciudad de Esquipulas es abundante, cuenta con 23 ríos y un total de 69 quebradas, muchos de estos nacimientos de agua se encuentran contaminadas y otras de ellas son fuente de captación de agua potable para la ciudad (pp. 8-9).

1.2 Características socioculturales

1.2.1 Población

El INE señala que para el año 2017, la población del municipio de Esquipulas se estimó aproximadamente de 64,835 habitantes, siendo el 55% para el área urbana mientras que el restante 45% corresponde al área rural.

SEGEPLAN (2010) define que Esquipulas es uno de los municipios donde se reporta la mayor emigración permanente, siendo un 12.12%, principalmente en la ciudad. Esto se debe a la emigración de familias del interior de país y también por ser un punto fronterizo, los países vecinos como Honduras y El Salvador emigran a la ciudad (p. 12).

La población de la aldea Carboneras al año 2017, según datos proporcionados por la DMP en base a la densidad de vivienda poblacional, estima 5 habitantes por vivienda.

La ciudad de Esquipulas cuenta con una población de 35,660 habitantes, estimado del 55% para el área urbana, según estimación propia basada en los datos del INE mencionados anteriormente.

1.2.2 Etnia y religión

La Unidad de Acceso a la Información (2017), refiere que la composición étnica del municipio de Esquipulas es “el 88% ladinos, 10% indígenas Chortí y 2% indígenas de otros grupos” (p. 17).

En el municipio de Esquipulas, la religión más practicada por la población es la cristiana católica, debido que esta fue introducida durante la colonización española al señorío Chortí y fue la más dominante durante toda la colonia española.

Actualmente, la ciudad de Esquipulas es uno de los puntos de peregrinaje católico más importantes de Centroamérica porque cuenta con la Basílica del Cristo Negro, que recibe cientos de peregrinaciones, en su mayoría los meses de enero y marzo, tanto como el resto del año.

No obstante, en dicho municipio también existen numerosas iglesias de otras religiones.

1.2.3 Educación

La educación de todo el municipio de Esquipulas es amplia, cuenta con los niveles: preprimaria, primaria, básica y diversificado.

De acuerdo con la Unidad de Acceso a la Información (2017) en educación superior “únicamente el 48% de los jóvenes que finalizan su nivel diversificado, optan por una carrera universitaria” (p. 23).

1.3 Características socioeconómicas

1.3.1 Actividades económicas y productivas

En el municipio de Esquipulas las actividades económicas y productivas más importantes son: el comercio, turismo, agrícola y pecuaria.

La ciudad de Esquipulas es visitada anualmente por miles de turistas y peregrinos que vienen del interior del país y de Centroamérica, esto hace que el motor económico principal de la cabecera municipal sea la atención y prestación de servicios básicos a los viajeros.

Se sabe que otro gran factor económico en el municipio de Esquipulas es “la producción y venta agrícola, principalmente el café, que es producido en más del 70% de su territorio y también es exportado a otros países, también se considera la producción tomate, chile dulce, maíz, frijol, entre otros” (SEGEPLAN, 2010, pp. 39-40).

En la aldea Carboneras, su motor principal económico es la producción agrícola y pecuaria, sea para la comercialización o autoconsumo.

1.3.2 Organización comunitaria

El orden comunitario es muy importante en la sociedad para la ejecución de proyectos de desarrollo local. En el decreto número 11-2002 que corresponde a la Ley de Consejos de Desarrollo Urbano y Rural, el municipio de Esquipulas está organizado por el COMUDE y el COCODE.

La aldea Carboneras y la colonia Santa Gudelia, ambas están organizadas por medio de COCODE, el cual está integrado por: presidente, vicepresidente, secretario, tesorero y vocales. La función de los integrantes del COCODE es velar por el desarrollo para la comunidad.

1.4 Características infraestructurales

1.4.1 Vivienda

El municipio de Esquipulas cuenta con una alta densidad de viviendas, cubriendo a la mayoría de la población, que están construidas de mampostería de block, piso cementado o de cerámico, techos de terraza o lámina y otras existentes del tiempo colonial que aún conserva estilo de bajareque o adobe.

En el área rural, dependiendo del nivel económico de los habitantes “están construidas de mampostería de block, otras construidas con materiales inflamables con techos de palma y en pocas oportunidades con láminas de zinc o nylon careciendo de pisos” (SEGEPLAN, 2010, p. 24).

1.4.2 Servicios públicos

Las prestaciones de servicios en el municipio de Esquipulas se concentran principalmente en la ciudad y comunidades cercanas a ella.

El área urbana cuenta con: servicios de energía eléctrica, agua potable, sistema de drenajes, recolección de residuos sólidos, entre otros. Mientras que el área rural cuenta principalmente con energía eléctrica y agua entubada que se obtiene de ríos o quebradas, por medio de tubería sin tratamiento.

De acuerdo con DEMPAGUA, se sabe que el 88.7% del área urbana está conectada al sistema municipal de agua entubada, mientras que el área rural un 70% de las comunidades se organizan y la obtienen de afluentes cercanos, ríos o quebradas, por medio de tuberías sin tratamiento.

2. DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

2.1 Descripción del proyecto

Consiste en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario de 1753 metros de longitud total del colector, el cual está proyectado para servir a 60 viviendas actuales con una población de 300 habitantes, para un período de diseño de 30 años, más 2 años de gestión y ejecución.

2.2 Levantamiento topográfico

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario es necesario obtener una representación gráfica de una superficie, contemplando el relieve o elevaciones del terreno y de todos los elementos existentes brindando información para que dicho diseño cumpla su función con las normas sanitarias aplicables. El equipo que se utilizó para el levantamiento es el siguiente: estación total, dos prismas, cinta métrica y GPS.

La libreta del levantamiento topográfico se encuentra en el apéndice A.

2.2.1 Planimetría

Según Huitz-Chay (2009), planimetría “es el conjunto de trabajos efectuados para tomar en el campo los datos geométricos que permiten construir una figura semejante a la del terreno, proyectado sobre un plano horizontal” (p. 10).

Para la planimetría se utilizó el método de conservación del azimut que esencialmente se utiliza para ubicar la red dentro de las calles, pozos de visita y puntos importantes como entradas domiciliarias al colector principal.

2.2.2 Altimetría

Huitz-Chay (2009) menciona que la altimetría “es el conjunto de trabajos que proporcionan los elementos para conocer las diferencias de altura del terreno, para poder ser proyectado en un plano vertical” (p. 10).

La altimetría se realizó al centro de las calles a una distancia no mayor a 20 metros, tomando puntos en el inicio o intersección de calles y en cambios de pendiente.

2.3 Parámetros de diseño

Para un sistema de alcantarillado sanitario es necesario conocer los elementos básicos que se deben de tomar en cuenta al momento de diseñar determinado proyecto. Entre los que se puede mencionar: período y población de diseño e integración de caudales (domiciliar, comercial, industrial, infiltración y conexiones ilícitas).

2.3.1 Descripción del sistema

Se trata de un sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Carboneras del municipio de Esquipulas, que consta de un colector principal que evacue las aguas residuales de las viviendas de la comunidad, incluyendo pozos de visita ubicados en lugares de cambio de pendiente, intersección de calles, entre otras.

Se diseña por medio de relaciones hidráulicas, considerando el uso de las normas sanitarias que garanticen un funcionamiento eficiente de todo el sistema.

2.3.2 Período de diseño

El INFOM (2001) describe que el período de diseño para un sistema de alcantarillado es proyectado para llenar adecuadamente su función durante cierto período a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño. Se recomienda un período de 30 a 40 años a partir de la fecha en que entra en funcionamiento la obra (p. 12).

2.3.3 Población de diseño

Es una proyección de la población futura, que se estima para hacer uso del alcantarillado sanitario al final del período de diseño, siendo en este caso para 30 años, más 2 años de gestión y ejecución, dando un total de 32 años.

Se utilizó el método de incremento geométrico, que “es el modelo más adecuado para las poblaciones que se encuentran en vías de desarrollo” (Contreras-Paz, 2016, p. 18).

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

Donde (Cabrera-Riépele, 1989, p. 38):

Pf: población futura (habitantes).

Po: población actual = 300 habitantes.

D.P.: densidad de población = 5 hab/viv según la DMP.

Viv act: viviendas actuales = 60 viviendas.

n : período de diseño = 32 años.

r : tasa de crecimiento poblacional = 2.6 % para Esquipulas, según el INE.

Población actual:

$$Po = DP * Viv\ act$$
$$Po = 5 * 60 = 300\ habitantes$$

Población futura:

$$Pf = Po (1 + r)^n$$
$$Pf = 300 (1 + 0.026)^{32}$$
$$Pf = 683\ habitantes$$

Viviendas futuras:

$$Viv.\ fut. = \frac{Pf}{D.P.}$$
$$Viv.\ fut. = \frac{683\ hab}{5\ hab/viv}$$
$$Viv.\ fut. = 137\ viviendas$$

2.3.4 Dotación

Ramos-Cardona (2017) señala que la dotación es “la cantidad de agua que se asigna para cada habitante y que incluye el consumo de todos los servicios que realiza en un día medio anual, tomando en cuenta las pérdidas” (p. 19).

Para determinar la dotación es necesario considerar factores como el nivel de vida de la sociedad, condiciones socioeconómicas, clima, calidad del agua, entre otros.

La dotación de agua que recibe la comunidad según DEMPAGUA de la Municipalidad de Esquipulas es de 90 L/hab/día.

2.3.5 Factor de retorno

Antillón-Fernández (2010) señala que es el porcentaje de agua que después de ser utilizada por la población, se conduce hacia los drenajes. La cantidad de agua residual generada por una comunidad es menor a la cantidad de agua potable que se le suministra, debido a que existen pérdidas a través del riego de jardines, bebidas de animales, limpieza de viviendas, riego de calles sin pavimentación y otros usos externos (p. 11).

Dicho porcentaje es más conocido como factor de residuos domésticos y para este diseño se ha utilizado un valor de 70% según la Unidad de Acceso a la Información (2017).

2.3.6 Integración caudal de diseño

Procede a la sumatoria de los caudales domiciliar, comercial, industrial, de infiltración y por conexiones ilícitas.

a. Caudal domiciliar

“Es la cantidad de agua que se desecha de las viviendas por consumo interno hacia el colector principal, está relacionada directamente con el suministro de agua potable en cada hogar” (Martínez-Jordán, 2011, p. 15).

El caudal domiciliar se calcula de la siguiente fórmula:

$$Q_{dom} = \frac{Dotación * Pf * Factor}{86,400}$$

Donde (Cabrera-Riépele, 1989, p. 41):

Q_{dom} : caudal domiciliar (L/s).

Pf : población futura = 683 habitantes.

$Dotación$: dotación de agua potable = 90 L/hab/día.

$Factor$: factor de residuos domésticos = 0.70.

$$Q_{dom} = \frac{90 \text{ L / hab / día} * 683 \text{ hab} * 0.70}{86,400}$$

$$Q_{dom} = 0.498 \text{ L/s}$$

b. Caudal comercial

Es el caudal conformado por las aguas negras resultantes de las actividades de los comercios, comedores, restaurantes, hoteles. Por lo general la dotación varía según el establecimiento a considerar, la cual puede variar entre 600 y 3,000 L/comercio/día y se calcula mediante la siguiente ecuación (Morales-Castro, 2018, p. 92).

$$Q_{com} = \frac{Dot * comercios}{86,400}$$

Donde (Cabrera-Riépele,1989, p. 41):

Q_{com} : caudal comercial (L/s).

Dot : dotación = 400 L/comercio/día.

$Comercios$: número de comercios = 21 tiendas pequeñas futuras.

Actualmente existen 9 tiendas pequeñas; para obtener el dato del caudal comercial, es necesario determinar una proyección de los comercios que puede contar la aldea Carboneras en un futuro.

La cantidad de comercios futuros se calcula de la siguiente relación:

$$Comercios_{futuros} = \frac{Viv. fut * No. de comercios act}{Viv. act}$$

$Comercios_{futuros}$: comercios futuros.

$Viv. fut$: viviendas futuras = 137 viviendas.

$No. de comercios act.$: comercios actuales = 9 comercios.

$Viv. act$: viviendas actuales = 60 viviendas.

$$Comercios_{futuros} = \frac{137 * 9}{60} = 20.55 \approx 21 \text{ comercios}$$

En un futuro se tiene proyectado 21 tiendas pequeñas para la aldea Carboneras.

El SIAPA (2014) expresa una dotación de 400 L/comercio/día para áreas comerciales hasta 40 m² (p. 3). Las tiendas ubicadas en la aldea Carboneras son menores al área de dotación mencionada. Por lo tanto:

$$Q_{com} = \frac{400 * 21}{86,400}$$

$$Q_{com} = 0.097 \text{ L/s}$$

c. Caudal industrial

Martínez-Jordán (2011) describe que “es el agua proveniente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fábrica de textiles, licoreras” (p. 13).

Actualmente no existe ningún tipo de industria en la aldea. Por ende, no es posible realizar el cálculo del caudal para un futuro, siendo este caudal con valor a cero.

d. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual dependerá del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra (Martínez-Jordán, 2011, p. 17).

En este caso el caudal de infiltración es nulo debido que se utilizará tubería PVC de norma ASTM F-949, el cual posee un sistema de unión por medio de sellos de hule que garantiza la hermeticidad.

e. Caudal de conexiones ilícitas

Este caudal es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para efecto de diseño se puede considerar estimar que un porcentaje de las viviendas de una localidad pueden hacer conexiones ilícitas, lo que puede variar de 0.5 a 2.5 por ciento (Cabrera-Riépele, 1989, p. 42).

Este caudal es calculado a través de la fórmula del método racional.

- **Método racional**

La fórmula para el cálculo de conexiones ilícitas es el siguiente:

$$Q_{ci} = \frac{CIA\%}{360}$$

Donde (Cabrera-Riépele, 1989, p. 42):

Q_{ci} : caudal por conexiones ilícitas (m³/s).

C : coeficiente de escorrentía = 0.49.

I : intensidad de lluvia = 147.09 mm/hr.

A : área que es factible conectar = 4.0073 ha.

%: porcentaje que se conecta ilícitamente = 2%.

En el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se consideró un 2% de conexiones ilícitas, tomando la consideración de lo expresado en la sección 2.3.6.5.

- **Área**

Se calcularon las áreas de terreno de las viviendas y de techos en la aldea Carboneras; y restando ambas áreas, se logra obtener el de patios. Se realizó una sumatoria para obtener un tamaño promedio y proceder con el cálculo del área tributaria.

La superficie de terreno promedio para cada vivienda es de 292.50 m², donde 127.81 m² son del área de techos (43.70%) y 164.69 m² corresponden al de patios (56.30%).

$$\text{Área total}_{techos} = \text{Área}_{vivienda\ promedio} * Vf * \% techos$$

$$\text{Área total}_{techos} = 292.50\ m^2 * 137\ viviendas * 0.4370$$

$$\text{Área total}_{techos} = 17,511.68\ m^2$$

$$\text{Área total}_{techos} = 1.7512\ ha$$

$$\text{Área total}_{patios} = \text{Área}_{vivienda\ promedio} * Vf * \% patios$$

$$\text{Área total}_{patios} = 292.50\ m^2 * 137\ viviendas * 0.5630$$

$$\text{Área total}_{patios} = 22,561.16\ m^2$$

$$\text{Área total}_{patios} = 2.2561\ ha$$

- **Coeficiente de escorrentía**

Cabrera-Riépele (1989) se refiere al coeficiente de escorrentía (C), como la variable del método racional menos susceptible a determinación precisa. Su uso en la fórmula implica una relación de arreglo para cualquier área de drenaje dada, considerando que en

realidad el coeficiente explica la abstracción o pérdidas entre lluvia y escorrentía.

Los caudales pueden variar para un área de drenaje dada, siendo influenciada por las diferencias climatológicas y las condiciones estacionales (pp. 50-51).

La tabla 1 presenta los coeficientes de escorrentía para los diferentes tipos de superficies.

Tabla 1. **Coeficiente de escorrentía para superficies**

Superficies	Coeficiente de escorrentía
Techos	0.70 – 0.90
Pavimentos	
Concreto y asfalto	0.85 – 0.90
Piedra, ladrillo o madera (buenas condiciones)	0.75 – 0.85
Piedra, ladrillo o madera (malas condiciones)	0.40 – 0.70
Calles	
Terracería	0.25 – 0.65
De arena	0.15 – 0.30
Parque, jardines, prados, etc.	0.05 – 0.25
Bosques y tierras cultivadas	0.01 – 0.20

Fuente: Cabrera-Riépele (1989, p. 51).

La superficie de los techos es de lámina galvanizada de norma ASTM A-653, estos generan escorrentía superficial intermedia en sus períodos de lluvia y se considera utilizar 0.80 para el área de techos. Por otra parte, las propiedades físicas del suelo son arenosas con moderada vegetación y se estima utilizar 0.25 para el área de patios, ambos datos obtenidos de la tabla 1. Se procede a realizar el cálculo del promedio:

$$C_{promedio} = \frac{(A_{techos} * C_{techos}) + (A_{patios} * C_{patios})}{A_{total}}$$

$$C_{promedio} = \frac{(1.7512 * 0.80) + (2.2561 * 0.25)}{4.0073}$$

$$C_{promedio} = 0.49$$

- **Intensidad de lluvia**

Para calcular la intensidad de lluvia se necesitó utilizar la fórmula determinada por el INSIVUMEH, que se define de la siguiente manera:

$$I = \frac{a}{(b + t_c)^N}$$

Donde (INSIVUMEH, 2005, p. 2):

I : intensidad de lluvia (mm/hr), asociada a la frecuencia de ocurrencia, representada por el período de retorno (Tr).

t_c : tiempo de concentración = 12 minutos.

a, b y N : parámetros de ajuste obtenidos en la estación meteorológica local = 1222, 6, 0.694 para Esquipulas y 839, 6, 0.632 para La Fragua.

La tabla 2 y 3 presentan las intensidades de lluvia respecto a diferentes períodos de retornos de las estaciones meteorológicas de Esquipulas, Chiquimula y la Fragua, Zacapa.

Tabla 2. **Parámetros a, b y N estación meteorológica Esquipulas, Chiquimula**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
a	3,300	2,060	1,280	1,230	1,225	1,222	1,213	1,205
b	20	11	6	6	6	6	6	6
N	0.962	0.836	0.721	0.700	0.696	0.694	0.690	0.686

Fuente: INSIVUMEH (2002, p. 5).

Tabla 3. **Parámetros a, b y N estación meteorológica La Fragua, Zacapa**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
a	2,360	3,980	3,480	844	840	836	831	827
b	19	22	18	7	7	7	7	7
N	0.99	1.025	0.983	0.642	0.639	0.637	0.632	0.628

Fuente: INSIVUMEH (2002, p. 5).

- **Tiempo de concentración**

Cabrera-Riépele (1989) lo señala como el tiempo necesario para que se produzca el máximo caudal y es igual al requerido para que una gota de agua circule desde el punto límite de la zona recogida hasta aquel en que se determina el caudal. Se considera utilizar un tiempo de concentración de 12 minutos para tramos iniciales (pp. 49-50).

El tiempo de concentración se calcula de la manera siguiente (Cabrera-Riépele, 1989, p.49):

$$t_c = \frac{3L^{1.15}}{154H^{0.38}}$$

t_c : tiempo de concentración (min).

L : longitud del punto más alto hasta el desfogue = 545.91 m.

H : diferencia de altura punto más alto hasta el desfogue
= 28.52 m.

Para encontrar el tiempo de concentración se toma la longitud y elevación del punto más alto hasta el desfogue de todo el sistema; siendo del pozo de visita número catorce (PV14) hasta la planta de tratamiento número tres (PT3), dando una longitud de 545.91m y una diferencia de altura de 28.52m, por lo tanto:

$$t_c = \frac{3(545.91)^{1.15}}{154(28.52)^{0.38}} = 7.66 \text{ min}$$

El resultado obtenido es menor al tiempo de concentración considerado para tramos iniciales, por ese motivo el dato que se debe utilizar es 12 minutos.

En base a la tabla 2 y 3, se adquieren los datos para un período de retorno de 30 años ya que el proyecto está diseñado para ese tiempo, se tomarán los datos relacionados con el tiempo de concentración mencionado anteriormente.

- Intensidad de lluvia de la estación hidrometereológica de Esquipulas:

$$I = \frac{1222}{(6 + 12)^{0.694}}$$

$$I = 164.40 \text{ mm/h}$$

- Intensidad de lluvia de la estación hidrometereológica de La Fragua, Zacapa:

$$I = \frac{836}{(7 + 12)^{0.637}}$$

$$I = 128.13 \text{ mm/hr}$$

Elevación de Esquipulas, Chiquimula: 1000 msnm.

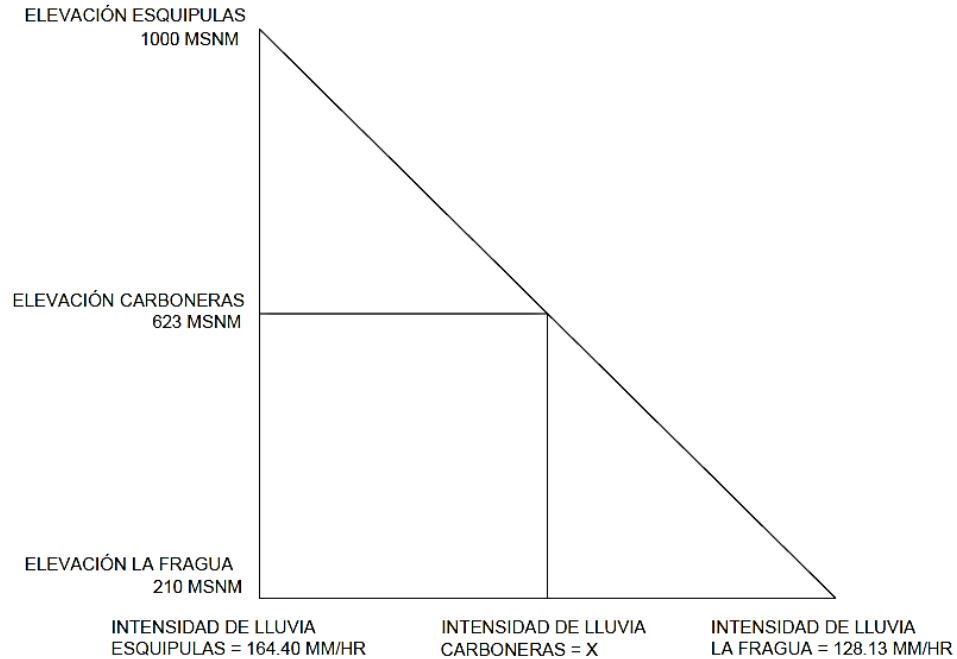
Elevación de La Fragua, Zacapa: 210 msnm.

Elevación de Carboneras, Esquipulas: 623 msnm.

La figura 3 presenta la interpolación en función de las precipitaciones y elevaciones de las estaciones hidrometereológicas de Esquipulas, Chiquimula y La Fragua, Zacapa, para poder conocer el valor respecto a la aldea Carboneras.

- Interpolación entre intensidades de lluvia

Figura 3. **Interpolación de intensidad de lluvia en aldea Carboneras, Esquipulas**



Fuente: elaboración propia.

La aldea Carboneras no cuenta con una estación del INSIVUMEH, por esta razón se procede a realizar una interpolación en función de las precipitaciones y elevaciones de las estaciones hidrometereológicas, en este caso las más cercanas que son la estación de Esquipulas, Chiquimula y la estación de La Fragua, Zacapa; el cual se calcula así:

$$\frac{x - 128.13}{623 - 210} = \frac{164.40 - 128.13}{1000 - 210}$$

$$\frac{x - 128.13}{413} = \frac{36.27}{790}$$

$$790(x - 128.13) = 413(36.27)$$

$$790x - 101,222.70 = 14,979.51$$

$$790x = 14,979.51 + 101,222.70$$

$$790x = 116,202.21$$

$$x = \frac{116,202.21}{790} = 147.09 \text{ mm/h}$$

$$I = 147.09 \text{ mm/h}$$

La intensidad de lluvia de la aldea Carboneras es 147.09 mm/hr.

Luego de tener los datos necesarios para el caudal de conexiones ilícitas mediante el método racional, se procede a calcular:

$$Q_{ci} = \frac{CIA\%}{360}$$

$$Q_{ci} = \frac{0.49 * 147.09 \frac{mm}{hr} * 4.0073 \text{ Ha} * 0.02}{360}$$

$$Q_{ci} = 0.016045 \text{ m}^3/\text{s} = 16.05 \text{ L/s}$$

f. Caudal medio

Consiste en la sumatoria de los caudales que contribuyen al alcantarillado sanitario y se determina así:

$$Q_{medio} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{ci}$$

$$Q_{medio} = 0.498 \text{ L/s} + 0.097 \text{ L/s} + 0 \text{ L/s} + 0 \text{ L/s} + 16.05 \text{ L/s}$$

$$Q_{medio} = 16.65 \text{ L/s}$$

g. Factor de caudal medio

Este factor regula la portación del caudal en la tubería. El dato se obtiene al dividir el caudal medio y población futura.

$$Fqm = \frac{Q_{medio}}{Pf}$$

$$Fqm = \frac{16.65 \text{ L/s}}{683 \text{ habitantes}}$$

$$Fqm = 0.024$$

El factor de caudal medio debe de estar entre el rango de 0.002 a 0.005. Cabrera-Riépele (1989) menciona que “si el cálculo del factor está entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio, si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano, según sea el caso” (p. 43).

$$0.002 \leq F_{qm} \leq 0.005$$

El valor 0.024 del factor del caudal medio excede el límite mayor del rango, por lo tanto, se utilizará el límite más cercano que es 0.005.

h. Factor de Harmon

Conocido también como factor de flujo instantáneo, es el factor que se encarga de regular un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico, determinando la probabilidad del número de usuario que estará haciendo uso del servicio o la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas se estén usando simultáneamente (Martínez-Jordán, 2011, p. 18).

El factor de Harmon se calcula mediante la siguiente fórmula (Cabrera, 1989, p. 43):

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

FH : factor de Harmon.

Pf : población futura en miles de habitantes = 0.683 habitantes.

Su valor es adimensional y debe de estar entre el rango de 1.5 a 4.5, según el tamaño de la población a servir.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{0.6830}}{4 + \sqrt{0.6830}}$$

$$FH = 3.901$$

$$1.5 \leq FH \leq 4.5$$

El valor 3.901 del factor de Harmon se encuentra dentro del rango permitido, por lo tanto, se utilizará el valor calculado.

i. Caudal de diseño

“También es llamado caudal máximo, este se diseña para cada tramo del alcantarillado sanitario, establece la cantidad de caudal que puede transportar el sistema en cualquier punto en todo el recorrido de la red” (Martínez-Jordán, 2011, p. 17).

Se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$Q_{diseño} = No.habitantes * FH * Fqm$$

Caudal de diseño actual:

$$Q_{diseño} = 300 * 3.901 * 0.005$$

$$Q_{diseño} = 5.852 \text{ L/s}$$

Caudal de diseño futuro:

$$Q_{diseño} = 683 * 3.901 * 0.005$$

$$Q_{diseño} = 13.322 \text{ L/s}$$

2.4 Diseño hidráulico

2.4.1 Cálculo de pendientes

Se debe de disponer de pendientes (máximas y mínimas) para que el sistema de alcantarillado sanitario obtenga un funcionamiento favorable y traslade las aguas residuales sin necesidad de aportar energía, para lo que Antillón-Fernández (2010) señala:

El diseño del alcantarillado sanitario considera que la pendiente mínima que tendrá un colector, viene dada por la inclinación de la tubería con la cual se logrará mantener la velocidad mínima, transportando el caudal máximo con un nivel por debajo del 75% del diámetro. Mientras que la pendiente máxima será calculada por la velocidad máxima permisible.

Las pendientes de las tuberías deben seguir, hasta donde sea posible la inclinación del terreno y de ser posible, con pendientes menores a las cuales permitan mantener las condiciones de flujo mínimas, al igual que la profundidad de la tubería mínima; todo esto con el objetivo de obtener excavaciones mínimas (p. 19).

“Cuando se emplea tubería de PVC, se debe utilizar pendientes que permitan una velocidad mínima de 0.40 m/s y una velocidad máxima de 5.00 m/s” (Antillón-Fernández, 2010, p. 19).

2.4.2 Diámetro de tubería

El INFOM (2001) describe que “el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios será de 6” para tubos de PVC” (p. 15).

2.4.3 Velocidad a sección llena

La velocidad de diseño del flujo se calcula mediante diferentes factores como: la pendiente del terreno, el diámetro y tipo de material de la tubería. Por lo cual es importante tomar en cuenta las velocidades (máximas y mínimas) de la tubería para mantener un equilibrio del sistema y el funcionamiento sea eficiente.

En la sección 2.4.1 se encuentran los rangos permitidos para la velocidad del flujo dentro de la tubería.

La velocidad de diseño se obtiene a través de la fórmula de Manning, la cual se expresa de la siguiente forma (Contreras-Paz, 2016, p. 125):

$$V = \frac{1}{N} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

N : coeficiente de rugosidad de Manning = 0.009.

Rh : radio hidráulico = 0.03810 m.

S : pendiente hidráulica = 3.84 %.

Es necesario utilizar otra ecuación para encontrar el radio hidráulico y se expresa así:

$$Rh = \frac{\text{Área sección mojada}}{\text{Perímetro sección mojada}}$$

Se sustituyen los valores para una tubería a sección llena, de esta forma se tiene:

$$Rh = \frac{\pi * R^2}{2\pi R} = \frac{R}{2} = \frac{\frac{D}{2}}{2} = \frac{D}{4}$$

Luego de obtener el caudal (Q), es necesario determinar la relación de caudales (q/Q), en donde “q” es el caudal de diseño y “Q” es el caudal a sección llena, luego de este resultado se procede a buscar en las tablas de relaciones hidráulicas (anexo A), la velocidad (v/V) y el tirante de diseño hidráulico (d/D).

Donde “v” es la velocidad parcialmente llena (velocidad de diseño) y “V” es la velocidad a sección llena, “d” representa el diámetro de diseño y “D” el diámetro a sección llena.

Para que el sistema de alcantarillado sanitario funcione como un canal abierto, debe de cumplir las siguientes condiciones:

- El caudal de diseño debe ser menor al caudal a sección llena ($q < Q$).
- Las relaciones de caudales (q/Q) y tirante de diseño (d/D), deberán de ser menor o igual a 0.75.

2.4.4 Caudal a sección llena

“El caudal a sección llena se determina mediante la ecuación de continuidad” (Morales-Castro, 2018, p. 100):

$$Q = V * A$$

Q : caudal a sección llena = 44.38 m³/s.

V : velocidad a sección llena de tubería = 2.47 m/s.

A : área de la sección transversal de la tubería = 0.018 m².

2.4.5 Cotas invert

Es la cota que determina los puntos (entrada y salida) para colocación de la tubería, ubicada en la parte inferior que conecta a dos pozos de visita.

Morales-Castro (2018) señala que “como mínimo debe existir una diferencia de cotas invert de 3 cm, entre la tubería que entra y la que sale de un mismo pozo de visita, esto asegura el flujo continuo dentro del mismo” (p. 102). La razón es porque el sistema de alcantarillado sanitario trabaja por gravedad y es necesario que el flujo continúe sin ningún problema dentro del colector para evitar sedimentación de sólidos dentro del mismo.

$$CIE_A = CT_A - h$$

$$CIS_A = CIE_B - 0.03$$

$$S = \frac{CIS_A - CIE_B}{L} * 100$$

Donde (Morales-Castro, 2018, p. 102):

CIE : cota invert de entrada = 512.02 m.

CIS : cota invert de salida = 513.44 m.

h : altura de pozo de visita = 1.20 m.

CT : cota de terreno = 514.64 m y 513.22 m.

S : pendiente de tubería = 3.84%.

L : longitud entre pozos de visita = 39.97 m.

2.5 Diseño de pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten inspeccionar el funcionamiento de la red de alcantarillado y también poder realizar operaciones de limpieza y mantenimiento. Los pozos de visita siempre se ubicarán en:

- Cambios de diámetro.
- Intersecciones de calles.
- Cambios de pendiente de terreno.
- Cambios de material de tubería.
- A distancias no mayores de 100 metros.

La altura mínima para los pozos de visita se considera 1.20 m en tramos iniciales respecto a la profundidad de la tubería, que según Cabrera-Riépele (1989) refiere que “el espesor de tierra sobre la alcantarilla, es decir la profundidad de la parte superior de la tubería, con respecto al nivel de la superficie, es normalmente de 1.20 m” (p. 34). El resto de los pozos de visita quedarán conforme la pendiente de la tubería garantice el rango de velocidades.

2.6 Conexiones domiciliarias

“Tienen la finalidad de llevar las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe” (Arriola- Suárez, 2009, p. 109).

Las conexiones domiciliarias de un sistema de alcantarillado, deben de contar con:

- Candela (tubo de concreto de 12" de diámetro).
- Tubería domiciliar (tubo mínimo de 4" de PVC).
- Accesorios (silleta yee 6" x 4", cabo transformador 4" x 3", codo a 45° de 4" de PVC).
- Profundidad mínima de 0.80 metros.
- Pendiente mínima de 2% para evitar retorno de aguas.

2.7 Propuesta de tratamiento

“Las aguas residuales municipales que se descarguen en cuerpos de agua, deben de cumplir con los criterios, requisitos y límites máximos permisibles de descarga, establecido en el artículo 24, inciso b” (Acuerdo Gubernativo del Reglamento de las Descargas y Reúso de Agua Residuales y de la Disposición de Lodos, 2006).

Las aguas negras recolectadas en la aldea Carboneras, serán desfogadas en cuatro diferentes puntos, debido a que existe numerosa variación de altura en la topografía del terreno, las cuales luego de darles un tratamiento serán vertidas en una quebrada que fluye por el área.

Se le propone a la Municipalidad de Esquipulas, mediante un contrato con una empresa de experiencia, realice la construcción de cuatro plantas de tratamiento primario de aguas residuales. De manera que deberán de analizar la topografía de los terrenos y cantidad de sólidos para la depuración de las plantas de tratamiento, para así cumplir con los parámetros permisibles dentro del reglamento mencionado.

2.8 Excavación

El volumen de excavación se calcula en base a la profundidad de los pozos de visita, la distancia horizontal entre ellos y el ancho de zanja, el cual depende según altura y diámetro de la tubería.

La excavación se puede calcular con la siguiente ecuación (Cabrera-Riépele, 1989, p. 36):

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

V : volumen de excavación (m^3).

$H1$: profundidad del primer pozo de visita = 1.20 m.

$H2$: profundidad del segundo pozo de visita = 1.23 m.

d : distancia entre pozos de visita = 39.97 m.

t : ancho de zanja = 0.80 m.

De la ecuación anterior se debe de tomar que $t = 0.40 + \emptyset$ y este valor debe de ser mayor o igual a 0.80 metros, que es el ancho promedio del cucharón de una excavadora.

- Ejemplo del diseño de un tramo de PV1 a PV2:
 - Cota de terreno inicial (PV1): 514.64 m
 - Cota de terreno final (PV2): 513.22 m
 - Longitud del tramo: 36.97 m

- Cálculo de la pendiente del terreno:

$$P = \frac{514.64 \text{ m} - 513.22 \text{ m}}{36.97 \text{ m}} * 100$$

$$P = 3.84 \%$$

El pozo de visita 1 (PV1) por ser punto inicial del tramo tendrá una altura de 1.20 m, de tal forma que se procede a calcular la cota invert de salida de la siguiente manera:

$$CIS_{PV1} = CT - H$$

$$CIS_{PV1} = 514.64 \text{ m} - 1.20 \text{ m}$$

$$CIS_{PV1} = 513.44 \text{ m}$$

Ahora se calcula la cota invert de entrada del pozo de visita 2 (PV2) que se obtiene despejando la fórmula de la pendiente:

$$P = \frac{CIS_{PV1} - CIE_{PV2}}{L_T}$$

$$CIE_{PV2} = CIS_{PV1} - (P * L_T)$$

$$CIE_{PV2} = 513.44 \text{ m} - (3.84\% * 36.97 \text{ m})$$

$$CIE_{PV2} = 512.02 \text{ m}$$

Teniendo la cota invert de entrada del PV2, se puede obtener la altura, obteniendo primero la cota invert de salida del PV2 restándole 3 cm. Por lo que se procede a despejar la fórmula de CIS para encontrar la altura:

$$CIS_{PV2} = 512.02 \text{ m} - 0.03 \text{ m} = 511.99 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 CIS_{PV2} &= CT - H \\
 H_{PV2} &= CT - CIS_{PV2} \\
 H_{PV2} &= 513.22 \text{ m} - 511.99 \text{ m} \\
 H_{PV2} &= 1.230 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Se procede con la verificación de relaciones hidráulicas:

- Velocidad a sección llena (fórmula de Manning):

Se considera una tubería de PVC de norma ASTM F-949 de 6" de diámetro, y la pendiente de tubería es de 3.84%, este dato calculado se encuentra en el apéndice B, de modo que se tiene:

$$V = \frac{0.03429 * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$V = \frac{0.03429 * 6^{\frac{2}{3}} * 0.0384^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$V = 2.47 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena (fórmula de continuidad):

$$Q = V * A$$

Donde el área de la sección transversal de la tubería se obtiene así:

$$A = \pi * r^2$$

$$A = \pi * (6"/2)^2$$

$$A = 28.274 \text{ pulg}^2$$

$$A = 0.018 \text{ m}^2$$

$$Q = 2.47 \text{ m/s} * 0.018 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.04446 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 44.46 \text{ L/s}$$

- Relación hidráulica para velocidad:

Con el dato de q/Q , en la tabla de relaciones hidráulicas (anexo A), se buscó el dato v/V que es 0.327 para velocidad actual y 0.414 para velocidad futura, donde V representa la velocidad a sección llena 2.47 m/s. Por lo tanto, se despeja la siguiente ecuación:

$$v/V = 0.327$$

$$v/2.47 \text{ m/s} = 0.327$$

$$v = 0.327 * 2.47 \text{ m/s}$$

$$v = 0.81 \text{ m/s}$$

$$0.40 \text{ m/s} \leq 0.81 \text{ m/s} \leq 5.00 \text{ m/s}$$

$$v/V = 0.414$$

$$v/2.47 \text{ m/s} = 0.414$$

$$v = 0.414 * 2.47 \text{ m/s}$$

$$v = 1.02 \text{ m/s}$$

$$0.40 \text{ m/s} \leq 1.02 \text{ m/s} \leq 5.00 \text{ m/s}$$

La velocidad de diseño sí cumple dentro del rango definido.

- Relación hidráulica para el tirante de agua:

En la tabla de relaciones hidráulicas (anexo A) se determinó para d/D :

$$d/D = 0.0725$$

$$0.0725 \leq 0.75$$

El tirante de diseño sí cumple dentro del rango definido.

- Cálculo de volumen de excavación:

Conociendo la altura de ambos pozos y la distancia entre ellos, se procede a calcular la excavación; para el ancho de zanja se utilizará 0.80 metros para una tubería de 6" de diámetro, mencionado anteriormente en la sección 2.8.

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

$$V = \left(\frac{1.20 \text{ m} + 1.23 \text{ m}}{2} \right) * 36.97 \text{ m} * 0.80 \text{ m}$$

$$V = 35.94 \text{ m}^3$$

2.9 Especificaciones técnicas

- **Trabajos preliminares**

Se debe realizar previamente un recorrido en el lugar, estableciendo ubicación de los elementos de obra a lo planteado en los planos. Por lo cual es necesario la limpieza de vegetación, basura o cualquier objeto para que no interfiera con la construcción.

- **Excavación**

Se deberá de realizar la excavación conforme a las alturas y pendientes establecidas en los planos de diseño, con un ancho de 0.80 metros en donde se garantiza la colocación cómoda de la tubería.

Se empleará maquinaria para efectuar la excavación dejando que la nivelación se realice manualmente cuando sea necesaria la situación. Y el material que se extraiga se coloque a la orilla de la zanja, dejando espacio para movilizarse las persona o vehículos en el lugar.

- **Tubería**

La tubería que se utilizará es de PVC de norma ASTM F-949 de 6" de diámetro y deberá ser verificada antes de instalarla porque pueden presentar daños y posteriormente provocar fugas.

La tubería es de junta rápida (empaquete de hule incluido) de modo que la unión entre tubos no requiere pegamento, simplemente es de presionar de forma longitudinal el que tiene campana con el que tiene

empaquete dándole un traslape de 0.20 m para menos riesgo, por lo cual es necesaria la implementación de lubricante. Cabe mencionar que las campanas deben de quedar en sentido contrario a la dirección del flujo de agua.

- **Relleno**

La tubería debe ser colocada sobre material selecto con un espesor de 0.05 m, de manera que funcione como soporte. Luego será relleno con el material resultante de la excavación realizada, colocado en capas de 0.10 m que serán compactadas de forma manual hasta cubrir 0.15 m sobre la corona del tubo. El resto del relleno debe de realizarse en capas de 0.30 m con la ayuda de una compactadora tipo bailarina, para una mejor compresión al material colocado.

- **Pozos de visita**

La base será fundida de concreto, con medidas de 2.00 x 2.00 m y espesor de 0.15 m. La resistencia del concreto será de 210 kg/cm² proporción 1: 2: 3.

El levantado del muro de los pozos de visita serán con ladrillos tayuyo colocados de punta, de dimensiones 0.065 x 0.11 x 0.23 m. La altura de cada pozo se indica en los perfiles ubicado en los planos.

El mortero para la unión de ladrillos será hecho de cal, cemento y arena, de proporción 1: 1/2: 2.

Se debe de aplicar un acabado interno (repello) hecho de cal, cemento y arena de proporción 1: 1/2: 2, finalizando con un cernido liso de cemento y arena de proporción 1: 2.

Las tapaderas tendrán un diámetro de 0.85 m y espesor de 0.15 m, armadas con acero de resistencia 2810 kg/cm² legítimo grado 40 y fundido con concreto de resistencia 210 kg/cm² proporción 1: 2: 3. En la parte superior de la tapadera se colocará jaladores para poder levantarla. En los mismos también se indica el diseño del brocal, que su función permite el descanso de la tapadera sobre el mismo.

- **Conexiones domiciliarias**

Las especificaciones de las conexiones domiciliarias se encuentra indicado en los planos.

2.10 Planos de construcción

En la tabla 4 se presenta la descripción de los planos de construcción que se encuentran en el apéndice C.

Tabla 4. Descripción de planos de construcción

No.	Descripción del plano
1	Planta general de alcantarillado sanitario
2	Red general de alcantarillado sanitario
3	Plano planta – perfil PV.1 – PV.8
4	Plano planta – perfil PV.1 – PV.13
5	Plano planta – perfil PV.14 – PV.13
6	Plano planta – perfil PV.14 – PV.32
7	Plano planta – perfil PV.33 – PV.32
8	Plano planta – perfil PV.33 – PV.42
9	Plano planta – perfil PV.43 – PV.42
10	Detalles de pozos de visita
11	Detalles de conexiones domiciliarias

Fuente: elaboración propia.

2.11 Presupuesto

El costo total del diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula, asciende a la cantidad de Q. 929,411.59.

2.11.1 Integración de precios unitarios

Se presenta la integración de los precios unitarios del diseño de sistema de alcantarillado sanitario de la tabla 5 a la 10, así mismo la cuantificación de materiales en la tabla 11.

Tabla 5. Trabajos preliminares

1	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Trabajos preliminares	m		1,752.38	Q4.35
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cal hidratada	5.00	saco	Q35.00	Q175.00
	Clavo de 3"	17.00	libra	Q8.00	Q136.00
	Hilo de nylon	4.00	rollo	Q15.00	Q60.00
	Madera rústica 2" x 3" x 10'	275.00	pie tabla	Q6.00	Q1,650.00
	Subtotal material				Q2,021.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Replanteo topográfico	1.75238	km	Q1,000.00	Q1,752.38
	Trazo y estaqueado	1752.38	m	Q1.00	Q1,752.38
	Subtotal mano de obra				Q3,504.76
	Total costo directo				Q5,525.76
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q552.58
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q276.29
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q828.86
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q442.06
	Total costo indirecto				Q2,099.79
	Costo total renglón				Q7,625.55

Fuente: elaboración propia.

Tabla 6. Excavación

2	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Excavación	m³		2,331.13	Q27.27
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	180.00	pie tabla	Q6.00	Q1,080.00
	Madera rústica (2" x 3" x 10')	60.00	pie tabla	Q6.00	Q360.00
	Clavo de 3"	15.00	libra	Q8.00	Q120.00
	Subtotal material				Q1,560.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Retroexcavadora	90.00	hora	Q350.00	Q31,500.00
	Camión de volteo	10.00	día	Q1,300.00	Q13,000.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q44,500.00
	Total costo directo				Q46,060.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q4,606.00
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q2,303.00
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q6,909.00
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q3,684.80
	Total costo indirecto				Q17,502.80
	Costo total renglón				Q63,562.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla 7. Tubería

3	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Tubería PVC Ø 6"	m		1,752.38	Q165.38
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Tubo PVC Ø 6" norma ASTM F-949	293.00	tubo	Q665.00	Q194,845.00
	Lubricante	3.00	kg	Q180.00	Q540.00
	Subtotal material				Q195,385.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Nivelación de zanja	1,752.38	m	Q5.00	Q8,761.90
	Instalación de tubería PVC Ø 6"	293.00	tubo	Q20.00	Q5,860.00
	Subtotal mano de obra				Q14,621.90
	Total costo directo				Q210,006.90
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q21,000.69
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q10,500.35
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q31,501.04
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q16,800.55
	Total costo indirecto				Q79,802.62
	Costo total renglón				Q289,809.52

Fuente: elaboración propia.

Tabla 8. Conexión domiciliar

4	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Conexión domiciliar	unidad		60.00	Q1,345.29
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Tubo de concreto Ø 12"	60.00	tubo	Q70.00	Q4,200.00
	Tubo PVC Ø 4" norma ASTM F-949	60.00	tubo	Q318.00	Q19,080.00
	Silleta yee PVC Ø 6" x 4" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q246.20	Q14,772.00
	Cabo transformador Ø 4" x 3" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q35.00	Q2,100.00
	Codo a 45° PVC Ø 4" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q58.50	Q3,510.00
	Cemento solvente	2.00	galón	Q500.00	Q1,000.00
	Cemento UGC	15.00	saco	Q76.00	Q1,140.00
	Arena de río	1.00	m³	Q180.00	Q180.00
	Piedrín triturado de 1/2"	1.00	m³	Q190.00	Q190.00
	Acero No. 2 (1/4") Grado 40	20.00	varilla	Q13.00	Q260.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	50.00	pie tabla	Q6.00	Q300.00
	Lámina lisa norma ASTM A-568 (3' x 6' x 1mm)	1.00	unidad	Q100.00	Q100.00
	Clavo de 3"	3.00	libra	Q8.00	Q24.00
	Alambre de amarre	5.00	libra	Q7.00	Q35.00
	Subtotal material				Q46,891.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Armaduría tapaderas	60.00	unidad	Q35.00	Q2,100.00
	Instalación de candelas	60.00	unidad	Q40.00	Q2,400.00
	Instalación de tubería y accesorios	60.00	unidad	Q70.00	Q4,200.00
	Elaboración y fundición de concreto	1.00	m³	Q200.00	Q200.00
	Formaleteado	60.00	unidad	Q30.00	Q1,800.00
	Desencofrado	60.00	unidad	Q15.00	Q900.00
	Subtotal mano de obra				Q11,600.00
	Total costo directo				Q58,491.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q5,849.10
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q2,924.55
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q8,773.65
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q4,679.28
	Total costo indirecto				Q22,226.58
	Costo total renglón				Q80,717.58

Fuente: elaboración propia.

Tabla 9. Pozo de visita

5	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Pozo de visita (1.65 de altura promedio)	unidad		49.00	Q9,456.60
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Ladrillo tayuyo 0.065 x 0.11 x 0.23 m	48,350.00	unidad	Q3.00	Q145,050.00
	Cemento UGC	530.00	saco	Q76.00	Q40,280.00
	Cal hidratada	390.00	saco	Q35.00	Q13,650.00
	Arena de río	45.00	m ³	Q180.00	Q8,100.00
	Piedrín triturado de 1/2"	24.00	m ³	Q190.00	Q4,560.00
	Acero No. 2 (1/4") grado 40	120.00	varilla	Q13.00	Q1,560.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	373.00	varilla	Q34.00	Q12,682.00
	Acero No. 5 (5/8") grado 40	35.00	varilla	Q57.00	Q1,995.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	100.00	pie tabla	Q6.00	Q600.00
	Lámina lisa norma ASTM A-568 (4' x 10' x 1mm)	1.00	unidad	Q236.00	Q236.00
	Clavo de 3"	15.00	libra	Q8.00	Q120.00
	Alambre de amarre	85.00	libra	Q7.00	Q595.00
	Subtotal material				Q229,428.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Levantamiento de pared de ladrillo	432.00	m ²	Q195.00	Q84,240.00
	Formaleteado de tapaderas y brocales	49.00	unidad	Q30.00	Q1,470.00
	Formaleteado de bases para pozo	49.00	unidad	Q50.00	Q2,450.00
	Elaboración de armadura de tapaderas y brocales	49.00	unidad	Q40.00	Q1,960.00
	Elaboración e instalación de escalones	147.00	unidad	Q20.00	Q2,940.00
	Elaboración y fundición de concreto	64.00	m ³	Q200.00	Q12,800.00
	Desencofrado	49.00	unidad	Q10.00	Q490.00
	Subtotal mano de obra				Q106,350.00
	Total costo directo				Q335,778.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q33,577.80
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q16,788.90
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q50,366.70
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q26,862.24
	Total costo indirecto				Q127,595.64
	Costo total renglón				Q463,373.64

Fuente: elaboración propia.

Tabla 10. Relleno y compactación

6	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Relleno y compactación	m³		2,331.13	Q10.43
	Material	Cantidad	Unidad	Precio U.	Subtotal
	Material selecto	75.00	m³	Q125.00	Q9,375.00
		Subtotal material			Q9,375.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Compactación cama de apoyo	75.00	m³	Q26.00	Q1,950.00
		Subtotal mano de obra			Q1,950.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Compactadora tipo bailarina	21.00	día	Q300.00	Q6,300.00
		Subtotal maquinaria y equipo			Q6,300.00
	Total costo directo				Q17,625.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q1,762.50
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q881.25
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q2,643.75
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q1,410.00
	Total costo indirecto				Q6,697.50
	Costo total renglón				Q24,322.50

Fuente: elaboración propia.

Tabla 11. Cuantificación de materiales

Materiales	Cantidad	Medida	Precio unitario	Subtotal
Acero No. 2 (1/4") grado 40	140.00	varilla	Q13.00	Q1,820.00
Acero No. 4 (1/2") grado 40	373.00	varilla	Q34.00	Q12,682.00
Acero No. 5 (5/8") grado 40	35.00	varilla	Q57.00	Q1,995.00
Alambre de amarre	90.00	libra	Q7.00	Q630.00
Arena de río	46.00	m ³	Q180.00	Q8,280.00
Cabo transformador Ø 4" x 3" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q35.00	Q2,100.00
Cal hidratada	395.00	saco	Q35.00	Q13,825.00
Cemento solvente	2.00	galón	Q500.00	Q1,000.00
Cemento UGC	545.00	saco	Q76.00	Q41,420.00
Clavo de 3"	50.00	libra	Q8.00	Q400.00
Codo a 45° PVC Ø 4" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q58.50	Q3,510.00
Hilo de nylon	4.00	rollo	Q15.00	Q60.00
Ladrillo tayuyo 0.065 x 0.11 x 0.23 m	48350.00	unidad	Q3.00	Q145,050.00
Lámina lisa norma ASTM A-568 (3' x 6' x 1mm)	1.00	unidad	Q100.00	Q100.00
Lámina lisa norma ASTM A-568 (4' x 10' x 1mm)	1.00	unidad	Q236.00	Q236.00
Lubricante	3.00	kg	Q180.00	Q540.00
Madera rústica (1" x 12" x 10')	330.00	pie tabla	Q6.00	Q1,980.00
Madera rústica (2" x 3" x 10')	335.00	pie tabla	Q6.00	Q2,010.00
Material selecto	75.00	m ³	Q125.00	Q9,375.00
Piedrín triturado de 1/2"	25.00	m ³	Q190.00	Q4,750.00
Silleta yee PVC Ø 6" x 4" norma ASTM D-3034	60.00	unidad	Q246.20	Q14,772.00
Tubo de concreto Ø 12"	60.00	tubo	Q70.00	Q4,200.00
Tubo PVC Ø 4" norma ASTM F-949	60.00	tubo	Q318.00	Q19,080.00
Tubo PVC Ø 6" norma ASTM F-949	293.00	tubo	Q665.00	Q194,845.00
Total de materiales				Q484,660.00

Fuente: elaboración propia.

2.11.2 Resumen de presupuesto

Se presenta el resumen de los renglones de trabajo, impuestos y gastos administrativos del diseño de sistema de alcantarillado sanitario de la tabla 12 a la 14.

Tabla 12. **Resumen de renglones de trabajo**

No.	Renglón	Cantidad	Medida	Precio unitario	Total parcial
1	Trabajos preliminares	1752.38	m	Q4.35	Q7,625.55
2	Excavación	2331.13	m³	Q27.27	Q63,562.80
3	Tubería PVC Ø 6"	1752.38	m	Q165.38	Q289,809.52
4	Conexión domiciliar	60.00	unidad	Q1,345.29	Q80,717.58
5	Pozo de visita (1.65 de altura promedio)	49.00	unidad	Q9,456.60	Q463,373.64
6	Relleno y compactación	2331.13	m³	Q10.43	Q24,322.50
				Total	Q929,411.59

Fuente: elaboración propia.

Tabla 13. **Resumen de impuestos**

Desglose de impuesto	
Descripción	Total
Total de materiales	Q484,660.00
Total de mano de obra	Q138,026.66
Total de maquinaria y equipo	Q50,800.00
Total costos directos	Q673,486.66
Utilidad (15% de costos directos)	Q101,023.00
ISR (25% de utilidad)	Q25,255.75
IVA (12% de utilidad y mano de obra)	Q28,685.96
Total de impuestos	Q53,941.71
% de costos directos	8%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 14. **Resumen de gastos administrativos**

Gastos administrativos				
Tiempo de ejecución: 4 meses				
Dirección de campo				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Subtotal
Ingeniero	5	Q75.00	Q7,500.00	Q30,000.00
Secretaria	4	Q40.00	Q3,200.00	Q12,800.00
Contador	4	Q45.00	Q3,600.00	Q14,400.00
			Total	Q57,200.00
Alquileres y depreciaciones				
Descripción			Costo/mes	Subtotal
Alquiler de local			Q500.00	Q2,000.00
Energía eléctrica, teléfono e internet			Q200.00	Q800.00
Mantenimiento general			Q200.00	Q800.00
			Total	Q3,600.00
Obligaciones y seguros				
Descripción			Costo/mes	Subtotal
IGSS (10.67% de gastos de dirección de campo)			Q6,103.24	Q6,103.24
Seguros varios			Q1,000.00	Q1,000.00
			Total	Q7,103.24
			Total	Q67,903.24
			Total costos directos	Q673,486.66
			% de costos directos	10%

Fuente: elaboración propia.

2.11.3 Cronograma de ejecución físico y financiero

En la tabla 15 se presenta el cronograma de ejecución del diseño de sistema de alcantarillado sanitario.

Tabla 15. **Cronograma de ejecución físico y financiero**

No	Renglón	Cantidad	Medida	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Costo por renglón
1	Trabajos preliminares	1752.38	m																	Q7,625.55
2	Excavación	2331.13	m ³																	Q63,562.80
3	Tubería PVC Ø 6"	1752.38	m																	Q289,809.52
4	Conexión domiciliar	60.00	unidad																	Q80,717.58
5	Pozo de visita (1.65 de altura promedio)	49.00	unidad																	Q463,373.64
6	Relleno y compactación	2331.13	m ³																	Q24,322.50
Avance financiero				Q211,912.77				Q397,292.26				Q255,525.27				Q64,681.29				Q929,411.59
Porcentaje de avance				25%				35%				30%				10%				100%
Porcentaje de avance acumulado				25%				60%				90%				100%				

Fuente: elaboración propia.

2.12 Análisis de impacto ambiental inicial

“El estudio de impacto ambiental, se utiliza para identificar, prevenir e interpretar los efectos positivos y negativos que producirá un proyecto al momento de ser ejecutado y durante su funcionamiento” (Contreras-Paz, 2016, p. 159).

En la tabla 16 se presenta el análisis ambiental inicial del diseño de sistema de alcantarillado sanitario, respecto al impacto y medidas de mitigación de los recursos en la aldea Carboneras.

Tabla 16. Análisis de impacto ambiental inicial

Sistema de alcantarillado sanitario, aldea Carboneras		
Recursos	Impacto	Medidas de mitigación
Atmosféricos	- Contaminación auditiva y visual. - Suspensión de partículas por excavaciones. - Enfermedades respiratorias producido por polvo y materiales que contienen químicos.	- El proceso de construcción debe de realizarse en horas hábiles por el exceso de ruido. - Humedecer el área donde se esté trabajando para no provocar suspensión de polvos. - Que la maquinaria tenga mantenimiento para no emitir contaminantes. - Uso de mascarillas para los trabajadores. - Mantener el área de trabajo y herramientas limpio.

Continuación de tabla 16

Hídricos	- Contaminación del manto freático durante la construcción del sistema de alcantarillado. - Contaminación por disposición de excretas de los trabajadores. - Contaminación por aguas residuales sin ningún tratamiento.	- Evitar el desfogue de aguas residuales directamente al cauce durante de la construcción del sistema. - Instalación de sanitarios portátiles para la disposición de excretas en el área de trabajo. - Capacitación del mantenimiento y limpieza del área de trabajo. - Construcción de plantas de tratamiento para desfogue.
Suelo	- Alteración de las propiedades del suelo durante la excavación. - Contaminación del suelo generado por desechos sólidos. - Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	- Utilización de equipo de compactación mecánica o manual para prevenir la erosión en el suelo. - Colocación de depósitos para desechos sólidos en lugares estratégicos y evitar contaminación. - El material de excavación deberá ser trasladado a un lugar adecuado para luego ser colocado de relleno. - Trasladar el material de desperdicio a sitios adecuados.

Fuente: elaboración propia.

2.13 Análisis socioeconómico

El análisis socio-económico permite evaluar las características económicas de la población con la ejecución del proyecto del sistema de alcantarillado sanitario en la aldea Carboneras del municipio de Esquipulas.

2.13.1 Valor Presente Neto – VPN

El VPN se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento (Rossales-García, 2015, p. 181).

Para calcular el VPN se utiliza la ecuación (Morales-Castro, 2018, p. 125):

$$VPN = -Pi + A \left(\frac{A}{P}, i, t \right)$$

VPN: valor presente neto (Q).

Pi: inversión inicial (Q. 929,411.59).

i: tasa de descuento = 3.00%.

t: período de vida útil del proyecto = 32 años.

A: anualidad = Q 5,000.00

A/P: valor anualidad a valor presente = 20.39.

Si $VPN > 0$, el proyecto es económicamente rentable.

Si $VPN = 0$, el proyecto es indiferente.

Si $VPN < 0$, el proyecto no es económicamente rentable.

Para la ejecución del sistema de alcantarillado sanitario, la Municipalidad de Esquipulas invertirá Q. 929,411.59. Por lo que el costo anual por mantenimiento de la obra es de Q. 5,000.00 anuales y como el período de diseño es para 32 años, la tasa de descuento (tasa líder actual) es del 3.00%. El valor $(P/A, i, t)$ es 20.39 que es el valor presente a anualidad, respecto al 3.00% en 32 años.

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -Pi + A (P/A, i, t) \\ \text{VPN} &= -929,411.59 + (-5,000 * 20.39) \\ \text{VPN} &= -1,031,361.59 \end{aligned}$$

El resultado del VPN es negativo, indicando que el proyecto no es económicamente rentable. Sin embargo, se recomienda la inversión debido que es un proyecto de tipo social, el cual busca mejorar las condiciones de vida de los habitantes de la comunidad de la aldea Carboneras.

2.13.2 Tasa Interna de Retorno – TIR

Rossales-García (2015) expresa que “el TIR al igual que el VAN sirve para evaluar el rendimiento de una inversión. Es determinar la tasa de interés o tasa de retorno que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos” (p. 184).

Debido que este es un proyecto de tipo social, la Municipalidad de Esquipulas no pretende obtener ninguna ganancia. Este tipo de inversión debe de calcularse mediante la relación costo/beneficio, siendo determinado de la siguiente manera:

Costo = inversión inicial = Q.929,411.59

Beneficio = 683 habitantes beneficiados futuros

$$\frac{\text{Costo}}{\text{beneficio}} = \frac{Q.929,411.59}{683 \text{ habitantes}}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{beneficio}} = \frac{Q.1,360.78}{\text{hab}}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones en base al valor obtenido anteriormente y las disposiciones económicas que poseen.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RÍO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

3.1 Descripción del proyecto

Consiste en el diseño de un puente vehicular sobre el río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas; se trata de una estructura de una vía de 3.40 m de ancho de rodadura, longitud de 18.00 m y altura de 7.00 m la cual se compone principalmente de dos estribos de concreto ciclópeo, dos vigas principales y losa de concreto armado, junto con otros componentes que lo complementan.

3.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico para un puente vehicular es uno de los elementos básicos, el cual proporciona datos del terreno para la determinación de las partes constitutivas de la estructura.

La libreta del levantamiento topográfico se encuentra en el apéndice C.

- **Planimetría**

“Es la parte de la topografía dedicada al estudio de procedimientos y métodos que se ponen en marcha, para lograr representar a escala los detalles de un terreno sobre una superficie plana” (Rossales-García, 2015, p. 185).

Para conocer la planimetría del lugar, se realizó la medición como una poligonal abierta, utilizando el método de conservación de azimut con vuelta de campana.

- **Altimetría**

“Se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales, medidas a partir de un plano horizontal de referencia” (Rossales-García, 2015, p. 185).

La altimetría consistió en considerar un eje central a lo largo del río, midiendo 200 m aguas arriba y abajo del punto de intersección con la carretera y 100 m hacia ambos lados sobre la misma.

3.3 Estudio de tráfico

El estudio de tráfico permite conocer la cantidad de vehículos que transitarían por el puente vehicular, dado que se realizó por el método de observación y conteo manual durante dos días (miércoles y sábado) se presenta la tabla 17.

Tabla 17. Estudio de tráfico

Día	Motocicleta	Carro	Bus	Camión
1	28	25	7	11
2	32	30	8	9

Fuente: elaboración propia.

En base a los datos se determina que el vehículo de diseño sea el H20 – 44 (un camión estándar de dos ejes) denominado por la AASHTO en la sección 1.2.5 el cual refiere que es el de mayor peso que circula por el tramo.

3.4 Análisis de suelos

Este análisis permite conocer el tipo y las características mecánicas del suelo, que es esencial para el diseño del puente vehicular, por esta razón se realizó mediante la prueba de compresión triaxial no drenado a la muestra de suelo que fue extraída de los puntos en donde se cimentarán las bases del puente.

Para la muestra de suelo se realizó la excavación de 1 m de profundidad, la cual fue extraída y cubierta con parafina para que conservara sus propiedades; luego llevada al laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala para ser ensayada; de tal forma que el resultado del estudio de suelos se encuentra en el anexo B.

Cabe mencionar que se necesitó de una muestra inalterada de 1 pie³, por lo cual fue que se trabajó a 1 m de excavación, dado que, el suelo se saturaba de agua a más profundidad, debido a la cercanía del río y esto volvió dificultosa la extracción de la muestra, para lo que se tenía que utilizar equipo de bombeo. La estratigrafía no cambió por perforación del agujero, por esta razón se asume que el suelo será el mismo hasta la cota de cimentación.

- **Determinación del valor soporte del suelo**

Es necesario conocer el valor soporte del suelo para poder diseñar la cimentación del puente, este valor indica la carga última que el suelo puede soportar en el lugar donde se hará la cimentación de la estructura.

El ensayo de compresión triaxial determina las características del esfuerzo de deformación y resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi:

$$q_N = (\gamma_s * C' * N_c) + (\gamma_s * Z * N_q) + (0.40 * \gamma_s * bc * N_w)$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 17):

q_N : capacidad de carga última (Ton/ m²).

γ_s : peso específico del suelo = 1.77 Ton/m³.

C' : cohesión del suelo = 4.08 Ton/m².

Z : profundidad de la muestra = 1.00 m.

bc : base del estribo = 7.00 m.

N_c : factor de capacidad de carga debido a la cohesión = 10.58.

N_q : factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga = 3.71.

N_w : factor de capacidad de carga debido al peso del suelo = 1.25.

θ : ángulo de fricción interna = 14.37°.

Los valores del peso específico (1.77 Ton/m³), cohesión del suelo (4.08 Ton/m²), ángulo de fricción (14.37°) y profundidad de la muestra

(1.00 m) son tomados del resultado de la prueba de ensayo de compresión triaxial que se encuentra en el anexo B.

N_c, N_q y N_w son factores adimensionales que están en función del ángulo de fricción del suelo y se calculan así:

Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 18):

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \theta} * \tan^2(45 + \frac{\theta}{2})$$

N_q : factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.

θ : ángulo de fricción interna = 14.37°.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan (14.37)} * \tan^2(45 + \frac{14.37}{2})$$

$$N_q = 3.71$$

Factor de capacidad de carga debido a la cohesión (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 18):

$$N_c = \cot \theta * (N_q - 1)$$

N_c : factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

N_q : factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga = 3.71.

θ : ángulo de fricción interna = 14.37°.

$$N_c = \cot (14.37) * (3.71 - 1)$$

$$N_c = 10.58$$

Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 19):

$$N_w = 1.8(N_q - 1) * \tan\theta$$

N_w : factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

N_c : factor de capacidad de carga debido a la cohesión = 10.58.

N_q : factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga = 3.71.

θ : ángulo de fricción interna = 14.37°.

$$N_w = 1.8(3.71 - 1) * \tan(14.37)$$

$$N_w = 1.25$$

Teniendo los resultados de los factores de capacidad de carga (del suelo, cohesión y sobrecarga) se procede a calcular la capacidad de carga última del suelo:

$$q_N = (1.77 * 4.08 * 10.58) + (1.77 * 1.00 * 3.71) + (0.40 * 1.77 * 7.00 * 1.25)$$

$$q_N = 76.40 + 6.57 + 6.20$$

$$q_N = 89.17 \text{ Ton/m}^2$$

El valor de la capacidad de carga última del suelo es 89.17 Ton/m². Este dato nos indica la resistencia que tiene el suelo donde se hará la cimentación de la estructura.

A la capacidad de carga última del suelo, se le debe de aplicar un factor de seguridad para que su capacidad máxima no se vea sometida a una falla en la resistencia, siendo en este caso un factor de 3, quedando así:

$$V_s = \frac{q_N}{3}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 20):

V_s : valor soporte del suelo (Ton/m²).

q_N : capacidad de carga última = 89.17 Ton/m².

$$V_s = \frac{89.17}{3}$$

$$V_s = 29.72 \text{ Ton/m}^2$$

Al momento de realizar el diseño de los estribos, la resistencia del puente debe de cumplir con la condición de presión máxima no mayor al valor soporte del suelo obtenido.

3.5 Estudio hidrológico

Con el estudio hidrológico se puede determinar la crecida máxima, el caudal y tirante de diseño que produce el río. Este estudio es muy importante debido que se puede determinar la geometría y dimensiones de la estructura del puente, incluyendo una altura adecuada para que no sea afectado por la crecida máxima que puede llegar a tener.

Para el diseño de este puente se tomó la crecida máxima para la determinación de la altura a la que estará la superestructura, que deberá ser aplicado a través del método racional.

3.5.1 Método racional

Este método determina la crecida máxima producida por el río, en función de la intensidad de lluvia, coeficiente de escorrentía y área tributaria de la cuenca.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 22):

Q : caudal máximo de diseño (m³/s).

C : coeficiente de escorrentía = 0.40.

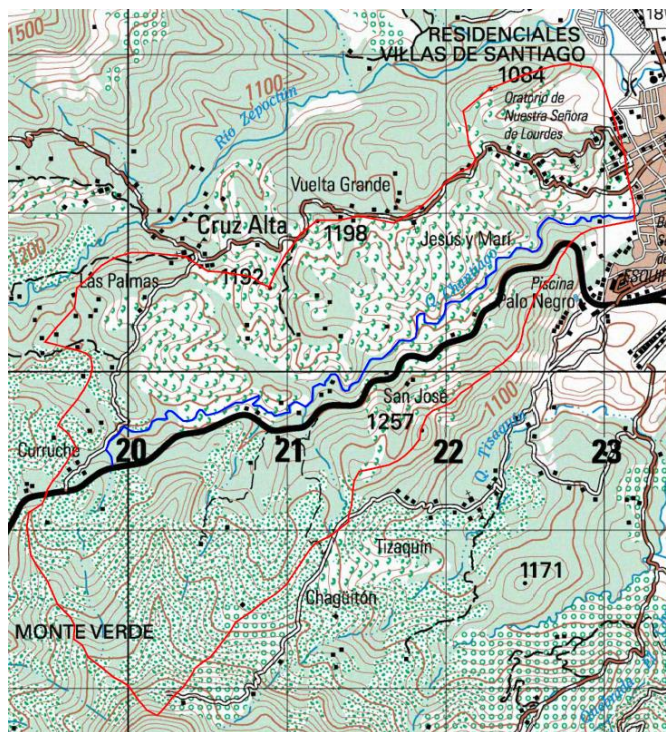
I : intensidad de lluvia = 164.40 mm/hora.

A : área de la cuenca = 755.00 ha.

a. Área de la cuenca

“Se define por el espacio geográfico delimitado por una línea divisoria también llamada parteaguas que drena el agua de lluvia que cae sobre ella al cauce del río conduciéndola aguas abajo” (Ramos-Cardona, 2017, p. 78). Se delimitó mediante una hoja cartográfica de escala 1:50,000 proporcionado por el IGN.

Figura 4. Área de la cuenca



Fuente: elaboración propia.

De la figura 4, se determinó que el área tributaria de la cuenca es 755.00 ha y la longitud del cauce principal es 5316.68 m.

b. Coeficiente de escorrentía

Se debe de considerar cierto porcentaje de infiltración en el terreno y evaporación del agua. Dado que existen diferentes coeficientes de escorrentía, que varían debido a los tipos de superficie.

Tabla 18. **Coeficiente de escorrentía para superficies**

Cobertura del suelo	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		>50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, vegetación densa	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Lemus & Navarro (2003, p. 8).

Tomando en cuenta una variación de suelos, se saca un promedio de los valores descritos en la tabla 18, para así obtener el cálculo del coeficiente de escorrentía.

Las superficies en el área de estudio son: bosques, cultivos, pastos naturales y sin vegetación. Los tipos de suelos para cada uno de ellos son: semipermeables con un rango de pendiente del 1 al 5 por cierto. Por lo tanto:

Bosques = 0.30

Cultivos = 0.45

Pastos naturales = 0.40

Sin vegetación = 0.55

De la misma manera como se obtuvo el área tributaria de la cuenca en la sección 3.5.1.1, se realizó el cálculo de áreas de los tipos de suelo existentes dentro de ella. Dando los siguientes resultados:

Área total = 7.55 km²

Bosques = 2.61 km²

Cultivos = 1.60 km²

Pastos = 1.98 km²

Sin vegetación = 1.36 km²

$$C_{promedio} = \frac{(2.61 * 0.30) + (1.60 * 0.45) + (1.98 * 0.40) + (1.36 * 0.55)}{7.55}$$

$$C_{promedio} = 0.40$$

El resultado del promedio para el coeficiente de escorrentía es de 0.40.

c. Intensidad de lluvia

Se refiere a la razón de incremento de altura de agua por lluvia medida en milímetros. Este cálculo se tomó de la estación meteorológica del INSIVUMEH ubicada en el municipio de Esquipulas.

La tabla 19 presenta las intensidades de lluvia respecto a diferentes períodos de retornos de la estación meteorológica de Esquipulas, Chiquimula.

Tabla 19. **Parámetros a, b y N estación meteorológica Esquipulas**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
a	3,300	2,060	1,280	1,230	1,225	1,222	1,213	1,205
b	20	11	6	6	6	6	6	6
N	0.962	0.836	0.721	0.700	0.696	0.694	0.690	0.686

Fuente: INSIVUMEH (2002, p. 5).

La intensidad de lluvia se calcula de la siguiente forma (INSIVUMEH, 2002, p. 2):

$$I = \frac{a}{(b + tc)^N}$$

I: intensidad de lluvia (mm/hr).

tc: tiempo de concentración = 12 minutos.

a, *b* y *N*: parámetros de ajuste obtenidos en la estación meteorológica local = 1222, 6 y 0.694.

Se tomará un período de retorno de 30 años, que es el período de diseño del puente y el tiempo de concentración para cuencas pequeñas es de 12 minutos.

$$I = \frac{1222}{(6 + 12)^{0.694}}$$

$$I = 164.40 \text{ mm/hr}$$

d. Caudal de diseño

Teniendo los valores encontrados anteriormente se procede a calcular el caudal de diseño, ya que con este resultado se puede conocer la crecida máxima del río y ayuda a complementar el cálculo de los elementos del puente.

$$Q = \frac{0.40 * 164.40 * 755.00}{360}$$

$$Q = 137.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.5.2 Tirante de diseño

El tirante de diseño es la distancia vertical medida desde el punto más bajo de una sección del río hasta el espejo de agua. Por lo tanto, se tiene la siguiente relación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 27):

$$R_H = \frac{A_T}{P_M}$$

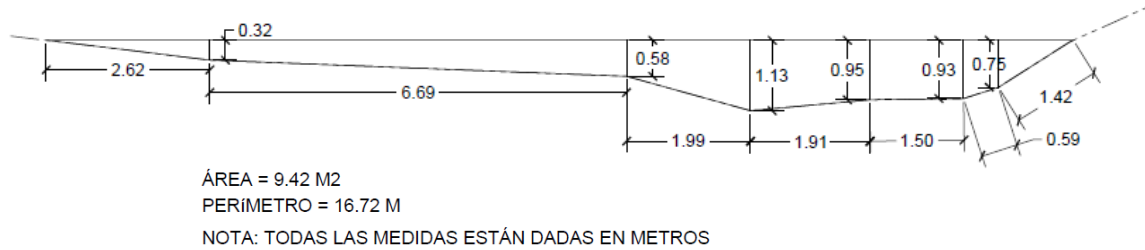
R_H : radio hidráulico de la sección del río (m).

A_T : área tributaria de la sección transversal del río = 9.42 m².

P_M : perímetro mojado de la sección del río = 16.72 m.

La figura 5 presenta la sección del cauce del río, ya que por medio de alturas y longitudes se puede conocer el área y el perímetro mojado del mismo, para poder conocer el valor del radio hidráulico.

Figura 5. Sección del cauce del río



Fuente: elaboración propia.

El área tributaria y el perímetro mojado se obtienen del perfil generado del levantamiento topográfico realizado, teniendo como resultado 9.42 m² y 16.48 m.

Por lo tanto:

$$R_H = \frac{9.42}{16.72} = 0.56 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning se conoce que (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 29):

$$Q = \frac{A * R_H^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Q : caudal de diseño (m³/s).

S : pendiente = 0.79%.

A : área de la sección transversal = 90 m².

Rh : radio hidráulico = 0.56 m.

n : coeficiente de Manning, para áreas de vegetación = 0.040.

La pendiente del río se calcula mediante la ecuación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 29):

$$S = \frac{\Delta h}{l} * 100$$

Δh : cambio de altura de la sección del cauce = 98.93 m y 97.13 m.

l : distancia horizontal del cauce = 226.66 m.

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

$$S = \frac{98.93 - 97.13}{226.66} * 100 = 0.79\%$$

El área de la sección del cauce se tiene como (Villafuerte-Sosa, 2015, p.30):

$$A = l * Y_{max}$$

l : longitud del puente = 18 m.

Y_{max} : altura máxima (m).

Se sustituyen estos valores dentro de la fórmula y se despeja la altura máxima, quedando la ecuación así:

$$Y_{max} = \frac{n * Q}{l * R_H^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}$$

$$Y_{max} = \frac{0.040 * 137.91}{18 * 0.56^{\frac{2}{3}} * 0.0079^{\frac{1}{2}}}$$

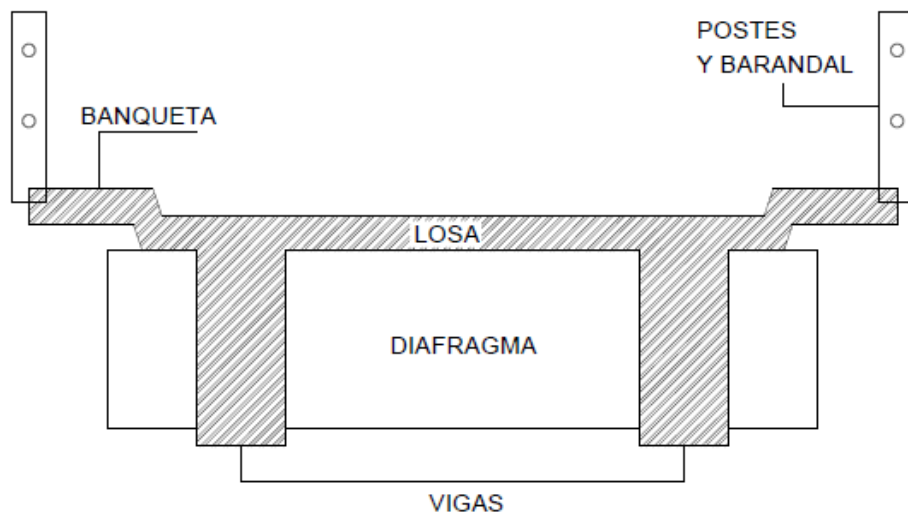
$$Y_{max} = 5.08 \text{ m} \approx 5.00 \text{ m}$$

Se tiene que el nivel máximo del tirante de diseño es 5.00 m. A este mismo tirante de diseño se le debe de agregar 2.00 o 3.00 m de altura como factor de seguridad recomendado por las normas AASHTO.

3.6 Diseño de la superestructura

Es el conjunto de elementos estructurales que soportan la carga que transmiten los vehículos a través del piso; así que la superestructura está conformada por: losa, vigas principales, diafragmas, banqueteta y barandal.

Figura 6. Partes de la superestructura



Fuente: elaboración propia.

3.6.1 Diseño de losa

Es parte de la superestructura que recibe las cargas dinámicas (vehículos y peatones) que tendrá que soportar el puente, la cual se transmitirá a los apoyos a través de su armado para que lleguen a otros elementos y culminen hasta el suelo.

a. Cálculo de peralte

La norma AASHTO 2.5.2.6 para las losas cuyo refuerzo principal es perpendicular al tráfico, recomienda el cálculo del peralte de la siguiente forma:

$$t = \frac{1.2(s + 3000)}{30} \geq 17 \text{ cm}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 32):

t : peralte de la losa (mm).

s : distancia libre entre vigas = 2 m = 2000 mm.

La norma AASHTO 9.7.2.3 señala que la distancia libre entre vigas debe de ser 1.5 o 2 veces mayor que el peralte de la viga, para este caso se tomará 2 m.

$$t = \frac{1.2(2000 + 3000)}{30}$$

$$t = 200 \text{ mm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm} \geq 17 \text{ cm}$$

El espesor de la losa es de 20 cm, el cual cumple con el valor mínimo según la norma AASHTO 2.5.2.6.

b. Integración de cargas

Se refiere a la sumatoria de todas las cargas actuantes sobre la losa, de manera se integran en: cargas vivas y muertas.

- **Carga muerta**

$$W_{losa} = W_{concreto} * t * b = 2400 * 0.20 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = W_{concreto} * sección * Hposte = 2400 * 0.20 * 0.20 * 1 = 96 \text{ kg/m}$$

$$W_{banqueta} = W_{concreto} * t * base = 2400 * 0.20 * 0.60 = 288 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = W_{losa} + W_{barandal} + W_{banqueta}$$

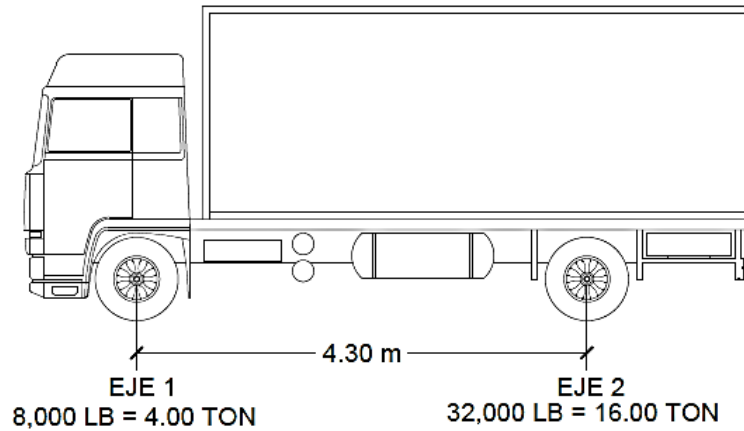
$$W_{CM} = 480 + 96 + 288$$

$$W_{CM} = 864.00 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

La carga viva fue determinada mediante el estudio de tráfico y para la norma AASHTO 2.7.6 tiene como resultado un H20 – 44, que en realidad es un camión estándar de dos ejes, cuyo eje de mayor peso es de 16 toneladas como se observa en la figura 7.

Figura 7. Vehículo de diseño H20 – 44



Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto, el valor de la carga viva es:

$$Eje\ 2 = \frac{16.00}{2} = 8.00\ Ton = 8000\ kg$$

c. Cálculo de momentos

Para calcular el acero de refuerzo de la losa, es necesario conocer el momento último, producido por: carga muerta, viva y por impacto.

- **Momento debido a la carga muerta (MCM)**

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

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

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 34):

M_{CM} : momento debido a la carga muerta (kg-m).

W_{CM} : carga muerta total = 864 kg/m.

l : luz entre vigas = 2.00 m.

L_{vol} : longitud de voladizo = 1.00 m.

$$M_{CM} = \frac{864 * 2.00^2}{10} = 345.60 \text{ kg} - m$$

$$M_{CM} = \frac{864 * 1.00^2}{2} = 432.00 \text{ kg} - m$$

- **Momento debido a la carga viva (MCV)**

La norma AASHTO 3.24.3 señala una ecuación para el cálculo de momento producido por carga viva. Por consiguiente, se define así (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 35):

$$M_{CV} = \left[\frac{0.80(s + 2)}{32} \right] * P$$

M_{CV} : momento debido a la carga viva (lb-pie).

s : distancia libre entre vigas = 2.00 m = 6.56 pies.

P : carga viva (eje de mayor peso) = 8,000 kg = 17,600 lb.

$$M_{CV} = \left[\frac{0.80(6.56 + 2)}{32} \right] * 17600$$

$$M_{CV} = 3766.40 \text{ lb} - \text{pie} = 521.95 \text{ kg} - m$$

- **Momento debido al impacto**

La norma AASHTO en la sección 3.8.2.1 explica que “es un porcentaje de cargas producidas por el paso de vehículos sobre el puente y se calcula como un porcentaje de la carga viva, recomienda un porcentaje no mayor al 30%” (Ramos-Cardona, 2017, p. 89).

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

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 36):

I : porcentaje de carga por impacto $\leq 30\%$.

s : luz libre entre vigas = 2.00 m.

$$I = \frac{15}{2.00 + 38} = 0.37 = 37\%$$

$$I \leq 30\%$$

$$37\% \geq 30\%$$

Se toma como momento de impacto el 30% producido por la carga viva, debido que el valor calculado es mayor al permitido.

d. Momento último de diseño

La AASHTO 1.2.22 define una ecuación para el cálculo de momentos producidos por las cargas que afectan en la estructura.

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

$$M_U = 1.3 \left[432 + \frac{5}{3} (521.95 * 1.30) \right]$$

$$M_U = 2031.76 \text{ kg} - m$$

e. Cálculo de peralte efectivo

El cálculo del peralte efectivo es (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 37):

$$d = t_{losa} - \text{recubrimiento} - \left(\frac{\emptyset_{varilla}}{2} \right)$$

d : peralte efectivo (cm).

t_{losa} : espesor de losa = 20.00 cm.

recubrimiento : 3 cm.

$\emptyset_{varilla}$: diámetro de varilla a utilizar, varilla No. 4 = 1.27 cm.

$$d = 20 - 3 - \left(\frac{1.27}{2} \right) = 16.37 \text{ cm}$$

f. Cálculo de refuerzo

- **Acero requerido (cama inferior)**

El ACI 9.14.2 define una ecuación para el cálculo de acero requerido y es determinada así (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 38):

$$As_{req} = \frac{\emptyset * f'c}{fy} * \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

As_{req} : área de acero requerido (cm²).

$\emptyset$: porcentaje de flexión del acero = 0.85.

$f'c$: resistencia del concreto = 281 kg/cm².

fy : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

b : base de diseño = 100 cm.

d : peralte efectivo = 16.37 cm.

M_U : momento último de diseño = 2031.76 kg-m.

$$As_{req} = \frac{0.85 * 281}{2810} * \left[(100 * 16.37) - \sqrt{(100 * 16.37)^2 - \frac{2031.76 * 100}{0.003825 * 281}} \right]$$

$$As_{req} = 5.00 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo (cama inferior)**

$$As_{min} = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 39):

As_{min} : área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 100 cm.

d : peralte efectivo = 16.37 cm.

fy : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

$$As_{min} = \frac{14.10 * 100 * 16.37}{2810}$$

$$As_{min} = 8.21 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo (cama inferior)**

$$As_{max} = 0.5 * \rho b * b * d$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 39):

As_{max} : área de acero máximo (cm²).

ρb : cuantía de acero balanceado = 0.049.

b : base de diseño = 100 cm.

d : peralte efectivo = 16.37 cm.

$$\rho b = \frac{\beta_1 * \emptyset * \epsilon_c * f'_c * \epsilon_s}{f_y * ((\epsilon_c * \epsilon_s) + f_y)}$$

$$\rho b = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 281 * 2.03 \times 10^6}{2810 * ((0.003 * 2.03 \times 10^6) + 2810)} = 0.049$$

$$As_{max} = 0.5 * 0.049 * 100 * 16.37$$

$$As_{max} = 40.11 \text{ cm}^2$$

- **Chequeo del área de acero**

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

$$8.21 \geq 5.00 \leq 40.11$$

El área de acero requerido no cumple con la condición, de manera que se debe de utilizar el mínimo de 8.21 cm² para la cama inferior. Por esta razón se debe de calcular una separación máxima para su colocación:

$$S_v = \frac{100 * 1.27}{8.21} = 15.47 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 15 cm para la cama inferior (transversal).

- **Acero por temperatura (cama superior)**

El ACI 24.4.3.2 define que “se debe colocar refuerzo por temperatura y retracción al fraguado cerca de las superficies expuestas de paredes sin otro refuerzo” (Morales-Castro, 2018, p. 30).

De tal forma que se calcula (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 41):

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

$A_{s_{temp}}$: área de acero por temperatura (cm²).

b : base de diseño = 100 cm.

t : espesor de losa = 20 cm.

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 100 * 20$$

$$A_{s_{temp}} = 4.00 \text{ cm}^2$$

Calcular la separación entre varillas:

$$S_v = \frac{100 * 1.27}{4.00} = 31.75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 30 cm para la cama superior (transversal).

- **Refuerzo longitudinal (cama inferior)**

“La norma AASHTO en la sección 3.24.10.1 define la siguiente ecuación para el cálculo de refuerzo longitudinal de la losa, no excediendo el 67% del factor longitudinal” (Ramos-Cardona, 2017, p. 94).

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

Donde FL se determina como (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 41):

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

FL: factor longitudinal ≤ 67%.

s: separación entre vigas = 2.00 m = 6.56 pies.

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{6.56}} = 0.86 = 86\%$$

El factor longitudinal sobrepasa el límite máximo, se utilizará 67%.

$$As_L = 8.21 * 0.67 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Calcular la separación entre varillas:

$$S_v = \frac{100 * 1.27}{5.50} = 23.09 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 20 cm para la cama inferior (longitudinal).

- **Refuerzo longitudinal (cama superior)**

La AASHTO 3.24.10.2 recomienda que el cálculo del refuerzo longitudinal debe de ser un tercio del refuerzo transversal en la cama inferior. La fórmula es la siguiente:

$$As_L = \frac{1}{3} * A_s$$

$$As_L = \frac{1}{3} * 8.21 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Calcular la separación entre varillas:

$$S_v = \frac{100 * 0.71}{2.47} = 25.91 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 3 G40 @ 25 cm para la cama superior (longitudinal).

La tabla 20 presenta los refuerzos de acero transversal y longitudinal para el armado de la losa.

Tabla 20. **Refuerzos de acero en losa**

	Cama inferior	Cama superior
Acero transversal	Varilla No. 4 G40 @ 15 cm	Varilla No. 4 G40 @ 30 cm
Acero longitudinal	Varilla No. 4 G40 @ 20 cm	Varilla No. 3 G40 @ 25 cm

Fuente: elaboración propia.

3.6.2 Diseño de barandal

Su función principal es la protección de los peatones al momento de cruzar sobre el puente, así mismo lo es para vehículos que accidentalmente se suban a la banqueta y este poder caer al vacío.

Se propone barandal en ambos lados del puente, con unidades longitudinales de tubos de hierro galvanizado de 3" de diámetro y postes de concreto armado de sección 20x20 cm con altura de 1.00 m, siendo colocados a una distancia entre ejes de 1.45 m.

El código ACI 318-08 en la sección 10.9.1, recomienda calcular el acero como un porcentaje entre el 1.00% y el 8.00% del área bruta.

Área de la sección del poste del barandal:

$$A = 20 * 20 = 400 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de acero a utilizar: 1.25%

$$A_s = \%acero * A$$

$$A_s = 0.0125 * 400 = 5.00 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de varillas, se utilizará No. 4 cuya área es de 1.27 cm²

$$No. \text{ varillas} = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{5.00}{1.27} = 3.94 \approx 4 \text{ varillas}$$

Para la separación de estribos, la norma ACI 318-08 en la sección 10.9.2 recomienda utilizar un medio del lado mayor de la sección del poste.

$$s = \frac{1}{2} * 20 = 10 \text{ cm}$$

Utilizar 4 varillas No. 4 G40 + estribos No. 3 G40 @ 0.10 m.

3.6.3 Diseño de banqueta

Su función permite el tránsito peatonal sobre el puente, el cual será de concreto armado. De tal forma que se tomará el mismo número de varilla y

separación que el de la losa, prolongando el refuerzo del área transversal y longitudinal hasta la banquetta.

3.6.4 Bombeo y drenaje

Es necesario tomar en cuenta cierto porcentaje de bombeo en la losa, para poder evitar la acumulación de agua sobre la misma que podría afectar la estructura del puente. Por esta razón se le proporciona 2% de pendiente a la losa y se deberá colocar tubería PVC de 3" de diámetro, ubicados en ambos lados del puente a cada 2.25 m. Cabe mencionar que cada tubo tendrá una longitud de 0.40 m.

3.6.5 Diseño de vigas

“Las vigas son los elementos estructurales más importante del puente, ya que transmiten todas las cargas externas aplicadas (carga viva) y el peso de la superestructura (carga muerta) hacia los apoyos y luego sean trasladadas hacia el suelo” (Palacios-López, 2007, p. 30).

Las vigas serán de concreto armado con una longitud de 18 m y su sección se dimensionará en base a la norma AASHTO 2.5.2.6. La cantidad que se debe de colocar, se determina en función al número de carriles. En vista de que el puente será de una vía, es necesario colocar dos vigas principales.

a. Cálculo de sección de viga

La norma AASHTO 2.5.2.6 determina un peralte de 6% de la longitud total del puente para no realizar revisión por deflexión y una base no menor que el peralte entre 3.5 para no revisar por alabeo.

$$h = 6\% * L$$

$$h = 0.06 * 18$$

$$h = 1.08 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

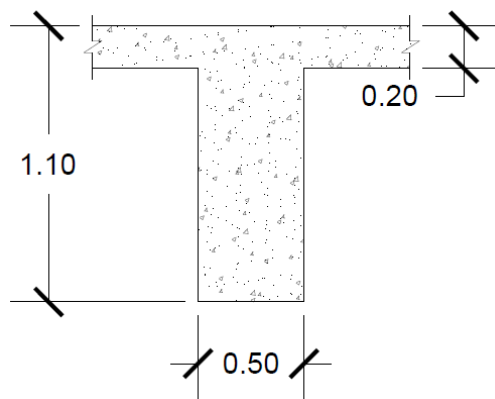
$$b = \frac{h}{3.5}$$

$$b = \frac{1.10}{3.5}$$

$$b = 0.31 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

Se necesita tener espacio suficiente para poder colocar el acero de refuerzo, por lo cual se determinó una base de 0.50 m y un peralte de 1.10 m, incluyendo el espesor de la losa que mide 0.20 m, así como se observa en la figura 8.

Figura 8. Sección de viga



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

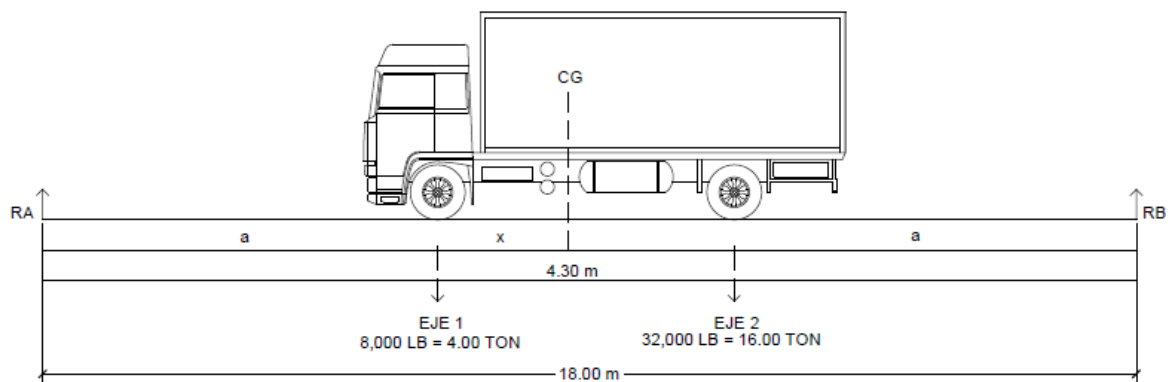
Fuente: elaboración propia.

b. Cálculo de momentos

- **Momento producido por sobrecarga**

Se debe considerar el análisis para conocer la condición crítica que genera el momento máximo en las vigas, en tal caso ocurre cuando el centro de gravedad del camión H20 – 44 se encuentra a la misma distancia de ambos apoyos, como se muestra en la figura 9.

Figura 9. **Diagrama de distribución de cargas críticas**



Fuente: elaboración propia.

$$Eje\ 1 = \frac{4.00}{2} = 2.00\ Ton$$

$$Eje\ 2 = \frac{16.00}{2} = 8.00\ Ton$$

Para encontrar los valores de “x” y “a”, se tiene que realizar la sumatoria de momentos en el centro de gravedad.

$$\sum M_{CG} = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$2(x) - 8(4.30 - x) = 0$$

$$2x - 34.4 + 8x = 0$$

$$8x + 2x = 34.4$$

$$10x = 34.4$$

$$x = \frac{34.4}{10}$$

$$x = 3.44 \text{ m}$$

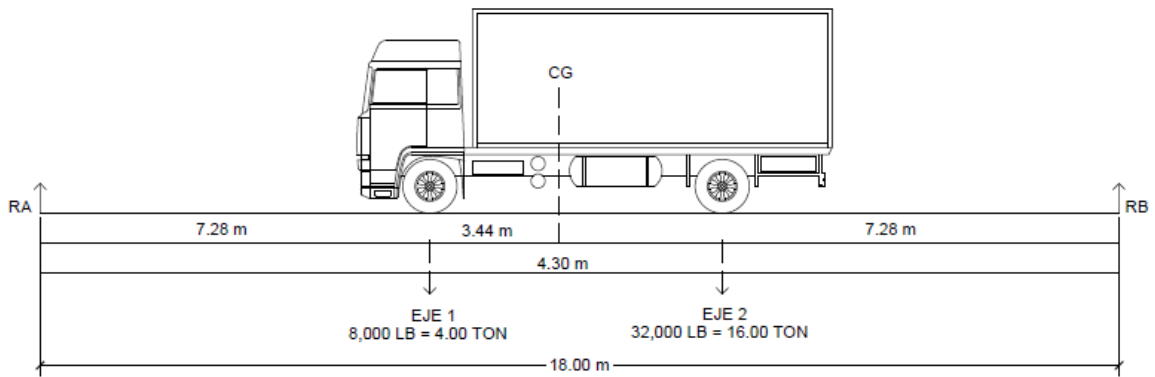
Teniendo el valor de “x”, se puede encontrar “a”:

$$a = \frac{l - x}{2}$$

$$a = \frac{18 - 3.44}{2}$$

$$a = 7.28 \text{ m}$$

Figura 10. **Diagrama de distribución de cargas**



Fuente: elaboración propia.

De la figura 10 se determina el valor de las reacciones mediante el análisis del diagrama por estática para luego encontrar el momento máximo.

$$\sum M_A = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$-2(7.28) - 8(11.58) + R_B(18) = 0$$

$$R_B(18) = 2(7.28) + 8(11.58)$$

$$R_B(18) = 14.56 + 92.64$$

$$R_B = \frac{107.20}{18} = 5.96 \text{ Ton}$$

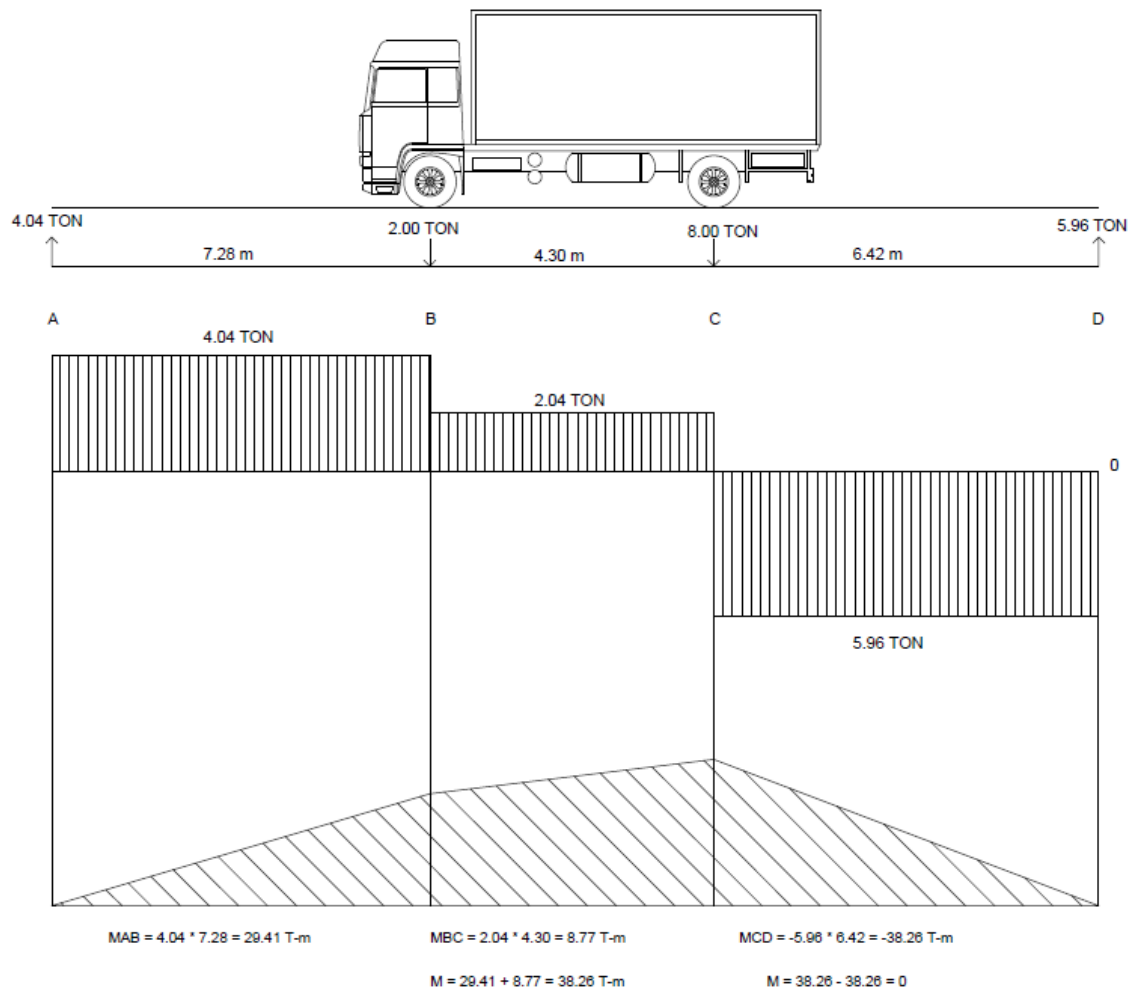
$$\sum F_y = 0 + \uparrow$$

$$R_A - 2 - 8 + R_B = 0$$

$$R_A = 8 + 2 - R_B$$

$$R_A = 8 + 2 - 5.96 = 4.04 \text{ Ton}$$

Figura 11. Diagrama de corte y momento máximo



Fuente: elaboración propia.

Entonces de la figura 11, el momento mayor provocado por la carga viva es:

$$M_{CV} = 38.26 T - m = 38,260 \text{ kg} - m$$

- **Momento debido al impacto**

Para el cálculo producido por el impacto, la norma AASHTO 3.8.2.1 recomienda que este no debe de ser mayor al 30% y la ecuación es:

$$I = \frac{15}{L_{viga} + 38}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 54):

I : porcentaje de carga por impacto $\leq 30\%$.

L_{viga} : longitud de la viga = 18.00 m.

$$I = \frac{15}{18 + 38} = 0.27 = 27\%$$

$$I \leq 30\%$$

$$27\% \leq 30\%$$

El valor es menor al 30%, cumple con la condición y se utilizará el calculado.

- **Momento último por carga viva**

El momento último por carga viva se determina así (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 55):

$$MU_{CV} = M_{CV} * I$$

MU_{CV} : momento último por carga viva en la viga (T-m).

M_{CV} : momento máximo en la viga = 38.26 T-m.

I : factor de carga por impacto = 1.27.

$$MU_{CV} = 38.26 * 1.27 = 48.59 \text{ T} - \text{m} = 48,590 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Momento debido a la carga muerta**

Este es producido por el mismo peso de la viga, incluyendo también la de los diafragmas y el peso de la losa. Se calcula de esta forma (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 56):

$$MU_{CM} = \frac{(W_M * l^2)}{8} + (P_{diaf} * a)$$

MU_{CM} : momento debido a la carga muerta en la viga (kg-m).

W_M : carga muerta total = 2952 kg.

l : longitud de viga = 18 m.

P_{diaf} : carga de diafragmas = 2592 kg.

a : brazo que hace momento entre diafragmas = 5 m.

Determinar la carga muerta de la siguiente forma:

$$W_M = (\text{sección de viga} + \text{sección de losa}) * 2400$$

$$W_M = ((1.10 * 0.50) + (3.40 * 0.20)) * 2400$$

$$W_M = 2952 \text{ kg}$$

Pre dimensionamiento del diafragma (Ramos-Cardona, 2017, p. 99):

$$h_{diaf} = \frac{3}{4} * h_{viga}$$

h_{diaf} : altura del diafragma (m).

h_{viga} : altura de viga = 1.10 m.

$$h_{diaf} = \frac{3}{4} * 1.10 = 0.825 \text{ m} \approx 0.90 \text{ m}$$

$$b_{diaf} = \frac{h_{diaf}}{3.5}$$

b_{diaf} : base del diafragma (m).

h_{diaf} : altura de diafragma = 0.90 m.

$$b_{diaf} = \frac{0.90}{3.5} = 0.257 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Entonces el peso del diafragma es el siguiente:

$$P_{diaf} = h * b * l * 2400$$

P_{diaf} : peso total del diafragma (m).

h : altura del diafragma = 0.90 m.

b : base del diafragma = 0.30 m.

l : longitud del diafragma = 4.00 m.

$$P_{diaf} = h * b * l * 2400$$

$$P_{diaf} = 0.90 * 0.30 * 4.00 * 2400 = 2592 \text{ kg}$$

Entonces, se procede al cálculo del momento producido por la carga muerta:

$$MU_{CM} = \frac{(2592 * 18^2)}{8} + (2592 * 5) = 132,516 \text{ kg} - m$$

c. Factor de distribución

La norma AASHTO 3.23.1 lo define como el factor de carga viva, la cual absorbe cada viga. Dado que el puente es de una vía debe de cumplir la siguiente condición:

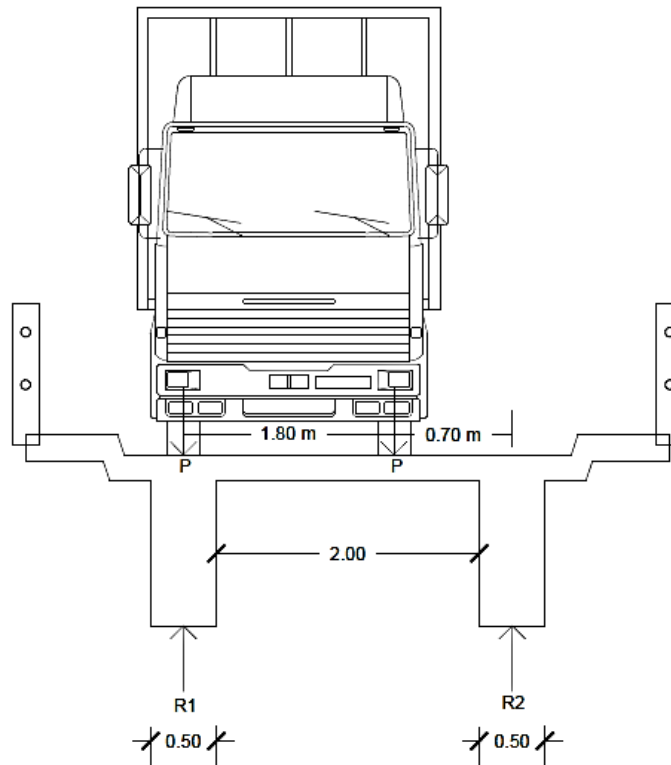
$$\frac{S}{3.5}, \quad \text{si } S < 6'$$

Donde (Ramos-Cardona, 2017, p. 101):

S : luz libre de viga (pies).

Debido que las vigas son de 18 metros de luz (59 pies), el factor de distribución debe de calcularse en función de P (carga del camión de diseño), como se indica en la figura 12.

Figura 12. Diagrama de vigas



Fuente: elaboración propia.

Se procede a realizar la sumatoria de momentos con respecto al punto de R2:

$$\sum M_{R2} = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$-R1(2.50) + P(2.50) + P(0.70) = 0$$

$$-R1(2.50) + P(3.20) = 0$$

$$R1(2.50) = 3.20P$$

$$R1 = \frac{3.20P}{2.50} = 1.28P$$

El factor de distribución es de 1.28.

d. Momento último de diseño

La norma AASHTO 1.2.22 refiere una ecuación para el cálculo del momento último de diseño, para luego con este resultado poder determinar el área de acero de refuerzo. Por tanto, la ecuación es (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 57):

$$MU_{viga} = 1.3 \left[MU_{CM} + \frac{5}{3} (MU_{CV} * I * FD) \right]$$

MU_{viga} : momento último de diseño en la viga (kg-m).

MU_{CM} : momento último debido a la carga muerta = 132,516 kg-m.

MU_{CV} : momento último debido a la carga viva = 48,590 kg-m.

I : carga debido al impacto = 1.27.

FD : factor de distribución = 1.28.

$$MU_{viga} = 1.3 \left[132,516 + \frac{5}{3} (48,590 * 1.27 * 1.28) \right]$$

$$MU_{viga} = 343,411.26 \text{ kg} - \text{m}$$

e. Cálculo de refuerzo en la viga

El refuerzo longitudinal se hará referente al código ACI 318-08. En la sección 21.3.2.1 especifica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto refuerzo superior como el refuerzo inferior debe colocarse un área de acero mínimo y cuantía de refuerzo, que no debe de exceder a 0.0025.

- **Acero requerido**

$$A_{s_{req}} = \frac{\emptyset * f'c}{fy} * \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 58):

$A_{s_{req}}$: área de acero requerido (cm²).

$\emptyset$: porcentaje de flexión del acero = 0.85.

$f'c$: resistencia del concreto = 281 kg/cm².

fy : resistencia del acero = 4200 kg/cm².

b : base de diseño = 50 cm.

d : peralte efectivo = 103.26 cm.

M_U : momento último de diseño = 343,411.26 kg-m.

El peralte efectivo se calcula así:

$$d = h_{viga} - \text{recubrimiento} - \left(\frac{\emptyset_{varilla}}{2} \right)$$

d : peralte efectivo (cm).

h_{viga} : altura de viga = 110 cm.

$recubrimiento$: 5 cm.

$\emptyset_{varilla}$: diámetro de varilla a utilizar, varilla No. 11 = 3.49 cm.

$$d = 110 - 5 - \left(\frac{3.49}{2}\right) = 103.26 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$As_{req} = \frac{0.85 * 281}{4200} * \left[(50 * 103.26) - \sqrt{(50 * 103.26)^2 - \frac{343,411.26 * 50}{0.003825 * 281}} \right]$$

$$As_{req} = 107.75 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo (cama inferior)**

$$As_{min} = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 59):

As_{min} : área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 50 cm.

d : peralte efectivo = 103.26 cm.

fy : resistencia del acero = 4200 kg/cm².

$$A_{s_{min}} = \frac{14.10 * 50 * 103.26}{4200}$$

$$A_{s_{min}} = 17.33 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo (cama inferior)**

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho b * b * d$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 60):

$A_{s_{max}}$: área de acero máximo (cm²).

ρb : cuantía de acero balanceado = 0.0286.

b : base de diseño = 50 cm.

d : peralte efectivo = 123.26 cm.

$$\rho b = \frac{\beta_1 * \emptyset * \epsilon_c * f'_c * \epsilon_s}{f_y * ((\epsilon_c * \epsilon_s) + f_y)}$$

$$\rho b = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 281 * 2.03 \times 10^6}{4200 * ((0.003 * 2.03 \times 10^6) + 4200)} = 0.0286$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * 0.0286 * 50 * 103.26$$

$$A_{s_{max}} = 73.83 \text{ cm}^2$$

- **Chequeo del área de acero**

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

$$17.33 \leq 107.75 \geq 73.83$$

El acero requerido se excede de la condición. En consecuencia, se debe de utilizar el máximo de 73.83 cm² para la cama inferior que será colocado de forma longitudinal.

- **Distribución de varillas**

Se propone colocar varillas de acero No. 11 G60 con área de 9.58 cm². De tal forma que, para encontrar el cálculo del total se utiliza la relación:

$$No. varillas = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{73.83}{9.58} = 7.70 \approx 8 \text{ varillas}$$

Colocar 8 varillas No. 11 G60

- **Cama inferior**

Se debe colocar el 50% del área de acero requerido total a utilizar. Anteriormente se mencionó colocar varillas de acero No. 11 G60 con área de 9.58 cm² y su cálculo es:

$$No. varillas = \frac{0.50 * \text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{0.50 * 73.83}{9.58} = 3.85 \approx 4 \text{ varillas}$$

Colocar 4 varillas No. 11 G60 en la cama inferior (corridas).

De las 4 varillas restantes del total de acero calculado, deben de colocarse como bastones en una longitud de 9 metros, de modo que se ubiquen al centro de la viga.

Colocar 4 varillas No. 11 G60 en la cama inferior (bastones).

- **Cama superior**

Según el ACI 318-08 en la sección 21.3.2.3, debe de utilizarse el 33% del área de acero requerido. Por lo que se propone colocar varillas de acero No. 8 G60 con área de 5.07 cm². Entonces se tiene:

$$No. varillas = \frac{0.33 * \text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{0.33 * 73.83}{5.07} = 4.80 \approx 5 \text{ varillas}$$

Colocar 5 varillas No. 8 G60 en la cama superior (corridas).

- **Refuerzo adicional**

En la sección 10.6.7 del ACI 318-08, recomienda colocar refuerzo adicional a una viga con un peralte alto, para evitar que el área intermedia de la viga sea grande en concreto sin acero. Se recomienda que por cada metro de altura colocar 5.37 cm² de área de acero. Y se determina de la siguiente manera (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 62):

$$A_{s\text{adicional}} = h_{viga} * 5.37$$

$A_{s\text{adicional}}$: área de acero para refuerzo adicional (cm²).

h_{viga} : altura de viga = 1.10 m.

$$A_{s_{adicional}} = 1.10 * 5.37 = 5.91 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 5 G60 con área de 1.98 cm², se tiene:

$$No. \text{ varillas} = \frac{Área_{acero}}{Área_{varilla}} = \frac{5.91}{1.98} = 2.98 \approx 3 \text{ varillas}$$

Colocar 3 varillas No. 5 G60 en ambos lados (corridas).

f. Diseño a corte

Se basa en el cálculo de refuerzo transversal de la viga, para este caso es por medio de estribos. Es necesario determinar el corte total actuante, el cual se compone por: carga muerta, viva y de impacto.

- **Corte por carga muerta**

El cortante máximo ocurre en L/2, siendo L la longitud total del puente en metros.

$$V_{CM} = \frac{W_M * l}{2} + \frac{P_{diaf}}{2}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 63):

V_{CM} : corte debido a la carga muerta (kg).

W_M : carga muerta = 2952 kg.

l : longitud de viga = 18.00 m.

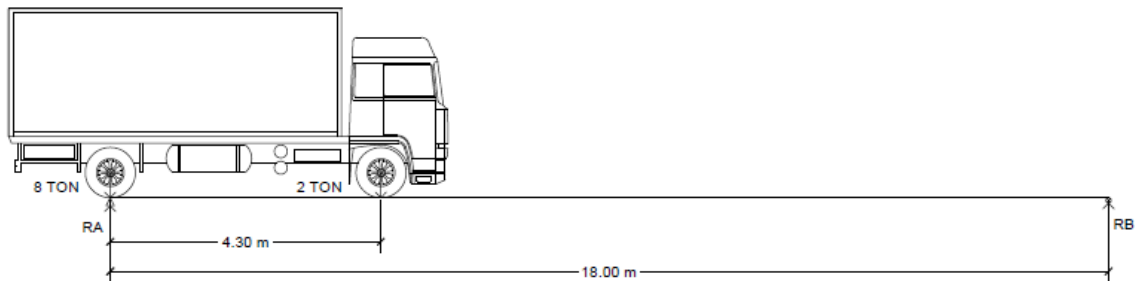
P_{diaf} : carga de diafragmas = 2592 kg.

$$V_{CM} = \frac{2952 * 18}{2} + \frac{2592}{2} = 27,864 \text{ kg}$$

- **Corte por carga viva**

Este ocurre cuando la carga máxima del camión de diseño se encuentra sobre cualquiera de los apoyos, como se muestra en la figura 13.

Figura 13. Diagrama de carga viva sobre el apoyo



Fuente: elaboración propia.

Se procede a calcular la sumatoria de momentos sobre uno de los apoyos.

$$\sum M_B = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$-R_A(18.00) + 8(18.00) + 2(13.70) = 0$$

$$R_A(18.00) = 8(18.00) + 2(13.70)$$

$$R_A(18.00) = 171.40$$

$$R_A = \frac{171.40}{18.00} = 9.52 \text{ Ton} = 9520 \text{ kg}$$

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

$$R_A - 8 - 2 + R_B = 0$$

$$R_B = 8 + 2 - R_A$$

$$R_B = 8 + 2 - 9.52 = 0.48 \text{ Ton} = 480 \text{ kg}$$

- **Corte debido al impacto**

La AASHTO 3.8.2.1 recomienda que este no debe de ser mayor al 30%. Puesto que se utilizará el 27% para el corte debido al impacto, este valor fue obtenido en la sección 3.6.5.2.

- **Cortante último de diseño**

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

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 66):

VU_{viga} : cortante último de diseño (kg).

V_{CM} : cortante debido a la carga muerta = 27,864 kg.

V_{CV} : cortante debido a la carga viva = 9520 kg.

I : corte debido al impacto = 1.27.

$$VU_{viga} = 1.3 \left[27,864 + \frac{5}{3} (9520 * 1.27) \right]$$

$$VU_{viga} = 62,419.07 \text{ kg}$$

- **Cortante que resiste el concreto**

Se calcula mediante la siguiente ecuación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 66):

$$V_{Cr} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

V_{Cr} : cortante del concreto (kg).

$f'c$: resistencia del concreto = 281 kg/cm².

b : base de la viga = 50 cm.

d : peralte efectivo de la viga = 103.26 cm.

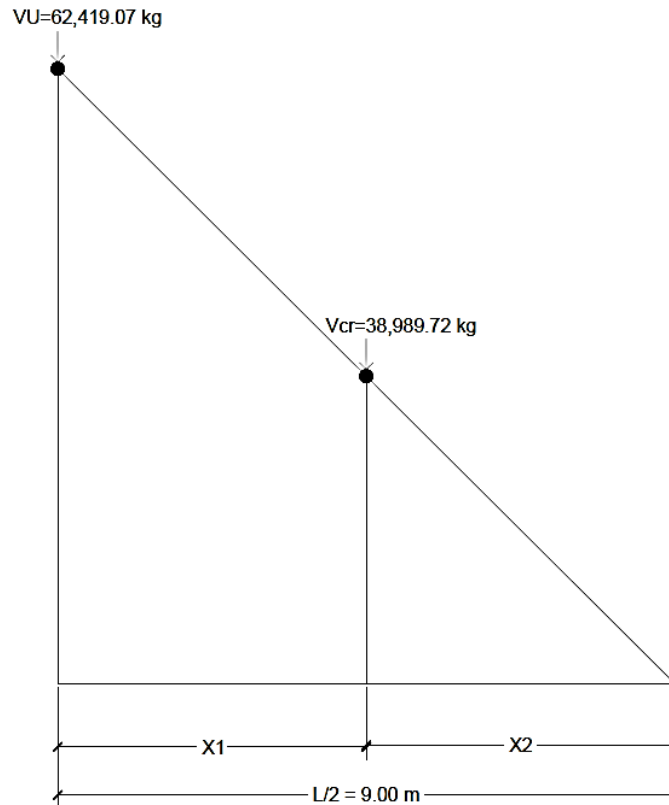
$$V_{Cr} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 50 * 103.26$$

$$V_{Cr} = 38,989.72 \text{ kg}$$

El cortante que resiste el concreto es menor que el último de diseño, lo que hace necesario colocar estribos cerrados de confinamiento en la viga principal. Por lo tanto, debe de hacerse en ambos extremos de

la misma, cuya longitud se determina mediante la relación de triángulos que se muestra en la figura 14.

Figura 14. **Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{VU}{\frac{L}{2}} = \frac{Vcr}{X2}$$

$$\frac{62,419.07}{9} = \frac{38,989.72}{X2}$$

$$X2 = \frac{38,989.72 * 9}{62,419.07}$$

$$X2 = 5.62 \text{ m}$$

Por lo tanto, se calcula X1:

$$X1 = 9.00 - 5.62 = 3.38 \text{ m} \approx 3.40 \text{ m}$$

- **Cálculo refuerzo a corte**

El código ACI en la sección 21.3.3 recomienda que la longitud de confinamiento de la viga en los extremos deberá ser mínima de $L/5$ y máxima de $L/4$.

$$\frac{L}{5} = \frac{18.00}{5} = 3.60 \text{ m}$$

Debido que la longitud de X1 encontrada, es menor a la longitud mínima recomendada. Por ende, se utilizará el mayor que es 3.60 m.

- **Separación de refuerzo a corte (zona de confinamiento)**

$$S_E = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V U_{viga}}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 68):

S_E : separación de estribos (cm).

A_v : área de sección de varilla, No. 4 G40 = 1.27 cm².

f_y : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

d : peralte efectivo = 103.26 cm.

VU_{viga} : cortante último de viga = 62,419.07 kg.

$$S_E = \frac{2 * 1.27 * 2810 * 103.26}{62,419.07}$$

$$S_E = 11.80 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones No. 4 G40 @ 12 cm de los apoyos hacia el centro, cubriendo 3.60 m en ambos lados.

- **Separación de refuerzo a corte (zona sin confinamiento)**

En zonas no confinadas, la separación de estribos será un medio del peralte efectivo, tomando en cuenta que esta separación no debe de ser mayor a 30 cm.

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

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 68):

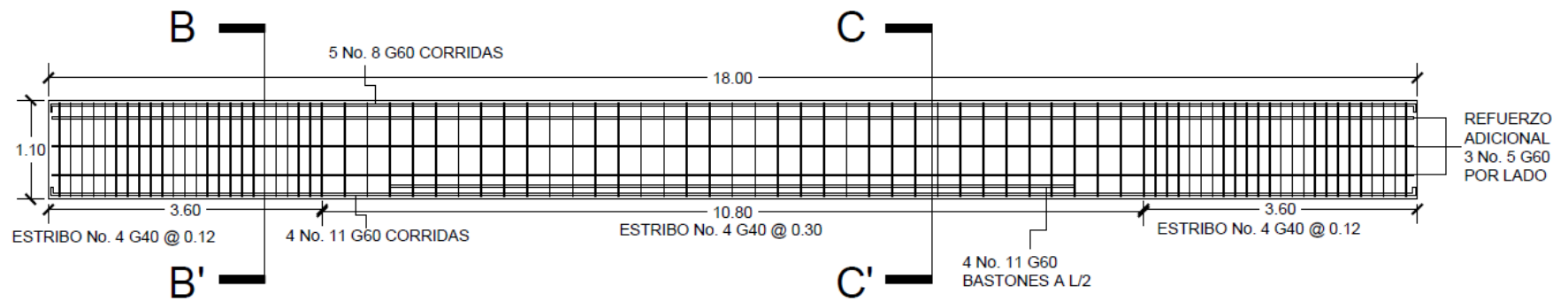
S_{max} : separación máxima entre estribos ≤ 30 cm.

d : peralte efectivo de viga = 103.26 cm.

$$S_{max} = \frac{103.26}{2} = 51.63 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones No. 4 G40 @ 30 cm del centro de la viga hacia los extremos, cubriendo 10.80 m fuera de la zona de confinamiento.

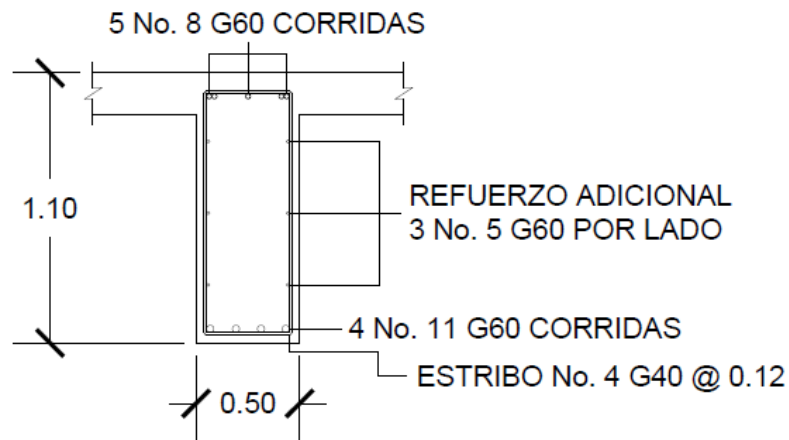
Figura 15. Armado longitudinal de viga



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

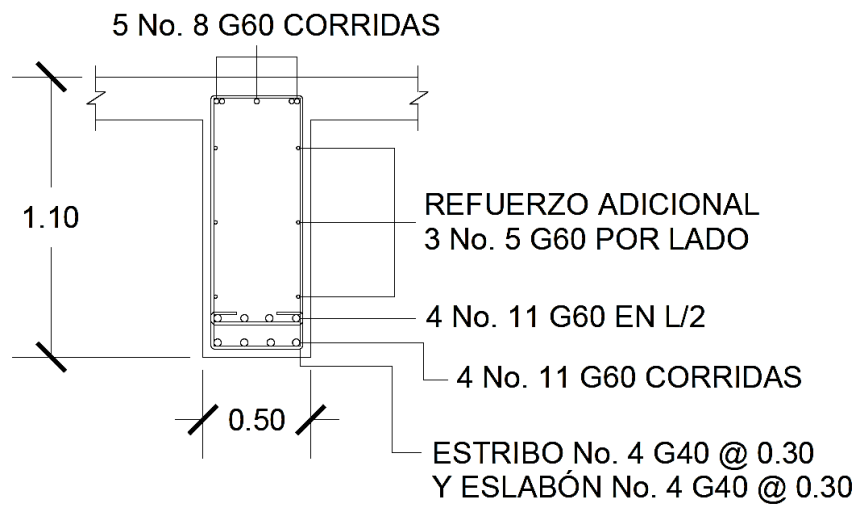
Figura 16. **Sección B – B' de viga**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

Figura 17. **Sección C – C' de viga**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

3.6.6 Diseño de diafragma

Palacios-López (2007) señala que “los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente” (p. 37).

Los diafragmas deben de colocarse en los extremos de las vigas principales para que resistan las cargas laterales, de modo que mantengan la geometría de su sección. Por esta razón los puentes que tengan una luz mayor de 12 metros, se recomienda colocar diafragmas interiores.

En este caso siendo un puente de 18 metros de longitud, se colocarán dos diafragmas interiores y dos exteriores.

a. Diafragma exterior

Para el cálculo de la sección del diafragma exterior, el peralte se determina como un medio de la altura de la viga principal y una base mínima de 30 cm según las especificaciones AASHTO en la sección 8.12.

$$h_{diaf} = \frac{1}{2} * h_{viga}$$

$$b_{diaf} = 0.30 \text{ m}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 72):

h_{diaf} : altura del diafragma (m).

h_{viga} : altura de la viga = 1.10 m.

b_{diaf} : base del diafragma = 0.30 m.

$$h_{diaf} = \frac{1}{2} * 1.10 = 0.55 \text{ m}$$

- **Acero de refuerzo**

Los diafragmas no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, por esta razón se calcula con área de acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 73):

As_{min} : área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 30 cm.

d : peralte efectivo = 55 – 5 – ½ (1.905) = 49.05 cm.

fy : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

$$As_{min} = \frac{14.10 * 30 * 49.05}{2810}$$

$$As_{min} = 7.38 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 6 G40 con área de 2.85 cm² en las camas superior e inferior del diafragma. Así que, para el cálculo del total de varillas se utiliza la relación:

$$No. varillas = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{7.38}{2.85} = 2.59 \approx 3 \text{ varillas}$$

Colocar 3 varillas No. 6 G40 en ambas camas (corridas).

- **Refuerzo adicional**

El ACI 318-08 en la sección 10.6.7 explica que para el refuerzo adicional se recomienda que por cada metro de altura colocar 5.37 cm² de área de acero.

$$A_{s\text{adicional}} = h_{\text{diaf}} * 5.37$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 74):

$A_{s\text{adicional}}$: área de acero para refuerzo adicional (cm²).

h_{diaf} : altura del diafragma = 0.55 m.

$$A_{s\text{adicional}} = 0.55 * 5.37 = 2.95 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 5 G40 con área de 1.98 cm², así que se tiene:

$$No. varillas = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{2.95}{1.98} = 1.49 \approx 2 \text{ varillas}$$

Colocar 2 varillas No. 5 G40 en ambos lados (corridas).

- **Refuerzo a corte**

En la sección 21.3.3.4 del ACI 318-08 describe que cuando no se requiera utilizar estribos cerrados de confinamiento, estos deben de ser colocados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. Por ese motivo el espaciamiento máximo es de 30 cm.

$$S_{diaf} = d/2$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 74):

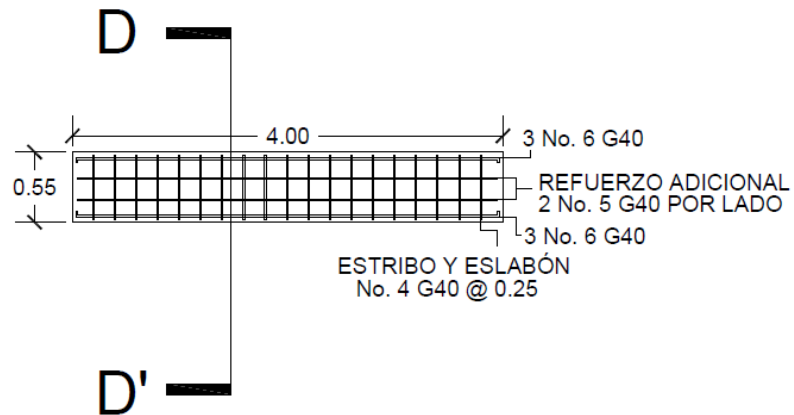
S_{diaf} : separación de estribos en el diafragma (cm).

d : peralte efectivo del diafragma = 49.05 cm.

$$S_{diaf} = \frac{49.05}{2} = 24.53 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 25 cm, como estribos y eslabones.

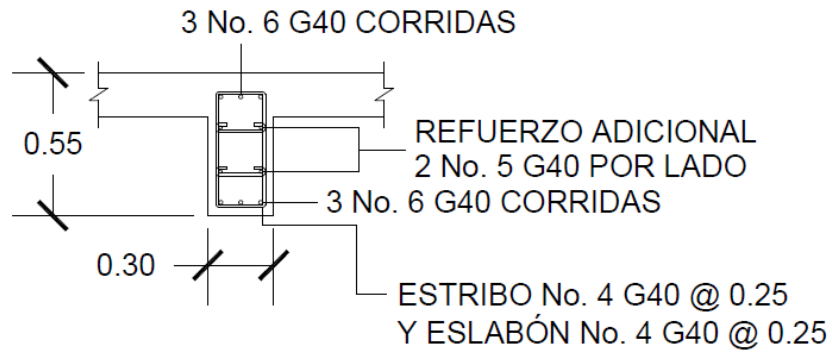
Figura 18. **Armado longitudinal diafragma exterior**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

Figura 19. **Sección D – D' diafragma exterior**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

b. Diafragma interior

Para el cálculo de la sección del diafragma interior, el peralte se determina como 3/4 de la altura de la viga principal y una base de 30 cm determinado por las especificaciones AASHTO en la sección 8.12. De tal forma que los dos diafragmas interiores se encuentran a una distancia de 5.70 m entre ejes.

$$h_{diaf} = \frac{3}{4} * h_{viga}$$

$$b_{diaf} = 0.30 \text{ m}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 76):

h_{diaf} : altura del diafragma (m).

h_{viga} : altura de la viga = 1.10 m.

b_{diaf} : base del diafragma = 0.30 m.

$$h_{diaf} = \frac{3}{4} * 1.10 = 0.825 \approx 0.90 \text{ m}$$

- **Acero de refuerzo**

Se calcula con área de acero mínimo (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 76):

$$As_{min} = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

As_{min} : área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 30 cm.

d : peralte efectivo = $90 - 5 - \frac{1}{2} (1.905) = 84.05$ cm.

f_y : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

$$A_{s_{min}} = \frac{14.10 * 30 * 84.05}{2810}$$

$$A_{s_{min}} = 12.65 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 6 G40 con área de 2.85 cm² en las camas superior e inferior del diafragma. Así que, para el cálculo del total de varillas se utiliza la relación:

$$No. \text{ varillas} = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{12.65}{2.85} = 4.44 \approx 5 \text{ varillas}$$

Colocar 5 varillas No. 6 G40 en ambas camas (corridas).

- **Refuerzo adicional**

El ACI 318-08 en la sección 10.6.7 explica que para el refuerzo adicional se recomienda que por cada metro de altura colocar 5.37 cm² de área de acero.

$$A_{s_{adicional}} = h_{diaf} * 5.37$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 77):

$A_{s_{adicional}}$: área de acero para refuerzo adicional (cm²).

h_{diaf} : altura del diafragma = 0.90 m.

$$A_{s_{adicional}} = 0.90 * 5.37 = 4.83 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 5 G40 con área de 1.98 cm², así que se tiene:

$$No. \text{ varillas} = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{4.83}{1.98} = 2.44 \approx 3 \text{ varillas}$$

Colocar 3 varillas No. 5 G40 en ambos lados (corridas).

- **Refuerzo a corte**

En la sección 21.3.3.4 del ACI 318-08 describe que cuando no se requiera utilizar estribos cerrados de confinamiento, estos deben de ser colocados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. Por ese motivo el espaciamiento máximo es de 30 cm.

$$S_{diaf} = d/2$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 78):

S_{diaf} : separación de estribos en el diafragma (cm).

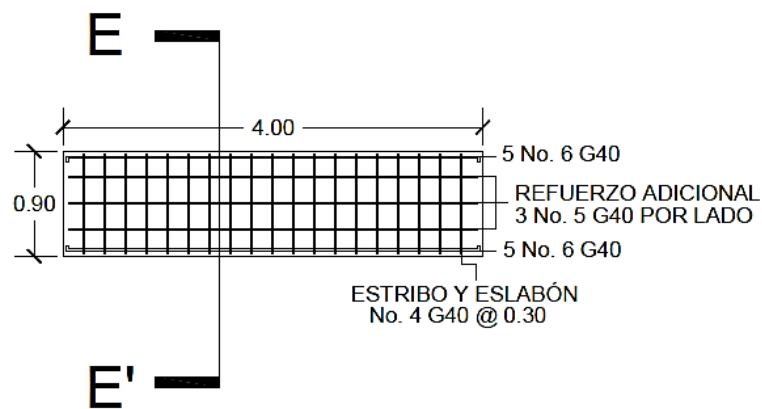
d : peralte efectivo del diafragma = 84.05 cm.

$$S_{diaf} = \frac{84.05}{2} = 42.03 \text{ cm}$$

El resultado obtenido excede el espaciamiento máximo que es 30 cm, por lo que se toma el límite máximo.

Colocar varillas No. 4 G40 @ 30 cm, como estribos y eslabones.

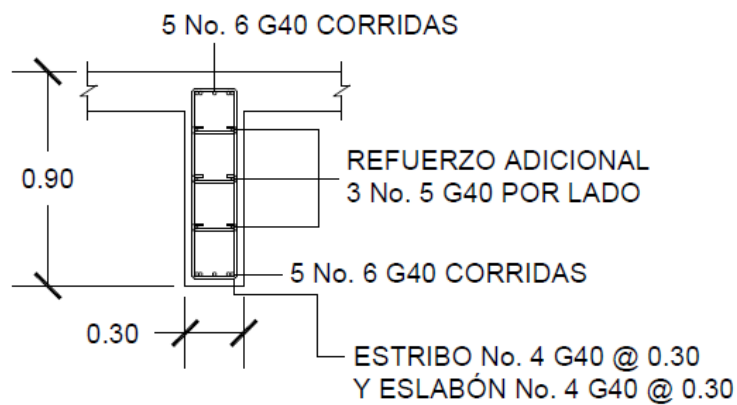
Figura 20. **Armado longitudinal diafragma interior**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

Figura 21. **Sección E – E' diagrama inferior**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

3.7 Diseño de la subestructura

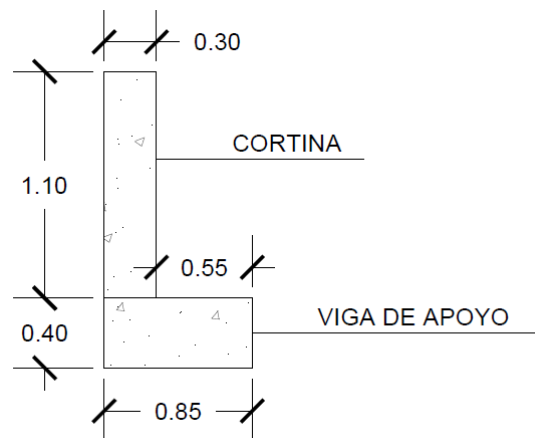
Se conforman por los elementos estructurales que soportan toda la carga proveniente de la superestructura, la cual luego es transmitida hacia el suelo. Por consiguiente, la subestructura está compuesta por: cortina, viga de apoyo, apoyos elastoméricos, estribos y aleros.

3.7.1 Diseño de cortina

Su función es trabajar como un muro de contención, deteniendo el empuje del relleno que se coloca en sentido longitudinal en ambos extremos del puente. Por lo cual la norma AASHTO 3.22 determina que la cortina se empotra con la viga de apoyo y la dimensión del peralte depende de la viga principal.

El diseño de la cortina es a corte y flexión, teniendo que soportar las fuerzas que actúan sobre ella que son: empuje de tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y carga de sismo (EQ).

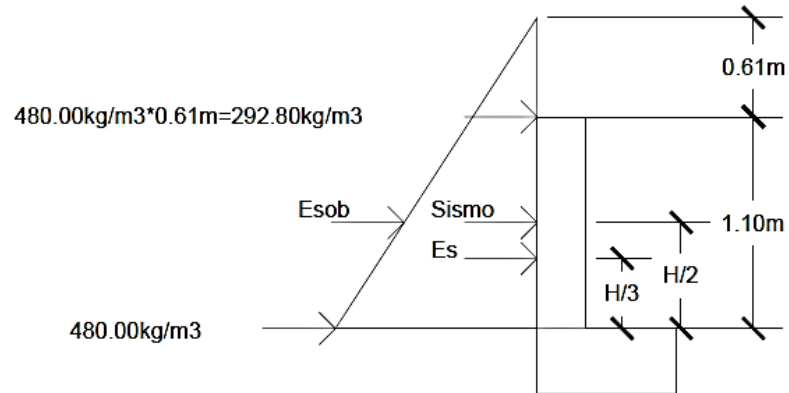
Figura 22. **Sección de cortina y viga de apoyo**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

Figura 23. **Diagrama de presiones sobre cortina**



Fuente: elaboración propia.

- **Empuje de tierra**

El empuje horizontal de tierra sobre la cortina se debe de diseñar mediante el método del fluido equivalente, donde se utilizará la densidad del suelo no menor a 480 kg/m³ y actuando a una altura de 0.61 m.

El empuje de tierra corresponde a la ecuación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 81):

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

E_{tierra} : empuje de tierra (kg/m).

E_s : presión del suelo aplicada a la cortina (kg/m).

E_{sob} : sobrecarga del suelo aplicada al centro de la cortina = 292.80 kg/m.

E_s se calcula como (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 81):

$$E_s = 480.00 * \frac{H_{cortina} + 0.61}{2}$$

$$E_s = 480.00 * \frac{1.10 + 0.61}{2} = 480.86 \text{ kg/m}$$

El brazo que hace momento en E_s es $\frac{H_{cortina}}{3} = \frac{1.10}{3} = 0.37 \text{ m}$ y E_{sob} es

$$\frac{H_{cortina}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ m}.$$

- **Fuerza longitudinal**

Es producido por las llantas del camión sobre el apoyo del puente, la cual es transmitida por el mismo hacia la cortina. De tal forma que se calcula como el 5% de la carga viva y según la AASHTO 3.9.1 esta carga actúa a 1.83 metros sobre el piso de la losa.

$$FL = 5\% * \frac{P_{viva}}{2 * H_{cortina}}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 82):

FL : fuerza longitudinal (kg/m).

P_{viva} : carga del eje de mayor peso del camión = 8,000 kg.

$H_{cortina}$: altura de la cortina = 1.10 m.

$$FL = 5\% * \frac{8000}{2 * 1.10} = 181.82 \text{ kg/m}$$

El brazo que hace momento en FL es $H_{cortina} + 1.83 = 1.10 + 1.83 = 2.93 \text{ m}$.

- **Carga de sismo**

La AASHTO 3.21 define un coeficiente sísmico del 12% del peso propio de la cortina, esta fuerza se encuentra en el centro de la misma. Por lo tanto, se determina de la forma (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 83):

$$W_{total} = W_{cortina} + W_{viga \text{ de apoyo}}$$

$$W_{total} = b_{cortina} * h_{cortina} * W_{concreto} + b_{viga \text{ de apoyo}} * h_{viga \text{ de apoyo}} * W_{concreto}$$

W_{total} : peso total (kg/m).

$W_{cortina}$: peso propio de la cortina (kg/m).

W_{base} : peso propio de la viga de apoyo (kg/m).

$b_{cortina}$: base de la cortina = 0.30 m.

$h_{cortina}$: altura de la cortina = 1.10 m.

$b_{viga \text{ de apoyo}}$: base de la viga de apoyo = 0.85 m.

$h_{viga \text{ de apoyo}}$: altura de la viga de apoyo = 0.40 m.

$W_{concreto}$: peso específico del concreto = 2,400 kg/m³.

$$W_{total} = (0.30 * 1.10 * 2400) + (0.85 * 0.40 * 2400)$$

$$W_{total} = 1608.00 \text{ kg/m}$$

Se procede a calcular la fuerza de sismo mediante la ecuación:

$$EQ = 12\% * W_{total}$$

$$EQ = 12\% * 1608.00 = 192.96 \text{ kg/m}$$

El brazo que hace momento en EQ es $\frac{H_{cortina}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ m}$.

En la tabla 21 se presentan los momentos de la cortina respecto a los diferentes tipos de carga que se aplican en ella.

Tabla 21. **Cálculo de momentos de la cortina**

Tipo de carga	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
Presión del suelo (E_s)	480.86	0.37	177.92
Sobrecarga (E_{sob})	292.80	0.55	161.04
Fuerza longitudinal (FL)	181.82	2.93	532.73
Sismo (EQ)	192.96	0.55	106.13

Fuente: elaboración propia.

- **Cálculo de momentos para combinaciones**

La AASHTO 3.22.1 determina las siguientes ecuaciones para el cálculo del momento máximo y el cortante último que se aplicará en la cortina.

Para momento (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 83):

$$GRUPO\ III = 1.30 * (ME_{sob} + ME_s + MFL)$$

$$GRUPO\ IV = 1.30 * (ME_{sob} + ME_s + MEQ)$$

ME_{sob} : momento por sobrecarga = 161.04 kg-m.

ME_s : momento por presión del suelo = 177.92 kg-m.

MFL : momento por fuerza longitudinal = 532.73 kg-m.

MEQ : momento por sismo = 106.13 kg-m.

$$GRUPO\ III = 1.30 * (161.04 + 177.92 + 532.73) = 1133.20\ kg - m$$

$$GRUPO\ IV = 1.30 * (161.04 + 177.92 + 106.13) = 578.62\ kg - m$$

Para cargas por corte (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 84):

$$GRUPO\ III = 1.30 * (E_{sob} + E_s + FL)$$

$$GRUPO\ IV = 1.30 * (E_{sob} + E_s + EQ)$$

E_{sob} : carga por sobrecarga = 292.80 kg.

E_s : carga por presión del suelo = 480.86 kg.

FL : carga por fuerza longitudinal = 181.82 kg.

EQ : carga por sismo = 192.96 kg.

$$GRUPO\ III = 1.30 * (292.80 + 480.86 + 181.82) = 1242.12\ kg$$

$$GRUPO\ IV = 1.30 * (292.80 + 480.86 + 192.96) = 1256.61\ kg$$

Entonces, el momento máximo y cortante último son:

$$M_{Max} = GRUPO III = 1133.20 \text{ kg} - m$$

$$V_U = GRUPO IV = 1256.61 \text{ kg}$$

- **Acero requerido**

$$A_{s_{req}} = \frac{\emptyset * f'c}{f_y} * \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right]$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 85):

$A_{s_{req}}$: área de acero requerido (cm²).

$\emptyset$: porcentaje de flexión del acero = 0.85.

$f'c$: resistencia del concreto = 281 kg/cm².

f_y : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

b : base de diseño = 30 cm.

d : peralte efectivo = 104.05 cm.

M_U : momento último de diseño = 1,133.20 kg-m.

El peralte efectivo se calcula así (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 86):

$$d = h_{cortina} - \text{recubrimiento} - \left(\frac{\emptyset_{varilla}}{2} \right)$$

d : peralte efectivo (cm).

$h_{cortina}$: altura cortina = 110 cm.

recubrimiento : 5 cm.

$\emptyset_{varilla}$: diámetro de varilla a utilizar, varilla No. 6 = 1.905 cm.

$$d = 110 - 5 - \left(\frac{1.905}{2}\right) = 104.05 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$As_{req} = \frac{0.85 * 281}{2810} * \left[(30 * 104.05) - \sqrt{(30 * 104.05)^2 - \frac{1133.20 * 30}{0.003825 * 281}} \right]$$

$$As_{req} = 0.43 \text{ cm}^2$$

- **Acero mínimo**

$$As_{min} = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 86):

As_{min} : área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 30 cm.

d : peralte efectivo = 104.05 cm.

fy : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

$$As_{min} = \frac{14.10 * 30 * 104.05}{2810}$$

$$As_{min} = 15.66 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

$$As_{max} = 0.5 * \rho b * b * d$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 86):

As_{max} : área de acero máximo (cm²).

ρb : cuantía de acero balanceado = 0.049.

b : base de diseño = 30 cm.

d : peralte efectivo = 104.05 cm.

$$\rho b = \frac{\beta_1 * \emptyset * \epsilon_c * f'c * \epsilon_s}{fy * ((\epsilon_c * \epsilon_s) + fy)}$$

$$\rho b = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 305 * 2.03 \times 10^6}{2810 * ((0.003 * 2.03 \times 10^6) + 2810)} = 0.049$$

$$As_{max} = 0.5 * 0.049 * 30 * 104.05$$

$$As_{max} = 76.48 \text{ cm}^2$$

- **Chequeo del área de acero**

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

$$15.66 \geq 0.43 \leq 76.48$$

El área de acero requerido no cumple la condición. Por lo tanto, se utiliza el mínimo de 15.66 cm².

- **Distribución de varillas**

Se propone colocar varillas de acero No. 6 G40 con área de 2.85 cm², para el cálculo total, utilizando la relación:

$$No. varillas = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{15.66}{2.85} = 5.49 \approx 6 \text{ varillas}$$

Colocar 6 varillas No. 6 G40 en ambos lados (corridas).

- **Diseño a corte**

Se calcula mediante la ecuación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 88):

$$V_{Cr} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

V_{Cr} : cortante del concreto (kg).

$f'c$: resistencia del concreto = 281 kg/cm².

b : base de la cortina = 30 cm.

d : peralte efectivo de la viga = 104.05 cm.

$$V_{Cr} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 30 * 104.05$$

$$V_{Cr} = 23,572.81 \text{ kg}$$

El cortante último actuante en la cortina se determinó como:

$$V_U = \text{GRUPO IV} = 1256.61 \text{ kg}$$

El cortante que resiste el concreto es mayor que el último de diseño, lo que no es necesario tener confinamiento. Solamente se utiliza la separación entre ellos como espaciamiento máximo. Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 88):

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

S_{max} : separación máxima entre estribos ≤ 30 cm.

d : peralte efectivo de viga = 30 cm.

$$S_{max} = \frac{30.00}{2} = 15 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 3 G40 @ 15 cm, como estribos y eslabones.

3.7.2 Diseño de viga de apoyo

La viga de apoyo tiene como función soportar toda la carga de la superestructura, transmitiéndola después a los estribos y posteriormente hacia el suelo. De tal modo que su diseño se basa en soportar el aplastamiento producido por la carga aplicada en toda su longitud, pues este no soporta la flexión y se refuerza con acero mínimo. Por ese motivo su geometría se encuentra en la figura 22.

- **Acero de refuerzo**

$$A_{s_{min}} = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 89):

$A_{s_{min}}$: área de acero mínimo (cm²).

b : base de diseño = 85 cm.

d : peralte efectivo = 40 cm.

f_y : resistencia del acero = 2810 kg/cm².

$$A_{s_{min}} = \frac{14.10 * 85 * 40}{2810}$$

$$A_{s_{min}} = 17.06 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar varillas de acero No. 6 G40 con área de 2.85 cm² en las camas superior e inferior de la viga de apoyo. Así que, para el cálculo del total de varillas se utiliza la relación:

$$No. \text{ varillas} = \frac{\text{Área}_{acero}}{\text{Área}_{varilla}} = \frac{17.06}{2.85} = 5.99 \approx 6 \text{ varillas}$$

Colocar 3 varillas No. 6 G40 en ambas camas (corridas).

- **Refuerzo a corte**

En la sección 21.3.3.4 del ACI 318-08 describe que cuando no se requiera utilizar estribos cerrados de confinamiento, estos deben de ser colocados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. Por ese motivo el espaciamiento máximo es de 30 cm.

$$S_{diaf} = d/2$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 90):

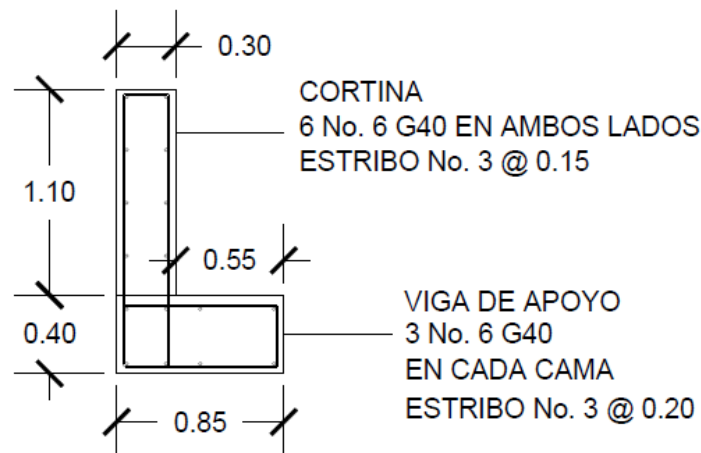
S_{diaf} : separación de estribos en el diafragma (cm).

d : peralte efectivo del diafragma = 40 cm.

$$S_{diaf} = \frac{40.00}{2} = 20 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 3 G40 @ 20 cm, como estribos y eslabones.

Figura 24. **Armado de cortina y viga de apoyo**



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

3.7.3 Diseño de apoyos elastoméricos

Es un elemento de apoyo simple que se instala entre la viga principal y la de apoyo, el cual está conformado por caucho de alta resistencia y placas de

acero. Por esta razón su función es para que las mismas no se dañen debido a las fuerzas que soportan y regulariza los esfuerzos a compresión.

En el capítulo 14 en las especificaciones de las normas AASHTO describe las condiciones para puentes en función de la longitud de su luz, tal manera que se establece elementos fijos para luces de 15.24 metros, donde no es necesario considerar deflexión. En vista de que la distancia sea mayor a la antes mencionada, se deberán de colocar apoyos que permitan mayor rotación.

Se utilizarán apoyos elastoméricos hechos de placas de caucho y metal, puesto que las dimensiones se determinan a continuación:

L : luz del puente = 18 m.

b : base de la viga principal = 0.50 m.

WV_{total} : carga viva = 8,000 kg.

ε_c : módulo de elasticidad del concreto = 2×10^6 Ton/m².

CT_c : coeficiente de dilatación térmica del concreto = 11×10^{-6} °C.

T_M : temperatura máxima = 32°C.

$WM_{superestructura}$: carga muerta de la superestructura = 108,000 kg.

En la sección 14.6.6.4 de la norma AASHTO describe que la fuerza de corte sobre la estructura inducida por la deformación del elastómero, se basará en un valor no menor de 22°C. Por esta razón se sabe que la temperatura máxima del municipio de Esquipulas es 32°C.

- **Cálculo del máximo movimiento horizontal**

$$\Delta s = L(\varepsilon_{temp} + \varepsilon_{frag})$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 93):

Δs : movimiento máximo horizontal (mm).

L : luz del puente = 18 m.

ε_{temp} : deformación de concreto por cambio de temperatura = 0.000352.

ε_{frag} : deformación debido a la retracción del fraguado = 0.0003.

La deformación por cambio de temperatura se calcula como:

$$\varepsilon_{temp} = T_M + CT_c$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 93):

ε_{temp} : deformación de concreto por cambio de temperatura (adimensional).

T_M : temperatura máxima = 32 °C.

CT_c : coeficiente de dilatación térmica del concreto = 11×10^{-6} °C.

$$\varepsilon_{temp} = 32 * 11 \times 10^{-6} = 0.000352$$

La deformación por retracción del fraguado se calcula de la manera:

$$\varepsilon_{frag} = 10\% * Def.concreto$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 93):

ε_{frag} : deformación debido a la retracción del fraguado (adimensional).

$Def. concreto$: deformación máxima del concreto = 0.003.

$$\varepsilon_{frag} = 10\% * 0.003 = 0.0003$$

Entonces, el desplazamiento horizontal máximo es:

$$\Delta s = 18(0.000352 + 0.0003) = 0.01173 \text{ m} = 11.73 \text{ mm}$$

Las normas AASHTO recomienda un factor de seguridad del 20% al desplazamiento horizontal máximo:

$$\Delta s_{total} = 1.20 * 11.73 = 14.08 \text{ mm}$$

- **Altura de apoyo elastomérico**

La altura del apoyo se determina en función del desplazamiento horizontal máximo. Calculándose de la siguiente forma:

$$h_{gt} = 2 * \Delta s_{total}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 94):

h_{gt} : altura del apoyo elastomérico (cm).

Δs_{total} : movimiento horizontal máximo del apoyo = 14.08 mm.

$$h_{gt} = 2 * 14.08 = 28.16 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm} = 3.00 \text{ cm}$$

Se propone colocar 30 mm de elastómero y añadirle 3 láminas de refuerzo de acero de 1 mm, por lo que hace un total de 33 mm de espesor en el apoyo.

Para la evaluación de esfuerzo de compresión se utiliza la siguiente fórmula (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 94):

$$\sigma = \frac{G * S}{B}$$

σ : esfuerzo a compresión $\leq 70 \text{ kg/cm}^2$.

G : módulo cortante (dureza 60 entre $9.10 - 14 \text{ kg/cm}^2$) = 10 kg/cm^2 .

B : factor de modificación = 1.8.

“S” debe de estar entre 9 y 15 ($9 \leq S \leq 15$).

$$S = \frac{\sigma * B}{G}$$

$$S = \frac{70 * 1.80}{10} = 12.60$$

$$9 \leq 12.60 \leq 15$$

El esfuerzo a compresión cumple el chequeo de las condiciones establecidas.

- **Cálculo de longitud**

La norma AASHTO 14.7.5 establece para apoyos rectangulares sin orificios la siguiente ecuación Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 95):

$$S = \frac{L * w}{2h_e(L + w)}$$

L : longitud de apoyo (cm).

S : módulo de dureza = 12.60 (adimensional).

w : base de viga = 500 mm.

h_e : espesor de capas de neopreno = 10 mm.

$$12.60 = \frac{L * 500}{2 * 10(L + 500)}$$

$$12.60 = \frac{500L}{20L + 10,000}$$

Despejar el valor de “ L ”:

$$12.60(20L + 10,000) = 500L$$

$$252L + 126,000 = 500L$$

$$248L - 126,000 = 0$$

$$L = \frac{126,000}{248} = 508.06 \text{ mm} = 50.80 \text{ cm} \approx 50.00 \text{ cm}$$

El esfuerzo a compresión del apoyo elastomérico es (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 97):

$$\sigma = \frac{W_{diseño}}{A_{apoyo}}$$

σ : esfuerzo a compresión $\leq 70 \text{ kg/cm}^2$.

$W_{\text{diseño}}$: carga de diseño = 8,000 + 108,000 = 116,000 kg.

A_{apoyo} : área de apoyo elastomérico = 50*50 = 2,500 cm².

$$\sigma = \frac{116,000}{2,500} = 46.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$46.40 \text{ kg/cm}^2 \leq 70 \text{ kg/cm}^2$$

- **Evaluación de rotación del apoyo elastomérico**

La AASHTO 14.6.7 define las siguientes ecuaciones para determinar la rotación “x” y “y” del apoyo elastomérico.

$$\theta_x = \frac{2\Delta_c}{L} \qquad \theta_y = \frac{2\Delta_c}{w}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 97):

θ_x : rotación en el eje “x” (radianes).

θ_y : rotación en el eje “y” (radianes).

Δ_c : deformación instantánea por compresión del apoyo = 1.14 mm.

L : longitud de apoyo = 500 mm.

w : base de apoyo = 500 mm.

La deformación instantánea por compresión del apoyo se determina realizando la sumatoria de las capas de elastómero que se colocarán, afectadas por un coeficiente “Sc” para el tipo de material a utilizar.

Hay que tomar en cuenta que se deben de colocar 4 capas de elastómero (2 exteriores y 2 interiores) de 5 mm y 10 mm para completar los 30 mm que se necesitan de espesor.

$$\Delta_c = \sum Sc * h$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 97):

Δ_c : deformación instantánea por compresión del apoyo (mm).

Sc: coeficiente de compresión de dureza shore grado 60 = 0.0038.

h: altura de capa = 5mm y 10mm.

$$\Delta_c = (2 * 5 * 0.0038) + (2 * 10 * 0.0038)$$

$$\Delta_c = 1.14 \text{ mm}$$

Luego de obtener el valor de Δ_c se procede al cálculo de la rotación del apoyo.

$$\theta_x = \frac{2 * 1.14}{500} = 0.0046$$

$$\theta_y = \frac{2 * 1.14}{500} = 0.0046$$

La rotación del apoyo debida a la carga de diseño está dada por (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 98):

$$\theta_{apoyo} = \frac{q * L_p^3}{24 * E * I}$$

θ_{apoyo} : rotación del apoyo (radianes).

q : carga de diseño repartida = 12.89 Ton.

L_p : longitud del puente = 18 m.

E : módulo de elasticidad del concreto = 2×10^6 Ton/m².

I : inercia de sección de viga = 0.05546 m⁴.

La carga de diseño repartida se obtiene por (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 98):

$$q = \frac{W_{diseño}}{L/2}$$

q : carga de diseño repartida (kg y/o Ton).

$W_{diseño}$: carga de diseño = 116,000 kg.

L : longitud del puente = 18 m.

$$q = \frac{116,000}{18/2} = 12,888.89 \text{ kg} = 12.89 \text{ Ton}$$

El cálculo de la inercia de la viga, está dada por la ecuación (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 99):

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

I : momento de inercia de la viga (m^4).

b : base de la sección de viga = 0.50 m.

h : altura de la sección de viga = 1.10 m.

$$I = \frac{0.50 * 1.10^3}{12} = 0.05546 m^4$$

Se procede a calcular la rotación del apoyo (Villafuerte-Sosa, 2015, p.99):

$$\theta_{apoyo} = \frac{12.89 * 18^3}{24 * 2 \times 10^6 * 0.05546}$$

$$\theta_{apoyo} = 0.02824 \text{ radianes}$$

- **Chequeo de estabilidad y refuerzo**

Para que el apoyo tenga estabilidad, debe de cumplir con las condiciones (Villafuerte-Sosa, 2015, p.99):

$$\frac{L_{elastómero}}{3} \geq 3 \text{ cm} \quad \frac{w_{elastómero}}{3} \geq 3 \text{ cm}$$

$L_{elastómero}$: longitud de elastómero = 50 cm.

$w_{elastómero}$: ancho de elastómero = 50 cm.

$$\frac{50}{3} \geq 3 \text{ cm}$$

$$16.67 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$$

$$\frac{50}{3} \geq 3 \text{ cm}$$

$$16.67 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$$

Las dimensiones del apoyo cumplen con las condiciones indicadas.

Para el refuerzo metálico se debe cumplir con (Villafuerte-Sosa, 2015, p.99):

$$300 * h_{rt} \leq f'c * h_{rt}$$

h_{rt} : espesor de capa externa del apoyo = 0.50 m.

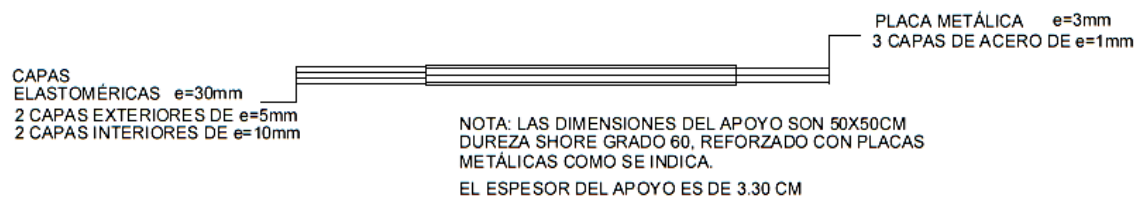
$f'c$: esfuerzo admisible del acero = 1,700 kg/cm².

$$300 * 0.50 \leq 1700 * 0.50$$

$$150 \leq 850$$

El refuerzo de acero cumple con el parámetro establecido.

Figura 25. **Detalle de apoyo elastomérico**



Fuente: elaboración propia.

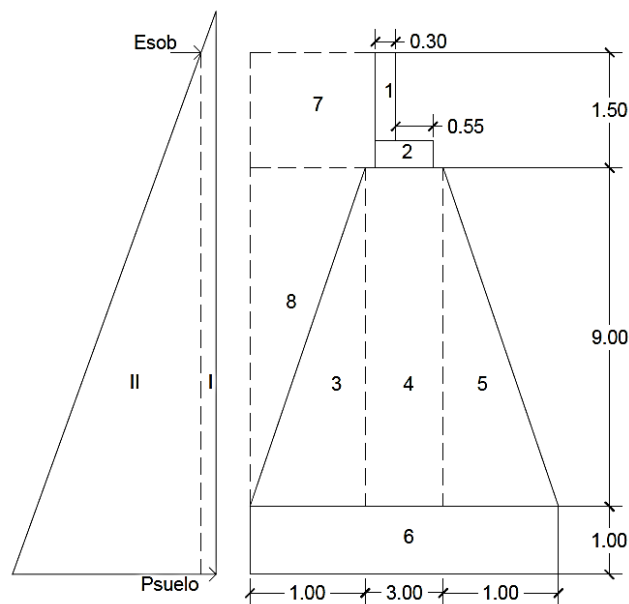
3.7.4 Diseño de estribos

“Los estribos son muros de contención, cuya función es transmitir la carga de la superestructura hacia el suelo, de igual manera cumplen con contener la carga de relleno circundante” (Rossales-García, 2015, p. 90).

El diseño de los estribos será de concreto ciclópeo y su sistema trabajará por gravedad. Así que se debe de verificar las condiciones críticas que son: volteo, deslizamiento y presión.

En la figura 26 se muestra la geometría de los estribos, que fue determinada con el fin de cumplir con las condiciones críticas y evitar someterlos a fallas. Así mismo se debe de verificar una altura que cumpla con el tirante máximo del cauce del río que es de 5.00 m, considerando añadirle 2.00 m de seguridad.

Figura 26. Diagrama de presiones y geometría de estribo



Nota: todas las medidas están dadas en metros.

Fuente: elaboración propia.

- **Momento por volteo**

Se determina a través de las fuerzas laterales ejercidas por la presión y empuje (del suelo y sobrecarga) en el estribo (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 103).

- **Presión del suelo:**

$$P_{Suelo} = E_s * H_{total}$$

$$P_{Suelo} = 480 * 11.50$$

$$P_{Suelo} = 5,520 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión por sobrecarga:**

$$P_{Sobrecarga} = E_s * 0.61$$

$$P_{Sobrecarga} = 480 * 0.61$$

$$P_{Sobrecarga} = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

- **Empuje del suelo:**

$$E_{suelo} = P_{suelo} * \frac{H_{total}}{2}$$

$$E_{suelo} = 5,520 * \frac{11.50}{2}$$

$$E_{suelo} = 31,740 \text{ kg}$$

- **Empuje por sobrecarga:**

$$E_{Sobrecarga} = P_{sobrecarga} * H_{total}$$

$$E_{Sobrecarga} = 292.80 * 11.50$$

$$E_{Sobrecarga} = 3,367.20 \text{ kg}$$

- **Momento estabilizante del suelo:**

$$ME_{suelo} = E_{suelo} * \frac{H_{total}}{3}$$

$$ME_{suelo} = 31,740 * \frac{11.50}{3}$$

$$ME_{suelo} = 121,670 \text{ kg} - m$$

- **Momento estabilizante de sobrecarga:**

$$ME_{sobrecarga} = E_{sobrecarga} * \frac{H_{total}}{2}$$

$$ME_{sobrecarga} = 3,367.20 * \frac{11.50}{2}$$

$$ME_{sobrecarga} = 19,361.40 \text{ kg} - m$$

Tabla 22. **Momento de volteo**

Sección	Empuje (kg)	Momento (kg – m)
I	31,740	121,670
II	3,367.20	19,361.40
Total	35,107.20	141,031.40

Fuente: elaboración propia.

- **Momento estabilizante de la subestructura**

El brazo que hace momento en cada sección se encuentra en el centroide de cada imagen mostrada anteriormente en el diagrama de presiones (figura 26). Cabe mencionar que se toma el punto de origen del momento en la esquina inferior derecha del estribo.

Tabla 23. **Momento estabilizante**

Sección	Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg – m)
1	0.33	2,400	792	3.78	2,993.76
2	0.34	2,400	816	3.50	2,856
3	9.00	2,500	22,500	5.67	127,575
4	27.00	2,500	67,500	3.50	236,250
5	9.00	2,500	22,500	1.33	29,925
6	7.00	2,500	17,500	3.50	61,250
7	4.16	1,770	7,367.63	6.54	48,184.30
8	9.00	1,770	15,930.00	6.33	100,836.90
Total			154,905.63		609,870.96

Fuente: elaboración propia.

Los pesos específicos son para: concreto de 2400 kg/m³, concreto ciclópeo de 2500 kg/m³ y del suelo de 1770 kg/m³.

- **Revisión del estribo sin superestructura**

$$\text{Volteo: } \frac{M_E}{M_V} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento: } 0.5 * \left[\frac{W_{\text{subestructura}}}{E} \right] > 1.5$$

$$\text{Presiones: } \frac{W_{\text{subestructura}}}{A} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{B_{\text{estribo}}} \right) \right] < V_s$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 101):

M_E : momento estabilizante = 609,870.96 kg-m.

M_V : momento de volteo = 141,031.40 kg-m.

$W_{\text{subestructura}}$: peso total de la subestructura = 154,905.63 kg.

E : empuje total = 35,107.20 kg.

A : área del estribo = 7.00 * 4.70 = 32.90 m².

e : excentricidad = 0.48 m.

B_{estribo} : base del estribo = 7.00 m.

V_s : valor soporte del suelo = 29,720 kg/m²

Revisión por volteo:

$$\text{Volteo: } \frac{M_E}{M_V} > 1.5$$

$$\text{Volteo: } \frac{609,870.96}{141,031.40} > 1.5$$

$$\text{Volteo: } 4.32 > 1.5$$

Revisión por deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento: } 0.5 * \left[\frac{W_{\text{subestructura}}}{E} \right] > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento: } 0.5 * \left[\frac{154,905.63}{35,107.20} \right] > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento: } 2.21 > 1.5$$

Revisión por presiones:

$$\text{Presiones: } \frac{W_{\text{subestructura}}}{A} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{B_{\text{estribo}}} \right) \right] < V_s$$

La fórmula de excentricidad “e” es:

$$e = \frac{B_{\text{estribo}}}{2} - a$$

El valor de “a” es el esfuerzo en el terreno y se calcula con la ecuación:

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_{\text{subestructura}}} \quad 3a > B_{\text{estribo}}$$

$$a = \frac{609,870.96 - 141,031.40}{154,905.63}$$

$$a = 3.02$$

$$3a > B_{\text{estribo}}$$

$$3(3.02) > 7.00$$

$$9.06 > 7.00$$

Entonces la excentricidad es:

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - a$$

$$e = \frac{7.00}{2} - 3.02$$

$$e = 0.48$$

Se procede a calcular las presiones máxima y mínima:

$$Presión\ máxima: \frac{154,905.63}{32.90} * \left[1 + \left(6 * \frac{0.48}{7.00} \right) \right] < 29,720\ kg/m^2$$

$$Presión\ máxima: 6,645.54\ kg/m^2 < 29,720\ kg/m^2$$

$$Presión\ mínima: \frac{154,905.63}{32.90} * \left[1 - \left(6 * \frac{0.48}{7.00} \right) \right] > 0$$

$$Presión\ mínima: 2,771.22\ kg/m^2 > 0$$

Las revisiones por volteo, deslizamiento y presiones cumplen las condiciones.

- **Revisión del estribo con superestructura**

$$Volteo: \frac{ME_{total}}{M_v} > 1.5$$

$$Deslizamiento: 0.5 * \left[\frac{W_{subestructura} + W_{superestructura}}{E} \right] > 1.5$$

$$\text{Presiones: } \frac{W_{\text{subestructura}} + W_{\text{superestructura}}}{A} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{B_{\text{estribo}}} \right) \right] < V_s$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 110):

ME_{total} : momento estabilizante total (kg-m).

M_V : momento de volteo = 141,031.40 kg-m.

$W_{\text{subestructura}}$: peso total de la subestructura = 154,905.63 kg.

$W_{\text{superestructura}}$: peso total de la superestructura (kg).

E : empuje total = 35,107.20 kg.

A : área del estribo = $7.00 * 4.70 = 32.90 \text{ m}^2$.

e : excentricidad = 0.23 m.

B_{estribo} : base del estribo = 7.00 m.

V_s : valor soporte del suelo = 29,720 kg/m².

Es necesario verificar si el estribo soporta el peso de la superestructura.

- **Carga muerta:**

$$W_{\text{losa}} = 0.20 * 18.00 * 4.70 * 2400 = 40,608 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 0.50 * 1.10 * 18.00 * 2 * 2400 = 47,520 \text{ kg}$$

$$W_{\text{banqueta}} = 0.60 * 18.00 * 0.20 * 2 * 2400 = 10,368 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragma exterior}} = 0.30 * 0.55 * 4.00 * 2 * 2400 = 3,168 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragma interior}} = 0.30 * 0.90 * 4.00 * 2 * 2400 = 5,184 \text{ kg}$$

$$W_{CM} = 40,608 + 47,520 + 10,368 + 3,168 + 5,184$$

$$W_{CM} = 106,848 \text{ kg}$$

- **Carga viva:**

$W_{CV} = 0.5$ del eje más pesado del camión de diseño H20 – 44

$$W_{CV} = 8,000 \text{ kg}$$

- **Carga total:**

$$W_{superestructura} = 1.4 * W_{CM} + 1.7 * W_{CV}$$

$$W_{superestructura} = 1.4(106,848) + 1.7(8,000)$$

$$W_{superestructura} = 163,187.20 \text{ kg}$$

Momento estabilizante de la superestructura

$$ME_2 = W_{superestructura} * \frac{B_{estribo}}{2}$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 108):

ME_2 : momento estabilizante superestructura (kg-m).

$W_{superestructura}$: carga total de la superestructura = 163,187.20 kg.

$B_{estribo}$: base del estribo (brazo que hace momento): 7.00 m.

$$ME_2 = 163,187.20 * \frac{7.00}{2}$$

$$ME_2 = 571,155.20 \text{ kg} - m$$

- **Momento estabilizante de la subestructura + la superestructura**

$$ME_{total} = ME_1 + ME_2$$

Donde (Villafuerte-Sosa, 2015, p. 108):

ME_{total} : momento estabilizante total (kg-m).

ME_1 : momento estabilizante subestructura = 609,870.96 kg-m.

ME_2 : momento estabilizante superestructura = 571,155.20 kg-m

$$ME_{total} = 609,870.96 + 571,155.20$$

$$ME_{total} = 1,181,026.16 \text{ kg} - m$$

Revisión por volteo:

$$\text{Volteo: } \frac{1,181,026.16}{141,031.40} > 1.5$$

$$\text{Volteo: } 8.37 > 1.5$$

Revisión por deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento: } 0.5 * \left[\frac{154,905.63 + 163,187.20}{35,107.20} \right] > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento: } 4.53 > 1.5$$

Revisión por presiones:

$$\text{Presiones: } \frac{W_{subestructura} + W_{superestructura}}{A} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{B_{estribo}} \right) \right] < V_s$$

La fórmula de excentricidad “e” es:

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - a$$

El valor de “a” es el esfuerzo en el terreno y se calcula con la ecuación:

$$a = \frac{ME_{total} - M_V}{W_{subestructura} + W_{superestructura}} \quad 3a > B_{estribo}$$

$$a = \frac{1,181,026.16 - 141,031.40}{154,905.63 + 163,187.20}$$

$$a = 3.27$$

$$3a > B_{estribo}$$

$$3(3.27) > 7.00$$

$$9.81 > 7.00$$

Entonces la excentricidad es:

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - a$$

$$e = \frac{7.00}{2} - 3.27$$

$$e = 0.23$$

Se procede a calcular las presiones máxima y mínima:

$$\text{Presión máxima: } \frac{154,905.63 + 163,187.20}{32.90} * \left[1 + \left(6 * \frac{0.23}{7.00} \right) \right] < 29,720 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión máxima: } 11,574.55 \text{ kg/m}^2 < 29,720 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión mínima: } \frac{154,905.63 + 163,187.20}{32.90} * \left[1 - \left(6 * \frac{0.23}{7.00} \right) \right] > 0$$

$$\text{Presión mínima: } 7,762.40 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Las revisiones por volteo, deslizamiento y presiones cumplen las condiciones. Por lo tanto, las dimensiones consideradas de los estribos son admisibles, indicando que resistirán las presiones en ambos casos evaluados.

- **Obras de protección**

La función es disminuir el riesgo en los puentes vehiculares. De tal modo que el principal problema de estos es el socavamiento que sufren los estribos, provocando pérdida de estabilidad.

De manera que se propone la construcción de aletones de concreto ciclópeo en prolongación del estribo. Por esta razón deben de ser colocados a un ángulo de 45° y sus dimensiones son las mismas de la sección del estribo con una longitud de 2.50 metros.

3.8 Especificaciones técnicas

Estas indican el procedimiento para la construcción del puente vehicular, con el fin de garantizar que la obra sea de calidad satisfactoria.

Las especificaciones técnicas de construcción del puente vehicular están basadas en normas de instituciones nacionales e internacionales.

- **Trabajos preliminares**

Previamente se debe realizar un recorrido en el lugar, ubicando los elementos de obra a lo planteado en los planos. De tal forma que es necesaria la limpieza de basura, vegetación o cualquier objeto para que no interfiera con la construcción.

- **Replanteo topográfico**

Se necesita ubicar con precisión las cotas específicas de los elementos estructurales del puente.

- **Excavación**

Se deberá realizar la excavación por medio de maquinaria, utilizando excavadora y camión de volteo, pudiendo también realizarse manualmente cuando la situación lo necesite.

- **Encofrado**

De acuerdo con la Dirección General de Caminos del libro azul, indica que el encofrado de madera debe estar en contacto directo con el concreto para la elaboración del puente. Es decir que el encofrado tiene que ser rígido y estable para garantizar que mantenga su posición y forma durante su uso, así mismo ajustarse a la forma, medidas y niveles especificados para evitar la fuga del concreto desde su fundición hasta su fraguado.

- **Desencofrado**

Se realiza con el cuidado necesario para no causar daños a la estructura. De tal forma que para su retiro se debe de cumplir con el tiempo de fraguado y con la autorización del supervisor de obra.

- **Recubrimientos**

La norma AASHTO 8.22 explica que los recubrimientos dependerán según el tipo de elemento que se esté trabajando. Estos se indican en los planos constructivos.

- **Longitud de desarrollo**

La norma AASHTO 8.24.1.12 describe que se debe proporcionar a las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieran por diseño, siendo 15 veces el diámetro de la barra de acero o $L/20$.

- **Traslapes**

Respecto a la norma AASHTO 8.25 la longitud de traslape debe de ser mínimo 30 veces el diámetro de la varilla principal, pero en ningún caso menor a 30 cm. Se debe evitar realizar traslapes en puntos críticos donde el esfuerzo sea máximo.

- **Dobleces**

La norma AASHTO 8.23.2.2 indica que deben realizarse en frío y en un equivalente de 6 veces el diámetro de la varilla cuando se trate de 180 grados o 12 veces el diámetro cuando se trate de 90 grados.

- **Concreto**

Los elementos estructurales serán de concreto armado de resistencia de 281 kg/cm² a los 28 días de proporción 1: 2: 2 de cemento, arena y pedrín.

- **Concreto ciclópeo**

Para la construcción de estribos y aletones serán de concreto ciclópeo. Siendo de proporción 65% piedra bola de canto rodado y 35% de concreto de resistencia 210 kg/cm² de proporción 1: 2: 3.

- **Cemento**

El cemento será tipo Portland de la clase UGC, siendo de alta calidad y marca reconocida, que cumpla con las condiciones físicas y químicas según la norma COGUANOR NGO 41 095.

- **Agregados**

En este caso existen diferentes tipos de agregados tales como grueso y fino, estos ayudan en el funcionamiento y adherencia al concreto. Se utilizará piedrín triturado como grueso, con un diámetro no mayor a 3/4" y arena de río como fino. Los cuales tienen que estar libres de arcilla, desechos orgánicos y sales minerales, ya que afectarían la calidad y propiedad del concreto.

- **Agua**

El agua debe encontrarse limpia y libre de impurezas que pueden manchar o decolorar el concreto o ya sea otra utilización en la obra.

- **Acero de refuerzo**

Se usará acero corrugado de grado 40 y 60, con límites de fluencia de 2,810 kg/cm² y 4,200 kg/cm² respectivamente. Deberá estar libre de óxido o de material que afecte su funcionalidad e interfiera con la adherencia con el concreto. Estos deberán cumplir con las especificaciones COGUANOR NGO 36 011.

3.9 Planos de construcción

En la tabla 24 se presenta la descripción de los planos de construcción que se encuentran en el apéndice E.

Tabla 24. **Descripción de planos de construcción**

No.	Descripción del plano
1	Curvas a nivel
2	Perfil topográfico
3	Planta acotada y detalle armado de losa
4	Detalle armado de viga y diafragma exterior e interior
5	Detalle armado de barandal, cortina, viga de apoyo y detalle de apoyo elastomérico
6	Planta y detalle estribo con aletones

Fuente: elaboración propia.

3.10 Presupuesto

El costo total del diseño del puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula, asciende a la cantidad de Q. 1,112,649.22.

3.10.1 Integración de precios unitarios

Se presenta la integración de los precios unitarios del diseño del puente vehicular de la tabla 25 a la 36, así mismo la cuantificación de materiales en la tabla 37.

Tabla 25. Trabajos preliminares

1	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Trabajos preliminares	unidad		1.00	Q3,482.84
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cal hidratada	2.00	saco	Q35.00	Q70.00
	Clavo de 3"	1.00	libra	Q8.00	Q8.00
	Hilo de nylon	2.00	rollo	Q15.00	Q30.00
	Madera rústica (2" x 3" x 10')	45.00	pie tabla	Q6.00	Q270.00
	Subtotal material				Q378.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Limpieza de terreno	84.60	m ²	Q8.00	Q676.80
	Replanteo topográfico	84.60	m ²	Q10.00	Q846.00
	Trazo y estaqueado	84.60	m ²	Q5.00	Q423.00
	Subtotal mano de obra				Q1,945.80
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Equipo topográfico	1.00	día	Q200.00	Q200.00
	Subtotal mano de obra				Q200.00
	Total costo directo				Q2,523.80
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q252.38
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q126.19
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q378.57
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q201.90
	Total costo indirecto				Q959.04
	Costo total renglón				Q3,482.84

Fuente: elaboración propia.

Tabla 26. Excavación

2	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Excavación y nivelación	m³		701.19	Q186.40
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Madera rústica (2" x 3" x 10')	100.00	pie tabla	Q6.00	Q600.00
	Clavo de 3"	3.00	libra	Q8.00	Q24.00
	Subtotal material				Q624.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Ayudantes	5.00	jornal	Q100.00	Q500.00
	Zanjeo para cimentación	701.19	m³	Q35.00	Q24,541.65
	Subtotal mano de obra				Q25,041.65
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Retroexcavadora	65.00	hora	Q350.00	Q22,750.00
	Camión de volteo	5.00	día	Q1,300.00	Q6,500.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q29,250.00
	Total costo directo				Q54,915.65
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q5,491.57
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q2,745.78
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q8,237.35
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q4,393.25
	Total costo indirecto				Q75,783.60
	Costo total renglón				Q130,699.25

Fuente: elaboración propia.

Tabla 27. Estribos y aletones

3	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Estribos y aletones	m ³		847.39	Q726.93
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	2491.00	saco	Q76.00	Q189,316.00
	Arena de río	163.00	m ³	Q180.00	Q29,340.00
	Piedrín triturado de 1/2"	163.00	m ³	Q190.00	Q30,970.00
	Piedra de canto rodado	551.00	m ³	Q125.00	Q68,875.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	1480.00	pie tabla	Q6.00	Q8,880.00
	Clavo de 3"	35.00	libra	Q8.00	Q280.00
	Subtotal material				Q327,661.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Formaleteado	263.00	m ²	Q15.00	Q3,945.00
	Colocación de piedra y fundición de concreto	847.39	m ³	Q135.00	Q114,397.65
	Subtotal mano de obra				Q118,342.65
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concretera	2.00	día	Q185.00	Q370.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q370.00
	Total costo directo				Q446,373.65
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q44,637.37
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q22,318.68
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q66,956.05
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q35,709.89
	Total costo indirecto				Q169,621.99
	Costo total renglón				Q615,995.64

Fuente: elaboración propia.

Tabla 28. Viga de apoyo y cortina

4	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Viga de apoyo y cortina	m ³		6.86	Q3,585.49
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	69.00	saco	Q76.00	Q5,244.00
	Arena de río	4.00	m ³	Q180.00	Q720.00
	Piedrín triturado de 1/2"	4.00	m ³	Q190.00	Q760.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	215.00	pie tabla	Q6.00	Q1,290.00
	Clavo de 3"	12.00	libra	Q8.00	Q96.00
	Alambre de amarre	24.00	libra	Q7.00	Q168.00
	Acero No. 3 (3/8") grado 40	26.00	varilla	Q22.00	Q572.00
	Acero No. 6 (3/4") grado 40	29.00	varilla	Q127.00	Q3,683.00
	Subtotal material				Q12,533.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	84.60	m	Q35.00	Q2,961.00
	Elaboración de estribos	112.00	unidad	Q10.00	Q1,120.00
	Formateado	20.00	m ²	Q15.00	Q300.00
	Colocación de concreto	6.86	m ³	Q75.00	Q514.50
	Desencofrado	20.00	m ²	Q8.00	Q160.00
	Subtotal mano de obra				Q5,055.50
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concretera	1.00	día	Q185.00	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q235.00
	Total costo directo				Q17,823.50
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q1,782.35
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q891.18
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q2,673.53
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q1,425.88
	Total costo indirecto				Q6,772.93
	Costo total renglón				Q24,596.43

Fuente: elaboración propia.

Tabla 29. Apoyos elastoméricos

5	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Apoyos elastoméricos	unidad		4.00	Q6,762.00
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Apoyos de neopreno dureza shore grado 60 (50x50x0.10cm) + placas	2.00	unidad	Q4,800.00	Q9,600.00
	Apoyos de neopreno dureza shore grado 60 (50x50x0.05cm) + placas	2.00	unidad	Q4,300.00	Q8,600.00
	Subtotal material				Q18,200.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Colocación de apoyos elastoméricos	4.00	unidad	Q350.00	Q1,400.00
	Subtotal mano de obra				Q1,400.00
	Total costo directo				Q19,600.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q1,960.00
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q980.00
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q2,940.00
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q1,568.00
	Total costo indirecto				Q7,448.00
	Costo total renglón				Q27,048.00

Fuente: elaboración propia.

Tabla 30. Viga principal

6	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Viga principal	m³		23.40	Q4,230.18
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	234.00	saco	Q76.00	Q17,784.00
	Arena de río	13.00	m³	Q180.00	Q2,340.00
	Piedrín triturado de 1/2"	13.00	m³	Q190.00	Q2,470.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	1235.00	pie tabla	Q6.00	Q7,410.00
	Madera rústica (3" x 4" x 10')	865.00	pie tabla	Q6.00	Q5,190.00
	Clavo de 3"	48.00	libra	Q8.00	Q384.00
	Alambre de amarre	80.00	libra	Q7.00	Q560.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	114.00	varilla	Q34.00	Q3,876.00
	Acero No. 5 (5/8") grado 60	36.00	varilla	Q75.00	Q2,700.00
	Acero No. 8 (1") grado 60	30.00	varilla	Q195.00	Q5,850.00
	Acero No. 11 (1 3/8") grado 60	36.00	varilla	Q420.00	Q15,120.00
	Subtotal material				Q63,684.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	36.00	m	Q35.00	Q1,260.00
	Elaboración de estribos	192.00	unidad	Q10.00	Q1,920.00
	Elaboración de eslabones	60.00	unidad	Q8.00	Q480.00
	Andamio	36.00	m	Q8.00	Q288.00
	Formaleteado	81.40	m²	Q15.00	Q1,221.00
	Colocación de concreto	23.40	m³	Q75.00	Q1,755.00
	Desencofrado	81.40	m²	Q8.00	Q651.20
	Subtotal mano de obra				Q7,575.20
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concreteira	2.00	día	Q185.00	Q370.00
	Vibrador	2.00	día	Q50.00	Q100.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q470.00
	Total costo directo				Q71,729.20
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q7,172.92
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q3,586.46
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q10,759.38
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q5,738.34
	Total costo indirecto				Q27,257.10
	Costo total renglón				Q98,986.30

Fuente: elaboración propia.

Tabla 31. Diafragma exterior

7	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Diafragma exterior	m³		1.56	Q5,898.62
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	16.00	saco	Q76.00	Q1,216.00
	Arena de río	1.00	m³	Q180.00	Q180.00
	Piedrín triturado de 1/2"	1.00	m³	Q190.00	Q190.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	150.00	pie tabla	Q6.00	Q900.00
	Madera rústica (3" x 4" x 10')	105.00	pie tabla	Q6.00	Q630.00
	Clavo de 3"	4.00	libra	Q8.00	Q32.00
	Alambre de amarre	8.00	libra	Q7.00	Q56.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	16.00	varilla	Q34.00	Q544.00
	Acero No. 5 (5/8") grado 40	6.00	varilla	Q57.00	Q342.00
	Acero No. 6 (3/4") grado 40	8.00	varilla	Q127.00	Q1,016.00
	Subtotal material				Q5,106.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	8.00	m	Q35.00	Q280.00
	Elaboración de estribos	28.00	unidad	Q10.00	Q280.00
	Elaboración de eslabones	56.00	unidad	Q8.00	Q448.00
	Andamio	8.00	m	Q8.00	Q64.00
	Formaleteado	6.00	m²	Q15.00	Q90.00
	Colocación de concreto	1.56	m³	Q75.00	Q117.00
	Desencofrado	6.00	m²	Q8.00	Q48.00
	Subtotal mano de obra				Q1,327.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concreteira	1.00	día	Q185.00	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q235.00
	Total costo directo				Q6,668.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q666.80
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q333.40
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q1,000.20
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q533.44
	Total costo indirecto				Q2,533.84
	Costo total renglón				Q9,201.84

Fuente: elaboración propia.

Tabla 32. Diafragma interior

8	Renglón	Medida	Cantidad	Precio unitario
	Diafragma interior	m ³	2.64	Q5,232.50
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.
	Cemento UGC	27.00	saco	Q76.00
	Arena de río	1.50	m ³	Q180.00
	Piedrín triturado de 1/2"	1.50	m ³	Q190.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	235.00	pie tabla	Q6.00
	Madera rústica (3" x 4" x 10')	165.00	pie tabla	Q6.00
	Clavo de 3"	6.00	libra	Q8.00
	Alambre de amarre	15.00	libra	Q7.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	20.00	varilla	Q34.00
	Acero No. 5 (5/8") grado 40	8.00	varilla	Q57.00
	Acero No. 6 (3/4") grado 40	14.00	varilla	Q127.00
	Subtotal material			Q8,074.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.
	Elaboración de armadura	8.00	m	Q35.00
	Elaboración de estribos	28.00	unidad	Q10.00
	Elaboración de eslabones	84.00	unidad	Q8.00
	Andamio	8.00	m	Q8.00
	Formaleteado	9.00	m ²	Q15.00
	Colocación de concreto	2.64	m ³	Q75.00
	Desencofrado	9.00	m ²	Q8.00
	Subtotal mano de obra			Q1,701.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.
	Concretera	1.00	día	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo			Q235.00
	Total costo directo			Q10,010.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)			Q1,001.00
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)			Q500.50
	Utilidades 15% (sobre costo directo)			Q1,501.50
	Impuestos 8% (sobre costo directo)			Q800.80
	Total costo indirecto			Q3,803.80
	Costo total renglón			Q13,813.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla 33. Losa

9	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Losa	m ³		12.60	Q3,985.90
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	126.00	saco	Q76.00	Q9,576.00
	Arena de río	7.00	m ³	Q180.00	Q1,260.00
	Piedrín triturado de 1/2"	7.00	m ³	Q190.00	Q1,330.00
	Madera rústica (1" x 12" x 10')	1010.00	pie tabla	Q6.00	Q6,060.00
	Madera rústica (3" x 4" x 10')	700.00	pie tabla	Q6.00	Q4,200.00
	Clavo de 3"	20.00	libra	Q8.00	Q160.00
	Alambre de amarre	135.00	libra	Q7.00	Q945.00
	Acero No. 3 (3/8") grado 40	57.00	varilla	Q22.00	Q1,254.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	212.00	varilla	Q34.00	Q7,208.00
	Subtotal material				Q31,993.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	22.00	m	Q35.00	Q770.00
	Andamio	36.00	m	Q8.00	Q288.00
	Formaleteado	94.00	m ²	Q15.00	Q1,410.00
	Colocación de concreto	12.60	m ³	Q75.00	Q945.00
	Desencofrado	94.00	m ²	Q8.00	Q752.00
	Subtotal mano de obra				Q4,165.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concreteira	1.00	día	Q185.00	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q235.00
	Total costo directo				Q36,393.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q3,639.30
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q1,819.65
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q5,458.95
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q2,911.44
	Total costo indirecto				Q13,829.34
	Costo total renglón				Q50,222.34

Fuente: elaboración propia.

Tabla 34. Banqueta

10	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Banqueta	m³		4.32	Q3,123.85
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	44.00	saco	Q76.00	Q3,344.00
	Arena de río	2.50	m³	Q180.00	Q450.00
	Piedrín triturado de 1/2"	2.50	m³	Q190.00	Q475.00
	Clavo de 3"	9.00	libra	Q8.00	Q72.00
	Alambre de amarre	30.00	libra	Q7.00	Q210.00
	Acero No. 3 (3/8") grado 40	15.00	varilla	Q22.00	Q330.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	54.00	varilla	Q34.00	Q1,836.00
	Tubo PVC Ø 3" (6 m)	1.00	tubo	Q260.00	Q260.00
	Subtotal material				Q6,977.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	36.00	m	Q35.00	Q1,260.00
	Andamio	36.00	m	Q8.00	Q288.00
	Colocación de tubos (0.40 m)	14.00	unidad	Q25.00	Q350.00
	Formaleteado	15.00	m²	Q15.00	Q225.00
	Colocación de concreto	4.32	m³	Q75.00	Q324.00
	Desencofrado	15.00	m²	Q8.00	Q120.00
	Subtotal mano de obra				Q2,567.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concretera	1.00	día	Q185.00	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q235.00
	Total costo directo				Q9,779.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q977.90
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q488.95
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q1,466.85
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q782.32
	Total costo indirecto				Q3,716.02
	Costo total renglón				Q13,495.02

Fuente: elaboración propia.

Tabla 35. **Barandal**

11	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Barandal	m³		1.14	Q15,976.28
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Cemento UGC	12.00	saco	Q76.00	Q912.00
	Arena de río	1.00	m³	Q180.00	Q180.00
	Piedrín triturado de 1/2"	1.00	m³	Q190.00	Q190.00
	Clavo de 3"	7.00	libra	Q8.00	Q56.00
	Alambre de amarre	30.00	libra	Q7.00	Q210.00
	Acero No. 3 (3/8") grado 40	39.00	varilla	Q22.00	Q858.00
	Acero No. 4 (1/2") grado 40	20.00	varilla	Q34.00	Q680.00
	Tubo HG Ø 3"	12.00	tubo	Q490.00	Q5,880.00
	Subtotal material				Q8,966.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Elaboración de armadura	26.00	m	Q35.00	Q910.00
	Elaboración de estribos	260.00	unidad	Q8.00	Q2,080.00
	Colocación de tubos	12.00	tubo	Q25.00	Q300.00
	Formaleteado	27.00	m²	Q15.00	Q405.00
	Colocación de concreto	1.14	m³	Q75.00	Q85.80
	Desencofrado	27.00	m²	Q8.00	Q216.00
	Subtotal mano de obra				Q3,996.80
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Concreteira	1.00	día	Q185.00	Q185.00
	Vibrador	1.00	día	Q50.00	Q50.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q235.00
	Total costo directo				Q13,197.80
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q1,319.78
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q659.89
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q1,979.67
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q1,055.82
	Total costo indirecto				Q5,015.16
	Costo total renglón				Q18,212.96

Fuente: elaboración propia.

Tabla 36. Relleno y compactación

12	Renglón	Medida		Cantidad	Precio unitario
	Relleno y compactación	m³		1146.47	Q93.24
	Material	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Material de excavación	701.19	m³	-	-
	Material selecto	445.28	m³	Q125.00	Q55,660.00
	Subtotal material				Q55,660.00
	Mano de obra	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Peones	12.00	jornal	Q100.00	Q1,200.00
	Subtotal mano de obra				Q1,200.00
	Maquinaria y equipo	Cantidad	Medida	Precio U.	Subtotal
	Camión de volteo	2.00	día	Q1,300.00	Q2,600.00
	Compactadora tipo bailarina	12.00	día	Q300.00	Q3,600.00
	Camión cisterna	12.00	día	Q1,200.00	Q14,400.00
	Subtotal maquinaria y equipo				Q20,600.00
	Total costo directo				Q77,460.00
	Gastos administrativos 10% (sobre costo directo)				Q7,746.00
	Imprevistos 5% (sobre costo directo)				Q3,873.00
	Utilidades 15% (sobre costo directo)				Q11,619.00
	Impuestos 8% (sobre costo directo)				Q6,196.80
	Total costo indirecto				Q29,434.80
	Costo total renglón				Q106,894.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla 37. Cuantificación de materiales

Materiales	Cantidad	Medida	Precio Unitario	Subtotal
Acero No. 3 (3/8") grado 40	137.00	varilla	Q22.00	Q3,014.00
Acero No. 4 (1/2") grado 40	436.00	varilla	Q34.00	Q14,824.00
Acero No. 5 (5/8") grado 40	14.00	varilla	Q57.00	Q798.00
Acero No. 5 (5/8") grado 60	36.00	varilla	Q75.00	Q2,700.00
Acero No. 6 (3/4") grado 40	51.00	varilla	Q127.00	Q6,477.00
Acero No. 8 (1") grado 60	30.00	varilla	Q195.00	Q5,850.00
Acero No. 11 (1 3/8") grado 60	36.00	varilla	Q420.00	Q15,120.00
Alambre de amarre	322.00	libra	Q7.00	Q2,254.00
Apoyos de neopreno dureza shore grado 60 (50x50x0.10cm) + placas	2.00	unidad	Q4,800.00	Q9,600.00
Apoyos de neopreno dureza shore grado 60 (50x50x0.05cm) + placas	2.00	unidad	Q4,300.00	Q8,600.00
Arena de río	193.00	m³	Q180.00	Q34,740.00
Cal hidratada	2.00	saco	Q35.00	Q70.00
Cemento UGC	3019.00	saco	Q76.00	Q229,444.00
Clavo de 3"	145.00	libra	Q8.00	Q1,160.00
Hilo de nylon	2.00	rollo	Q15.00	Q30.00
Madera rústica (1" x 12" x 10')	4325.00	pie tabla	Q6.00	Q25,950.00
Madera rústica (2" x 3" x 10')	145.00	pie tabla	Q6.00	Q870.00
Madera rústica (3" x 4" x 10')	1835.00	pie tabla	Q6.00	Q11,010.00
Material selecto	445.28	m³	Q125.00	Q55,660.00
Piedra de canto rodado	551.00	m³	Q125.00	Q68,875.00
Piedrín triturado de 1/2"	193.00	m³	Q190.00	Q36,670.00
Tubo HG Ø 3"	12.00	tubo	Q490.00	Q5,880.00
Tubo PVC Ø 3" (6 m)	1.00	tubo	Q260.00	Q260.00
Total de materiales				Q539,856.00

Fuente: elaboración propia.

3.10.2 Resumen de presupuesto

Se presenta el resumen de los renglones de trabajo, impuestos y gastos administrativos del diseño del puente vehicular de la tabla 38 a la 40.

Tabla 38. Resumen de renglones de trabajo

No.	Renglón	Cantidad	Medida	Precio unitario	Total parcial
1	Trabajos preliminares	1.00	unidad	Q3,482.84	Q3,482.84
2	Excavación y nivelación	701.19	m ³	Q186.40	Q130,699.25
3	Estribos y aletones	847.39	m ³	Q726.93	Q615,995.64
4	Viga de apoyo y cortina	6.86	m ³	Q3,585.49	Q24,596.43
5	Apoyos elastoméricos	4.00	unidad	Q6,762.00	Q27,048.00
6	Viga principal	23.40	m ³	Q4,230.18	Q98,986.30
7	Diafragma exterior	1.56	m ³	Q5,898.62	Q9,201.84
8	Diafragma interior	2.64	m ³	Q5,232.50	Q13,813.80
9	Losa	12.60	m ³	Q3,985.90	Q50,222.34
10	Banqueta	4.32	m ³	Q3,123.85	Q13,495.02
11	Barandal	1.14	m ³	Q15,976.28	Q18,212.96
12	Relleno y compactación	1146.47	m ³	Q93.24	Q106,894.80
				Total	Q1,112,649.22

Fuente: elaboración propia.

Tabla 39. Resumen de impuestos

Desglose de impuesto	
Descripción	Total
Total de materiales	Q539,856.00
Total de mano de obra	Q174,317.60
Total de maquinaria y equipo	Q52,300.00
Total costos directos	Q766,473.60
Utilidad (15% de costos directos)	Q114,971.04
ISR (25% de utilidad)	Q28,742.76
IVA (12% de utilidad y mano de obra)	Q34,714.64
Total de impuestos	Q63,457.40
% de costos directos	8%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 40. Resumen de gastos administrativos

Gastos administrativos				
Tiempo de ejecución: 4 meses				
Dirección de campo				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Subtotal
Ingeniero	6	Q75.00	Q9,000.00	Q36,000.00
Secretaria	4	Q40.00	Q3,200.00	Q12,800.00
Contador	4	Q45.00	Q3,600.00	Q14,400.00
			Total	Q63,200.00
Alquileres y depreciaciones				
Descripción			Costo/mes	Subtotal
Alquiler de local			Q500.00	Q2,000.00
Energía eléctrica, teléfono e internet			Q200.00	Q800.00
Mantenimiento general			Q200.00	Q800.00
			Total	Q3,600.00
Obligaciones y seguros				
Descripción			Costo/mes	Subtotal
IGSS (10.67% de gastos de dirección de campo)			Q6,743.44	Q6,743.44
Seguros varios y fianzas			Q1,000.00	Q1,000.00
			Total	Q7,743.44
			Total	Q74,543.44
Total costos directos				Q766,473.60
% de costos directos				10%

Fuente: elaboración propia.

3.10.3 Cronograma de ejecución físico y financiero

En la tabla 41 se presenta el cronograma de ejecución del diseño del puente vehicular río Chantiago.

Tabla 41. Cronograma de ejecución físico y financiero

No.	Renglón	Cantidad	Medida	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Costo por renglón
1	Trabajos preliminares	1.00	unidad	■																Q3,482.84
2	Excavación y nivelación	701.19	m³	■																Q130,699.25
3	Estribos y aletones	847.39	m³	■	■															Q615,995.64
4	Viga de apoyo y cortina	6.86	m³			■	■													Q24,596.43
5	Apoyos elastoméricos	4.00	unidad				■													Q27,048.00
6	Viga principal	23.40	m³					■	■	■										Q98,986.30
7	Diafragma exterior	1.56	m³							■	■									Q9,201.84
8	Diafragma interior	2.64	m³								■	■								Q13,813.80
9	Losa	12.60	m³									■	■	■						Q50,222.34
10	Banqueta	4.32	m³											■	■					Q13,495.02
11	Barandal	1.14	m³												■	■				Q18,212.96
12	Relleno y compactación	1146.47	m³														■	■		Q106,894.80
Avance financiero				Q801,822.16				Q115,095.04				Q63,876.75				Q131,855.27				Q1,112,649.22
Porcentaje de avance				40%				25%				15%				20%				100%
Porcentaje de avance acumulado				40%				65%				80%				100%				

Fuente: elaboración propia.

3.11 Análisis de impacto ambiental inicial

Del Valle-Castillo (2010) expresa que “el impacto ambiental es la alteración, modificación o cambio en el ambiente o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana” (p. 93).

En la tabla 42 se presenta el análisis ambiental inicial del diseño del puente vehicular, respecto al impacto y medidas de mitigación de los recursos en la colonia Santa Gudelia.

Tabla 42. Análisis de impacto ambiental inicial

Puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia		
Recursos	Impacto	Medidas de mitigación
Atmosféricos	- Suspensión de partículas por excavaciones. - Enfermedades respiratorias producido por polvo y materiales que contienen químicos. - Contaminación visual y auditiva.	- Uso de mascarillas para los trabajadores. - Que la maquinaria tenga mantenimiento para no emitir contaminantes. - Humedecer el área de trabajo para no provocar suspensión de polvos. - Mantener el área de trabajo y herramientas limpio. - El proceso de construcción debe de realizarse en horas hábiles por el exceso de ruido.

Continuación de tabla 42

Hídricos	- Alteración del cauce del río. - Degradación de la calidad del agua. - Contaminación por disposición de excretas de los trabajadores.	- Construir durante la estación seca para minimizar la alteración del drenaje superficial. - Evitar el lavado de herramientas cerca de la fuente hídrica. - Instalación de sanitarios portátiles para la disposición de excretas en el área de trabajo.
Suelo	- Erosión del suelo producido por la excavación. - Contaminación del suelo generado por desechos sólidos. - Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	- Conservar la estabilización física del suelo para evitar socavamiento. - El material de excavación deberá ser trasladado a un lugar adecuado para luego ser colocado de relleno. - Compactar debidamente el relleno. - Colocación de depósitos para desechos sólidos en lugares estratégicos para evitar contaminación. - Trasladar a sitios adecuados el material de desperdicio.

Fuente: elaboración propia.

3.12 Análisis socioeconómico

El análisis socioeconómico permite evaluar las características económicas de la población con la ejecución del proyecto del puente vehicular en la colonia Santa Gudelia, en la ciudad de Esquipulas.

3.12.1 Valor Presente Neto – VPN

El VPN se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento (Rossales-García, 2015, p. 181).

Para calcular el VPN se utiliza la ecuación (Contreras-Paz, 2016, p. 157):

$$VPN = -P_i \left(\frac{P}{F}, i, t \right)$$

VPN = Valor presente neto (Q).

P_i = Inversión inicial (Q. 1,112,649.22).

i = Tasa de descuento (%).

t = Período de vida útil del proyecto (años).

Si $VPN > 0$, el proyecto es económicamente rentable.

Si $VPN = 0$, el proyecto es indiferente.

Si $VPN < 0$, el proyecto no es económicamente rentable.

Para la ejecución del puente vehicular, la Municipalidad de Esquipulas invertirá Q. 1,112,649.22. Por lo que el costo anual por mantenimiento de la obra es igual a cero y como el período de diseño es para 20 años, la tasa de descuento (tasa líder actual) es del 3.00%. El valor $(P/F, i, t)$ es 0.5537 que es el valor presente a futuro, respecto al 3.00% en 20 años.

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -Pi (P/F, i, t) \\ \text{VPN} &= -1,112,649.22 * 0.5537 \\ \text{VPN} &= -616,073.87 \end{aligned}$$

El resultado del VPN es negativo, indicando que el proyecto no es económicamente rentable. Sin embargo, se recomienda la inversión debido que es un proyecto de tipo social, el cual busca mejorar la infraestructura vial de la ciudad de Esquipulas.

3.12.2 Tasa Interna de Retorno – TIR

Su función es determinar el rendimiento de una inversión económica, que permite conocer si la tasa de interés o tasa de retorno hace que los costos sean equivalentes a los ingresos, de modo que se compara la rentabilidad de la inversión (Rossales-García, 2015, p. 184).

Respecto que el proyecto es de carácter social, la Municipalidad de Esquipulas no busca aspirar ninguna ganancia. Este tipo de inversión debe de calcularse mediante la relación costo/beneficio, siendo determinado de la siguiente manera:

Costo = inversión inicial = Q. 1,112,649.22
Beneficio = 765 habitantes beneficiados futuros

$$\frac{\text{Costo}}{\text{beneficio}} = \frac{Q. 1,112,649.22}{765 \text{ habitantes}}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{beneficio}} = \frac{Q. 1,454.44}{\text{hab}}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones en base al valor obtenido anteriormente y las disposiciones económicas que poseen.

CONCLUSIONES

1. Se efectuó el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario de 1753 metros de longitud, compuesto por colectores principales de 6 pulgadas de diámetro y 49 pozos de visita, el cual fue establecido bajo las normas generales para el diseño de alcantarillados; mostrándose adecuado y eficiente para la evacuación de aguas residuales que ofrece reducir los índices de contaminación ambiental en la aldea Carboneras, municipio de Esquipulas.
2. Se elaboró el diseño de un puente vehicular de concreto armado de 18 metros de longitud y una altura total de 7.00 metros sobre el río Chantiago en la colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas. Fue diseñado bajo las especificaciones técnicas establecidas para el diseño de puentes, presentando una solución segura y funcional; proponiendo un mejor acceso y comunicación para los habitantes del área.
3. La proyección social del Centro Universitario de Oriente se reflejó a través del Ejercicio Profesional Supervisado de la carrera de Ingeniería Civil, donde se le proporcionó a la Municipalidad de Esquipulas dos proyectos de infraestructura que fomentan el incremento socioeconómico a las comunidades. De manera que se contribuye el desarrollo para la aldea Carboneras en servir inicialmente a 60 viviendas y en un período de 32 años a 137 viviendas. Así mismo, para la ciudad de Esquipulas presentar un mejor desarrollo de red vial sobre el río Chantiago que desfoga un caudal aproximado de $137.91 \text{ m}^3/\text{s}$, a través de un cauce de 16.72 metros de ancho.

RECOMENDACIONES

1. Hacer el cumplimiento de las especificaciones técnicas y de las indicaciones correspondientes en los planos de construcción de ambos proyectos para lograr un óptimo funcionamiento.
2. Dar limpieza y mantenimiento por lo menos una vez al año a los pozos de visita para remover los desechos que pueden quedar retenidos y provoquen taponamiento en el mismo, verificando que continúen cumpliendo sus funciones adecuadamente.
3. Inspeccionar por lo menos dos veces al año el puente vehicular, con el propósito de verificar que no existan daños estructurales o socavamientos en la cimentación y siga cumpliendo la función a como fue diseñado.
4. Es indispensable la construcción de las plantas de tratamiento de aguas residuales en los puntos de desfogue del sistema de alcantarillado sanitario en la aldea Carboneras, para mitigar los efectos que genera el verterlas sin un proceso previo.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acuerdo Gubernativo del Reglamento de las Descargas y Reúso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, 236-2006. Diario de Centroamérica, No. 26 (5 de mayo de 2006).

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). *Especificaciones estándar para diseño de puentes de carreteras* (17va. ed.). Estados Unidos de América: AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *Especificaciones para el diseño de puentes* (4ta. ed.). Estados Unidos de América: AASHTO.

American Concrete Institute. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318-08)*. Estados Unidos de América: ACI.

Antillón-Fernández, H. A. (2010). *Diseño de drenaje sanitario para la zona 4 de Tiquisate y pavimentación del tramo de la cabecera municipal hacia el parcelamiento de Barriles, municipio de Tiquisate, Escuintla* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Arriola-Suárez, F. N. (2009). *Diseño del puente vehicular Curruchique y diseño para la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto del municipio de Salcajá, departamento de Quetzaltenango* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.



- Cabrera-Riépele, R. A. (1989). *Apuntes de ingeniería sanitaria 2* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.
- Comisión Guatemalteca de Normas. (2005). *Barras de acero de refuerzo para hormigón (concreto), sin exigencias especiales de soldabilidad (COGUANOR NGO 36 011)*. Guatemala: COGUANOR.
- Comisión Guatemalteca de Normas. (2005). *Cementos hidráulicos (COGUANOR NGO 41 095)*. Guatemala: COGUANOR.
- Contreras-Paz, R. F. (2016). *Diseño sistema de abastecimiento de agua potable caserío Olopita centro, aldea Olopita y sistema de alcantarillado sanitario, colonia Los Arcos, zona 1, ciudad de Esquipulas, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Ingeniería Civil, Chiquimula, Guatemala.
- Del Valle-Castillo, A. D. (2010). *Diseño de puente vehicular en la aldea Las Lagunas y diseño de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.
- Huitz-Chay, M. J. (2009). *Diseño de sistema de agua potable para el caserío Corozal Arriba, y la rehabilitación del camino rural para la aldea Pacayalito, municipio de la Unión, departamento de Zacapa* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.



Instituto de Fomento Municipal. (2001). *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM.

Instituto Nacional de Estadística. (2017). *Estimaciones y proyecciones de población*. Guatemala: INE.

Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (2002). *Informe de intensidades de lluvia en Guatemala*. Guatemala: INSIVUMEH.

Lemus, M., & Navarro, G. (2003). *Manual para el desarrollo de Obras de conservación de Suelo*. Chile: Corporación Nacional Forestal.

Martínez-Jordán, O. R. (2011). *Diseño de sistema de alcantarillado sanitario para el barrio El Centro y sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio La Tejera, municipio de San Juan Ermita, departamento de Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Morales-Castro, J. M. (2018). *Diseño puente vehicular, caserío Zarzalito, aldea Horcones y segunda fase de alcantarillado sanitario, colonia El Tablón, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Ingeniería Civil, Chiquimula, Guatemala.

Municipalidad de Esquipulas. (2017). *Demografía Esquipulas e Historia de Esquipulas*. Chiquimula, Guatemala: Unidad de Acceso a la Información.



Palacios-López, P. D. (2007). *Diseño de puente vehicular barrio río Lato y apertura tramo carretero que comunica a la comunidad de La Campana, con comunidad La Laguneta, municipio de Guastatoya, departamento de El Progreso* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Ramos-Cardona, J. A. (2017). *Diseño sistema de alcantarillado sanitario, caserío Los Chorros, aldea Valle Dolores y puente vehicular, zona 1, ciudad y municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Ingeniería Civil, Chiquimula, Guatemala.

Rossales-García, M. R. (2015). *Diseño puente vehicular aldea Santa Cruz y sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío Los Lorenzo, aldea Tibuzin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Ingeniería Civil, Chiquimula, Guatemala.

Secretaría General de Planificación. (2010). *Plan de Desarrollo Esquipulas, Chiquimula*. Guatemala: SEGEPLAN.

Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado. (2014). *Actualización de criterios y lineamientos técnicos para factibilidades en la zona metropolitana de Guadalajara*. México: SIAPA.



ANEXOS

Anexo A Relaciones hidráulicas para el diseño de alcantarillados sanitarios.

Anexo B Ensayo de compresión triaxial del diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Anexo A

Relaciones hidráulicas para el diseño de alcantarillados sanitarios.

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0050	0.00060	0.050	0.000030	0.0975	0.05011	0.393	0.019693
0.0075	0.00110	0.074	0.000081	0.1000	0.05204	0.401	0.020868
0.0100	0.00167	0.088	0.000147	0.1025	0.05396	0.408	0.022016
0.0125	0.00237	0.103	0.000244	0.1050	0.05584	0.414	0.023118
0.0150	0.00310	0.116	0.000360	0.1075	0.05783	0.420	0.024289
0.0175	0.00391	0.129	0.000504	0.1100	0.05986	0.426	0.025500
0.0200	0.00477	0.141	0.000672	0.1125	0.06186	0.432	0.026724
0.0225	0.00569	0.152	0.000865	0.1150	0.06388	0.439	0.028043
0.0250	0.00665	0.163	0.001084	0.1175	0.06591	0.444	0.029264
0.0275	0.00768	0.174	0.001336	0.1200	0.06797	0.450	0.030587
0.0300	0.00874	0.184	0.001608	0.1225	0.07005	0.456	0.031943
0.0325	0.00985	0.194	0.001911	0.1250	0.07214	0.463	0.033401
0.0350	0.01100	0.203	0.002233	0.1275	0.07426	0.468	0.034754
0.0375	0.01219	0.212	0.002584	0.1300	0.07640	0.473	0.036137
0.0400	0.01342	0.221	0.002966	0.1325	0.07855	0.479	0.037625
0.0425	0.01468	0.230	0.003376	0.1350	0.08071	0.484	0.039064
0.0450	0.01599	0.239	0.003822	0.1375	0.08289	0.490	0.040616
0.0475	0.01732	0.248	0.004295	0.1400	0.08509	0.495	0.042120
0.0500	0.01870	0.256	0.004787	0.1425	0.08732	0.501	0.043747
0.0525	0.02010	0.264	0.005306	0.1450	0.08954	0.507	0.045397
0.0550	0.02154	0.273	0.005880	0.1475	0.09129	0.511	0.046649
0.0575	0.02300	0.281	0.006463	0.1500	0.09406	0.517	0.048629
0.0600	0.02449	0.289	0.007078	0.1525	0.09638	0.522	0.050310
0.0625	0.02603	0.297	0.007731	0.1550	0.09864	0.528	0.052082
0.0650	0.02758	0.305	0.008412	0.1575	0.10095	0.533	0.053806
0.0675	0.02916	0.312	0.009098	0.1600	0.10328	0.538	0.055565
0.0700	0.03078	0.320	0.009850	0.1650	0.10796	0.548	0.059162
0.0725	0.03231	0.327	0.010565	0.1700	0.11356	0.560	0.063594
0.0750	0.03407	0.334	0.011379	0.1750	0.11754	0.568	0.066763
0.0775	0.03576	0.341	0.012194	0.1800	0.12241	0.577	0.070630
0.0800	0.03747	0.348	0.013040	0.1850	0.12733	0.587	0.074743
0.0825	0.03922	0.355	0.013923	0.1900	0.13229	0.596	0.078845
0.0850	0.04098	0.361	0.014794	0.1950	0.13725	0.605	0.083036
0.0875	0.04277	0.368	0.015739	0.2000	0.14238	0.615	0.087564
0.0900	0.04459	0.375	0.016721	0.2050	0.14750	0.624	0.091040
0.0925	0.04642	0.381	0.017918	0.2100	0.15266	0.633	0.096634
0.0950	0.04827	0.388	0.018729	0.2150	0.15786	0.644	0.101662

Continuación de anexo A

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.2200	0.16312	0.651	0.106191	0.5900	0.61396	1.066	0.654880
0.2250	0.16840	0.659	0.110976	0.6000	0.62646	1.072	0.671570
0.2300	0.17356	0.669	0.116112	0.6100	0.63892	1.078	0.688760
0.2350	0.17913	0.676	0.121092	0.6200	0.65131	1.083	0.705370
0.2400	0.18455	0.684	0.126232	0.6300	0.66363	1.089	0.722690
0.2450	0.19000	0.692	0.131480	0.6400	0.67593	1.094	0.739470
0.2500	0.19552	0.702	0.137260	0.6500	0.68770	1.098	0.755100
0.2600	0.20660	0.716	0.147930	0.6600	0.70053	1.104	0.773390
0.2700	0.21784	0.730	0.159020	0.6700	0.71221	1.108	0.789130
0.2800	0.22921	0.747	0.171220	0.6800	0.72413	1.112	0.805230
0.2900	0.24070	0.761	0.183170	0.6900	0.73596	1.116	0.821330
0.3000	0.25232	0.776	0.195800	0.7000	0.74769	1.120	0.837410
0.3100	0.26403	0.790	0.208580	0.7100	0.75957	1.124	0.853760
0.3200	0.27587	0.804	0.221800	0.7200	0.77079	1.126	0.867910
0.3300	0.28783	0.817	0.235160	0.7300	0.78219	1.130	0.883840
0.3400	0.29978	0.830	0.248820	0.7400	0.79340	1.132	0.897340
0.3500	0.31230	0.843	0.263270	0.7500	0.80450	1.134	0.912300
0.3600	0.32411	0.856	0.277440	0.7600	0.81544	1.136	0.926340
0.3700	0.33637	0.868	0.291970	0.7700	0.82623	1.137	0.939420
0.3800	0.34828	0.879	0.306490	0.7800	0.83688	1.139	0.953210
0.3900	0.36108	0.891	0.321720	0.7900	0.85101	1.140	0.970150
0.4000	0.37354	0.902	0.336930	0.8000	0.86760	1.140	0.989060
0.4100	0.38604	0.913	0.352460	0.8100	0.87759	1.140	1.000450
0.4200	0.39858	0.921	0.367090	0.8200	0.87759	1.140	1.000450
0.4300	0.40890	0.934	0.381910	0.8300	0.88644	1.139	1.009660
0.4400	0.42379	0.943	0.399630	0.8400	0.89672	1.139	1.021400
0.4500	0.43645	0.955	0.416810	0.8500	0.90594	1.138	1.031000
0.4600	0.44913	0.964	0.432960	0.8600	0.91491	1.136	1.047400
0.4700	0.46178	0.973	0.449310	0.8700	0.92361	1.134	1.047400
0.4800	0.47454	0.983	0.466470	0.8800	0.93202	1.131	1.054100
0.4900	0.48742	0.991	0.483030	0.8900	0.94014	1.128	1.060300
0.5000	0.50000	1.000	0.500000	0.9000	0.94796	1.124	1.065500
0.5100	0.51256	1.009	0.517190	0.9100	0.95541	1.120	1.070100
0.5200	0.52546	1.016	0.533870	0.9200	0.96252	1.116	1.074200
0.5300	0.53822	1.023	0.550600	0.9300	0.96922	1.109	1.074900
0.5400	0.55087	1.029	0.566850	0.9400	0.97554	1.101	1.074100
0.5500	0.56355	1.033	0.582150	0.9500	0.98130	1.094	1.073500
0.5600	0.57621	1.049	0.604440	0.9600	0.98658	1.086	1.071400
0.5700	0.58882	1.058	0.622970	0.9700	0.99126	1.075	1.065600
0.5800	0.60142	1.060	0.637500	0.9800	0.99522	1.062	1.056900

Fuente: Ureta. 1992. p. 252.

Anexo B

Ensayo de compresión triaxial del diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.



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



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR No. 15825

INFORME No.: 511 S.S.A.

O.T.: 39,259

INTERESADO: Luisa Karina Rossal Aragón

PROYECTO: EPS "Diseño sistema de alcantarillado sanitario, Aldea Carboneras y Puentes vehicular río Chantiago, Colonia Santa Gudelia, Cabecera municipal, Esquipulas, departamento de Chiquimula"

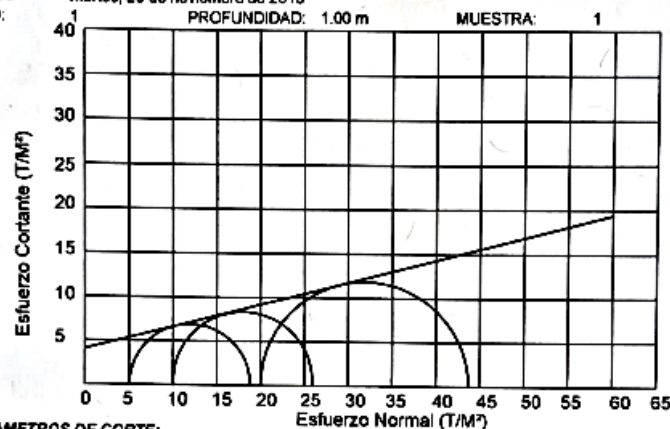
UBICACIÓN: Esquipulas, Departamento de Chiquimula

FECHA: martes, 20 de noviembre de 2018

POZO:

PROFUNDIDAD: 1.00 m

MUESTRA: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 14.37^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 4.08 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO:

No consolidado y no drenado.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arenoso color café oscuro

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

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

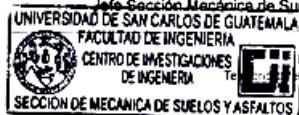
PROBETA No.	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(T/m^2)$	13.82	15.88	23.72
PRESIÓN INTERSTICIAL $u(T/m^2)$	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA ϵ_r (%)	2.0	3.0	8.0
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.77	1.77	1.77
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	2.06	2.06	2.06
HUMEDAD (%)	16.44	16.44	16.44

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Meléndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo. Bo.

Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
DIRECTOR CIUSAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltrán, Ciudad Universitaria zona 12
Tel.: 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



APÉNDICE

Apéndice A	Libreta topográfica del diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
Apéndice B	Cálculos hidráulicos del diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
Apéndice C	Planos de construcción del diseño de sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
Apéndice D	Libreta topográfica del diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
Apéndice E	Planos de construcción del diseño del puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Apéndice A

Libreta topográfica del diseño de sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
E0	1000	1000	500	E
1	1031.304	1002.873	497.958	C
2	1031.162	998.506	498.029	C
3	1032.708	1000.588	497.923	C
4	1055.911	1004.407	495.281	C
5	1023.652	1004.563	499.039	P
6	1017.996	1001.502	499.373	C
7	1003.24	1001.775	499.935	C
8	1002.612	1005.985	500.16	P
9	995.821	1001.357	499.951	C
10	992.646	996.581	499.907	P
11	969.312	993.915	499.427	P
12	946.602	987.98	499.488	C
13	960.627	995.078	499.255	P
14	961.782	991.02	499.452	C
15	927.601	981.294	499.473	C
16	956.751	985.702	499.512	P
17	916.482	974.791	499.438	C
18	910.587	978.215	499.007	P
19	898.493	970.223	496.911	P
20	918.37	979.961	499.394	C
21	922.403	976.145	499.345	C
E1	907.33	971.509	499.167	E
22	901.317	962.04	499.314	C
23	891.318	951.279	499.212	C
24	885.495	937.557	498.803	C
25	890.411	943.509	498.774	C
26	885.339	945.901	499.092	C
E2	884.858	942.481	499.015	E
27	882.791	922.259	498.318	C
28	878.757	898.906	497.877	C
29	873.778	866.77	496.751	C
30	869.597	863.031	496.517	C
31	875.776	862.601	496.54	C

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
32	874.763	860.369	496.603	C
33	869.401	862.992	496.496	C
34	868.432	853.539	496.481	C
35	866.514	859.14	496.313	C
36	869.214	857.484	496.384	C
E3	873.569	852.362	497.148	E
37	861.726	858.086	496.706	C
38	862.741	852.086	496.716	C
39	862.258	855.072	496.704	C
40	852.094	856.914	497.699	C
41	838.145	869.273	499.019	P
42	822.006	869.098	501.688	C
43	799.744	879.504	503.394	C
44	788.323	875.516	504.964	P
45	780.904	887.966	504.43	C
46	761.765	896.009	505.026	C
47	750.065	899.553	504.886	C
48	750.838	902.199	504.801	C
49	749.614	897.034	504.725	C
50	841.323	860.099	499.221	C
E4	756.224	895.962	505.031	E
57	870.536	878.119	497.114	T
58	872.124	884.074	496.951	T
59	863.713	879.427	495.561	T
60	864.561	885.85	495.18	T
61	868.692	884.552	495.84	T
62	867.382	878.839	495.923	T
63	738.717	901.787	503.98	C
64	721.089	902.99	502.533	C
65	700.805	901.859	500.771	C
66	679.947	905.708	499.1	C
67	659.585	917.136	497.559	C
68	658.086	914.81	497.625	C
69	661.108	918.855	497.605	C
E5	662.716	917.037	497.647	E
70	695.414	906.293	499.701	P
71	678.424	911.075	498.232	P
72	646.911	921.89	495.066	C
73	629.614	924.862	492.863	C
74	631.789	927.743	492.509	P
75	615.36	926	491.575	P
76	607.512	923.011	491.033	P

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
77	605.513	926.159	491.045	C
78	605.227	928.018	491.076	T
79	615.951	935.547	489.588	T
80	609.751	942.645	489.536	T
81	602.071	936.04	490.119	T
82	601.672	942.446	492.365	P
E6	610.004	928.909	491.298	E
83	611.065	922.193	491.018	C
84	600.089	917.827	490.668	C
85	589.098	909.002	490.085	C
86	593.634	905.348	490.282	C
87	583.736	891.065	490.312	C
88	579.183	894.743	490.217	C
89	581.295	893.063	490.326	C
90	586.82	900.292	490.008	C
91	572.433	880.139	490.871	C
92	563.814	866.544	491.814	C
93	553.721	851.431	493.769	C
94	545.204	840.259	495.434	C
95	545.225	849.693	494.447	P
96	537.822	834.05	496.521	C
E7	537.406	831.321	496.748	E
97	519.264	823.189	498.825	C
98	517.881	827.644	498.563	C
99	518.368	825.202	498.793	C
100	503.298	823.499	500.221	C
101	472.998	821.108	502.823	C
102	441.375	813.147	505.699	C
103	441.648	816.679	505.301	P
104	436.291	814.934	505.923	P
105	428.12	808.104	506.811	C
106	426.971	811.096	506.864	P
E8	420.925	807.622	507.137	E
107	442.758	810.07	505.727	P
108	476.016	825.609	502.516	P
109	430.617	805.571	506.447	P
110	422.912	801.412	507.078	P
111	412.171	803.107	507.64	P
112	414.18	800.263	507.543	C
113	418.594	800.24	507.147	C
114	416.467	804.997	507.224	C
115	387.797	785.443	508.531	P

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
116	403.106	792.303	507.997	C
117	384.743	778.054	508.814	C
118	373.983	773.97	508.97	P
119	373.929	764.044	509.25	P
120	362.196	757.455	509.85	C
121	358.098	758.577	509.908	P
122	344.767	740.122	511.162	C
123	340.988	741.044	511.351	P
124	332.036	727.271	512.258	C
125	324.857	724.482	512.715	P
E9	323.769	721.375	512.861	E
126	315.138	707.647	513.561	C
127	304.773	696.003	513.993	C
128	289.171	679.887	513.916	C
129	290.649	676.557	513.76	P
130	270.918	660.038	513.211	C
131	268.881	662.15	513.089	C
132	272.631	657.599	513.266	C
133	264.976	652.042	513.154	C
134	259.787	652.056	513.404	C
E10	263.29	652.195	513.219	E
135	265.479	659.599	513.019	C
136	260.803	657.998	513.085	C
137	259.789	658.698	513.183	T
138	255.845	660.923	513.362	T
139	258.705	667.2	513.194	T
140	263.793	666.429	511.891	T
141	263.422	664.412	511.797	T
142	260.884	661.069	512.462	T
143	256.404	661.855	512.851	T
144	257.705	664.175	512.571	T
145	260.707	654.514	513.237	C
146	250.205	658.975	513.8	C
147	236.805	668.467	515.353	C
148	234.438	664.581	515.8	C
149	229.471	675.455	516.288	P
150	227.429	673.652	516.377	C
151	218.03	674.285	517.303	P
152	210.248	678.06	517.439	P
153	211.442	681.124	517.516	C
154	192.397	688.337	518.639	C
E11	205.857	685.139	518.031	E

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
155	198.453	681.529	518.565	P
156	187.665	689.554	518.578	C
157	195.64	690.712	518.531	P
158	186.162	693.208	518.341	P
159	170.917	693.25	518.146	C
160	155.709	699.449	517.518	P
161	167.079	690.516	518.173	P
162	151.625	696.758	517.551	C
163	110.92	703.156	516.118	C
164	183.651	687.105	518.516	C
165	184.616	693.19	518.403	C
166	117.177	698.707	516.286	C
167	130.529	696.271	516.894	P
168	102.714	700.863	515.857	P
169	97.461	702.274	515.948	C
170	97.763	708.404	515.54	C
171	95.984	702.448	515.913	C
172	96.32	708.483	515.572	C
173	96.942	705.511	515.832	C
174	79.653	711.976	515.11	P
175	62.682	711.836	515.197	C
176	48.623	717.7	514.828	P
177	44.816	711.305	515.113	P
178	32.303	720.139	514.676	P
179	31.711	716.398	514.916	C
180	15.802	722.855	514.246	P
181	14.043	719.57	514.545	C
E12	3.388	719.764	514.126	E
182	3.534	715.873	514.563	P
183	-5.082	722.772	513.493	C
184	-5.305	725.219	513.545	C
185	-5.639	719.975	513.465	C
186	-10.653	728.372	513.481	P
187	-25.573	728.019	511.845	P
188	-25.86	722.583	510.856	C
189	-41.973	727.315	508.712	P
190	-42.325	722.674	508.437	C
191	-67.962	722.559	505.374	C
192	-81.64	723.394	504.212	C
193	-81.168	720.718	504.29	C
194	-80.205	726.354	504.183	C
195	-88.063	727.804	503.754	C

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
196	-89.178	722.091	503.936	C
197	-96.95	723.436	504.175	C
E13	-103.56	727.008	504.618	E
198	-95.802	729.367	504.087	C
199	-90.652	729.429	503.799	T
200	-101.265	732.156	504.523	T
201	-91.471	737.1	503.519	T
202	-98.877	737.79	503.287	T
203	-99.582	735.257	503.699	T
204	-92.545	735.857	504.166	T
205	-91.709	732.007	504.154	T
206	-94.767	733.625	504.336	T
207	-96.258	726.645	504.196	C
208	-113.728	733.738	505.145	C
209	-127.728	743.149	506.697	C
210	-143.614	757.112	508.844	C
211	-153.222	768.307	510.63	C
212	-158.349	777.055	511.882	C
213	-169.643	783.572	513.772	P
E14	-169.025	783.294	513.665	E
214	-162.144	787.834	512.858	C
215	-161.46	814.132	513.633	C
216	-155.98	816.83	513.472	P
217	-157.994	836.224	513.897	C
218	-150.399	853.921	514.031	P
219	-152.318	860.612	514.197	C
220	-145.581	887.616	514.496	C
221	-143.245	886.46	514.641	C
E15	-138.002	902.039	514.539	E
222	-134.802	897.011	514.245	P
223	-135.695	902.685	514.31	C
224	-135.647	902.675	514.31	C
225	-135.926	909.461	513.957	P
226	-126.037	917.687	512.94	P
227	-128.765	920.481	513.223	C
228	-127.072	933.578	512.358	P
229	-120.5	947.024	511.833	C
230	-116.158	961.849	511.2	C
E16	-110.037	984.327	509.668	E
231	-121.51	953.472	511.501	P
232	-118.782	953.444	511.415	C
233	-113.198	972.901	510.515	C

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
234	-110.744	972.667	510.493	C
235	-115.605	974.91	510.145	C
236	-110.678	1003.177	507.397	P
237	-112.609	989.112	508.854	C
238	-117.398	1003.258	507.205	C
239	-125.139	1015.689	505.538	C
240	-122.884	1017.27	505.464	C
241	-127.239	1014.492	505.298	C
242	-130.4	1023.718	504.391	C
243	-133.845	1033.637	503.11	C
244	-132.046	1036.508	502.566	C
245	-137.2	1037.112	502.657	C
246	-135	1044.284	501.975	C
E17	-136.935	1048.165	501.593	E
247	-133.008	1051.349	501.022	C
248	-127.424	1056.446	500.508	C
249	-128.33	1053.456	500.692	T
250	-125.841	1061.307	500.008	T
251	-117.58	1052.402	500.214	T
252	-115.287	1059.804	499.48	T

Apéndice B

Cálculos hidráulicos del diseño de sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

	De	A	Cotas de Terreno		Dist h (m)	P de terreno	No. de habitantes		Factor de flujo		Caudal de diseño (l/s)		Φ de tubería (pulg)	S de Tubería	Sección llena		Relación q/Q		Relación d/D		Relación v/V		Vel de diseño (m/s)		Cotas invert		Altura de pozos	
			Inicio	Final			Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro			Vel (m/s)	Q (l/s)	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	CIS	CIE	Inicio	Final
Tramo 1	1	2	514.64	513.22	36.97	3.84%	20	46	4.38	4.32	0.44	1.00	6	3.84%	2.47	44.38	0.00987	0.02262	0.0725	0.1050	0.327	0.414	0.81	1.02	513.44	512.02	1.20	1.20
	2	3	513.22	510.52	54.68	4.94%	30	69	4.35	4.28	0.65	1.48	6	4.88%	2.78	50.04	0.01305	0.02963	0.0825	0.1200	0.355	0.450	0.99	1.25	511.99	509.32	1.23	1.30
	3	4	510.52	508.85	16.22	10.30%	30	69	4.35	4.28	0.65	1.48	6	9.68%	3.91	70.45	0.00927	0.02104	0.0700	0.1025	0.320	0.408	1.25	1.60	509.22	507.65	1.30	1.40
	4	5	508.85	507.21	14.93	10.98%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	9.65%	3.91	70.33	0.01081	0.02445	0.0750	0.1100	0.334	0.426	1.30	1.66	507.45	506.01	1.40	2.00
	5	6	507.21	503.11	34.55	11.87%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	9.55%	3.89	69.98	0.01086	0.02457	0.0750	0.1100	0.334	0.426	1.30	1.66	505.21	501.91	2.00	1.60
	6	7	503.11	501.02	17.73	11.79%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	9.53%	3.88	69.91	0.01087	0.02460	0.0750	0.1100	0.334	0.426	1.30	1.65	501.51	499.82	1.60	1.20
	7	8	501.02	500.51	7.56	6.75%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	6.35%	3.17	57.06	0.01332	0.03014	0.0800	0.1150	0.348	0.439	1.10	1.39	499.79	499.31	1.23	1.20
Tramo 2	1	9	514.64	513.90	52.35	1.41%	5	12	4.44	4.41	0.11	0.27	6	1.99%	1.77	31.92	0.00348	0.00854	0.0450	0.0675	0.239	0.312	0.42	0.55	513.44	512.40	1.20	1.50
	9	10	513.90	512.86	48.57	2.14%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	1.46%	1.52	27.38	0.00806	0.01894	0.0650	0.0975	0.305	0.393	0.46	0.60	512.37	511.66	1.53	1.40
	10	11	512.86	510.63	21.47	10.39%	15	35	4.40	4.34	0.33	0.76	6	9.46%	3.87	69.63	0.00474	0.01095	0.0500	0.0750	0.256	0.334	0.99	1.29	511.46	509.43	1.40	1.70
	11	12	510.63	506.70	35.82	10.97%	15	35	4.40	4.34	0.33	0.76	6	9.58%	3.89	70.07	0.00471	0.01088	0.0500	0.0750	0.256	0.334	1.00	1.30	508.93	505.50	1.70	1.20
	12	13	506.70	504.20	35.54	7.03%	15	35	4.40	4.34	0.33	0.76	6	6.95%	3.32	59.70	0.00552	0.01277	0.0550	0.0800	0.273	0.348	0.91	1.15	505.47	503.00	1.23	1.30
Tramo 3	14	15	518.64	516.12	82.81	3.04%	20	46	4.38	4.32	0.44	1.00	6	3.04%	2.19	39.50	0.01109	0.02542	0.0750	0.0110	0.334	0.426	0.73	0.93	517.44	514.92	1.20	1.20
	15	16	516.12	515.20	49.01	1.88%	30	69	4.35	4.28	0.65	1.48	6	1.82%	1.70	30.52	0.02141	0.04858	0.1025	0.1500	0.408	0.517	0.69	0.88	514.89	514.00	1.23	1.20
	16	17	515.20	513.49	68.64	2.49%	50	115	4.31	4.23	1.08	2.42	6	4.34%	2.62	47.18	0.02286	0.05137	0.1050	0.1550	0.414	0.528	1.09	1.38	513.97	510.99	1.23	3.00
	17	18	513.49	504.21	76.56	12.12%	65	149	4.29	4.19	1.39	3.12	6	9.77%	3.93	70.78	0.01970	0.04406	0.1025	0.1500	0.408	0.517	1.60	2.03	510.49	503.01	3.00	1.20
	18	13	504.21	504.20	14.98	0.07%	65	149	4.29	4.19	1.39	3.12	6	0.53%	0.92	16.55	0.08426	0.18846	0.2050	0.3100	0.624	0.790	0.57	0.73	502.98	502.90	1.23	1.30

Continuación de apéndice B

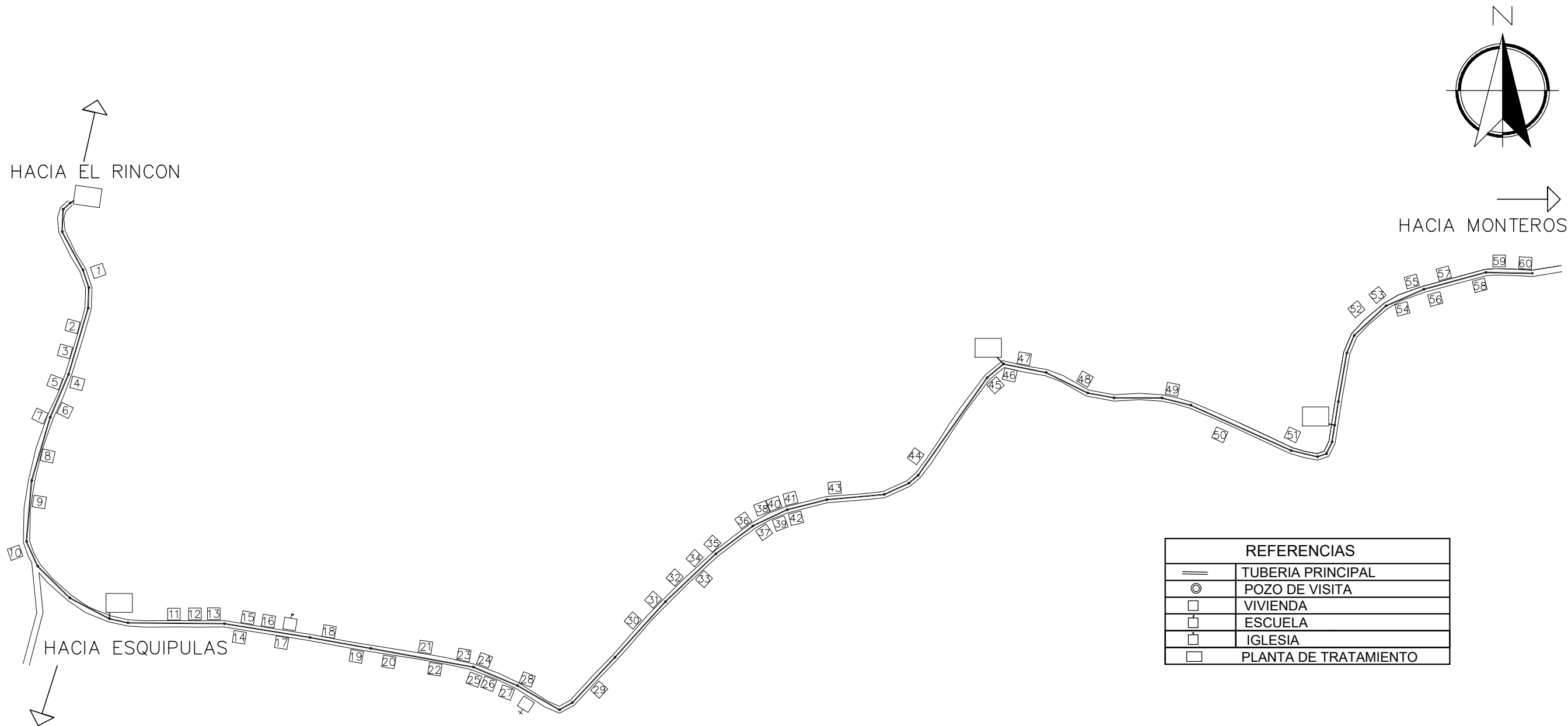
Tramo 4	14	19	518.64	516.38	37.98	5.95%	20	46	4.38	4.32	0.44	1.00	6	5.95%	3.07	55.24	0.00793	0.01818	0.0650	0.0950	0.305	0.388	0.94	1.19	517.44	515.18	1.20	1.20
	19	20	516.38	513.24	38.38	8.18%	25	58	4.37	4.30	0.55	1.24	6	8.10%	3.58	64.46	0.00847	0.01930	0.0675	0.0975	0.312	0.393	1.12	1.41	515.15	512.04	1.23	1.20
	20	21	513.24	513.21	11.61	0.26%	25	58	4.37	4.30	0.55	1.24	6	0.86%	1.17	21.02	0.02597	0.05919	0.1225	0.1800	0.456	0.577	0.53	0.67	512.01	511.91	1.23	1.30
	21	22	513.21	513.99	49.39	-1.58%	30	69	4.35	4.28	0.65	1.48	6	0.59%	0.96	17.35	0.03765	0.08543	0.1450	0.2150	0.507	0.644	0.49	0.62	511.88	511.59	1.33	2.40
	22	23	513.99	511.16	59.55	4.75%	40	92	4.33	4.25	0.87	1.96	6	2.69%	2.06	37.12	0.02335	0.05268	0.1125	0.1650	0.432	0.548	0.89	1.13	511.56	509.96	2.43	1.20
	23	24	511.16	508.81	55.10	4.26%	55	126	4.31	4.21	1.18	2.66	6	4.21%	2.58	46.47	0.02549	0.05717	0.1150	0.1700	0.439	0.560	1.13	1.45	509.93	507.61	1.23	1.20
	24	25	508.81	507.54	36.88	3.44%	60	137	4.30	4.20	1.29	2.89	6	3.36%	2.31	41.52	0.03105	0.06955	0.1275	0.1900	0.468	0.569	1.08	1.31	507.58	506.34	1.23	1.20
	25	26	507.54	505.7	30.09	6.11%	85	194	4.26	4.15	1.81	4.03	6	6.02%	3.09	55.54	0.03262	0.07262	0.1275	0.1900	0.468	0.596	1.44	1.84	506.31	504.50	1.23	1.20
	26	27	505.70	502.82	32.61	8.83%	95	217	4.25	4.13	2.02	4.49	6	8.74%	3.72	66.94	0.03015	0.06701	0.1225	0.1800	0.456	0.577	1.70	2.15	504.47	501.62	1.23	1.20
	27	28	502.82	498.79	45.55	8.85%	100	228	4.24	4.13	2.12	4.71	6	8.78%	3.73	67.10	0.03162	0.07021	0.1250	0.1850	0.463	0.587	1.73	2.19	501.59	497.59	1.23	1.40
	28	29	498.79	496.52	21.37	10.62%	100	228	4.24	4.13	2.12	4.71	6	9.69%	3.92	70.48	0.03011	0.06685	0.1225	0.1800	0.456	0.577	1.79	2.26	497.39	495.32	1.40	1.40
	29	30	496.52	495.43	9.65	11.30%	100	228	4.24	4.13	2.12	4.71	6	9.22%	3.82	68.77	0.03085	0.06851	0.1250	0.1850	0.463	0.587	1.77	2.24	495.12	494.23	1.40	1.20
	30	31	495.43	490.67	95.02	5.01%	105	240	4.24	4.12	2.22	4.94	6	4.98%	2.81	50.52	0.04404	0.09771	0.1475	0.2200	0.511	0.651	1.43	1.83	494.20	489.47	1.23	1.20
	31	32	490.67	491.3	16.90	-3.73%	110	251	4.23	4.11	2.33	5.16	6	0.83%	1.15	20.61	0.11293	0.25038	0.2350	0.3500	0.676	0.843	0.77	0.97	489.44	489.30	1.23	2.00
Tramo 5	33	34	505.03	503.98	23.76	4.42%	5	12	4.44	4.41	0.11	0.27	6	4.42%	2.64	47.60	0.00233	0.00572	0.0375	0.0550	0.212	0.273	0.56	0.72	503.83	502.78	1.20	1.20
	34	35	503.98	500.77	37.91	8.47%	5	12	4.44	4.41	0.11	0.27	6	8.39%	3.64	65.58	0.00169	0.00415	0.0325	0.0475	0.194	0.248	0.71	0.90	502.75	499.57	1.23	1.20
	35	36	500.77	499.1	21.21	7.87%	5	12	4.44	4.41	0.11	0.27	6	7.73%	3.50	62.97	0.00176	0.00433	0.0325	0.0500	0.194	0.256	0.68	0.90	499.54	497.9	1.23	1.70
	36	37	499.1	495.07	36.79	10.95%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	9.59%	3.90	70.14	0.00315	0.00739	0.0425	0.0625	0.230	0.297	0.90	1.16	497.40	493.87	1.70	1.70
	37	32	495.07	491.3	34.54	10.91%	20	46	4.38	4.32	0.44	1.00	6	9.47%	3.87	69.68	0.00629	0.01441	0.0575	0.0850	0.281	0.361	1.09	1.40	493.37	490.1	1.70	2.00
Tramo 6	33	38	505.03	499.22	87.28	6.66%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	6.66%	3.25	58.42	0.00378	0.00888	0.0450	0.0675	0.239	0.312	0.78	1.01	503.83	498.02	1.20	1.70
	38	39	499.22	496.7	21.53	11.70%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	9.38%	3.85	69.36	0.00318	0.00748	0.0425	0.0625	0.230	0.297	0.89	1.14	497.52	495.5	1.70	1.20
	39	40	496.7	496.38	7.36	4.35%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	3.94%	2.50	44.95	0.00491	0.01154	0.0525	0.0775	0.264	0.341	0.66	0.85	495.47	495.18	1.23	1.20
	40	41	496.38	496.75	10.35	-3.57%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	0.97%	1.24	22.26	0.00992	0.02330	0.0725	0.1075	0.327	0.420	0.40	0.52	495.15	495.05	1.23	1.70
	41	42	496.75	496.95	13.59	-1.47%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	1.25%	1.41	25.33	0.00872	0.02048	0.0675	0.1000	0.312	0.401	0.44	0.56	495.02	494.85	1.73	2.10

Continuación de apéndice B

Tramo 7	43	44	497.92	499.95	36.90	-5.50%	10	24	4.41	4.37	0.22	0.52	6	1.00%	1.26	22.68	0.00973	0.02287	0.0700	0.1050	0.320	0.414	0.40	0.52	496.72	496.35	1.20	3.60
	44	45	499.95	499.49	51.00	0.90%	25	58	4.37	4.30	0.55	1.24	6	0.65%	1.01	18.22	0.02997	0.06829	0.1200	0.1800	0.450	0.577	0.46	0.58	496.32	495.99	3.63	3.50
	45	46	499.49	499.44	32.88	0.15%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	0.67%	1.03	18.52	0.04104	0.09283	0.1400	0.2100	0.495	0.633	0.51	0.65	495.96	495.74	3.53	3.70
	46	47	499.44	499.21	34.44	0.67%	45	103	4.32	4.24	0.97	2.19	6	0.58%	0.96	17.26	0.05638	0.12691	0.1450	0.2150	0.507	0.644	0.49	0.62	495.71	495.51	3.73	3.70
	47	48	499.21	498.8	14.90	2.75%	45	103	4.32	4.24	0.97	2.19	6	0.54%	0.92	16.59	0.05863	0.13199	0.1450	0.2200	0.507	0.651	0.47	0.60	495.48	495.4	3.73	3.40
	48	49	498.8	497.88	39.23	2.35%	45	103	4.32	4.24	0.97	2.19	6	0.74%	1.08	19.47	0.04997	0.11249	0.1350	0.2050	0.484	0.624	0.52	0.67	495.37	495.08	3.43	2.80
	49	42	497.88	496.95	18.93	4.91%	45	103	4.32	4.24	0.97	2.19	6	0.53%	0.91	16.46	0.05911	0.13307	0.1475	0.2250	0.511	0.659	0.47	0.60	495.05	494.95	2.83	2.10
Plantas de tratamiento	8	PT1	500.51	500.01	5.72	8.74%	35	81	4.34	4.27	0.76	1.72	6	8.22%	3.61	64.91	0.01171	0.02649	0.0750	0.1125	0.334	0.432	1.20	1.56	499.28	498.81	1.23	
	13	PT2	504.20	504.34	5.06	-2.77%	85	194	4.26	4.15	1.81	4.03	6	0.59%	0.97	17.44	0.10389	0.23132	0.2200	0.3300	0.651	0.817	0.63	0.79	502.87	502.84	1.33	
	32	PT3	491.3	490.12	5.83	20.24%	135	308	4.21	4.07	2.84	6.27	6	6.00%	3.08	55.48	0.05116	0.11304	0.1555	0.2300	0.524	0.669	1.62	2.06	489.27	488.92	2.03	
	42	PT4	496.95	495.84	4.70	23.62%	45	103	4.32	4.24	0.97	2.19	6	3.83%	2.46	44.32	0.02195	0.04942	0.1025	0.1525	0.408	0.522	1.00	1.29	494.82	494.64	2.13	

Apéndice C

Planos de construcción del diseño de sistema de alcantarillado sanitario aldea Carboneras, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.



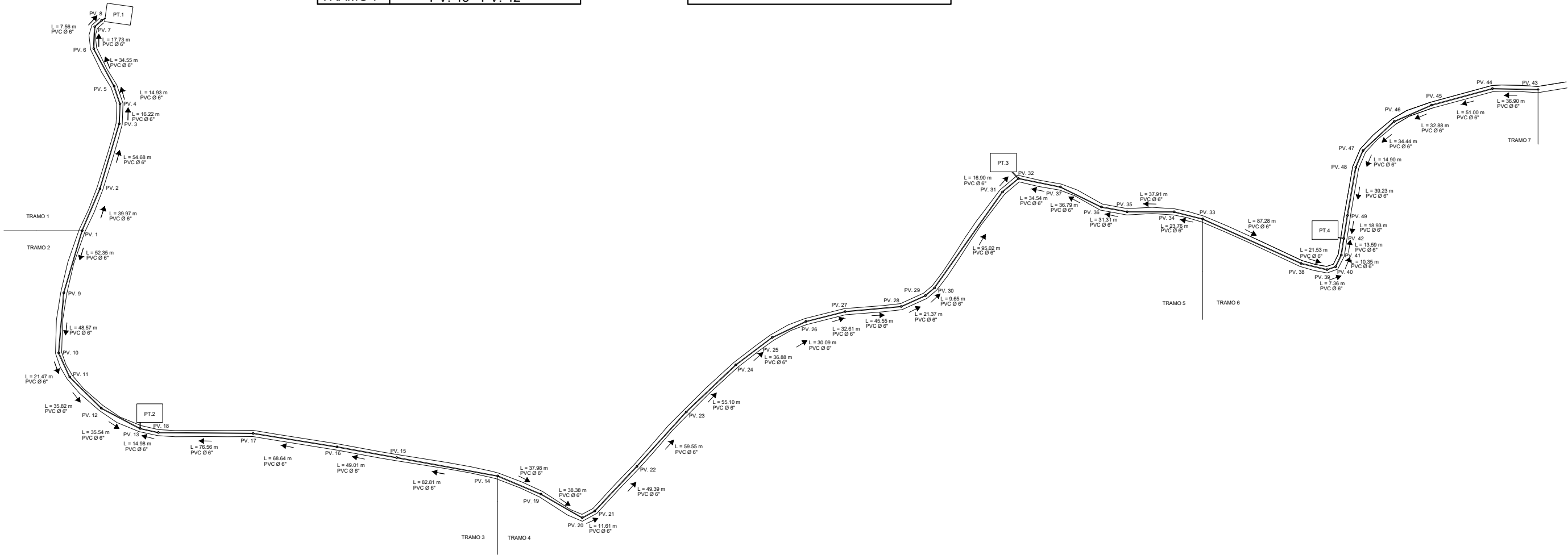
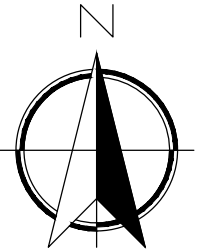
REFERENCIAS	
	TUBERIA PRINCIPAL
	POZO DE VISITA
	VIVIENDA
	ESCUELA
	IGLESIA
	PLANTA DE TRATAMIENTO

PLANTA GENERAL DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ESCALA 1:3500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	01 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTA GENERAL		
	FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA:		
	INDICADA		

TABLA DE TRAMOS	
TRAMO 1	PV. 1 - PV. 8
TRAMO 2	PV. 1 - PV. 13
TRAMO 3	PV. 14 - PV. 13
TRAMO 4	PV. 14 - PV. 32
TRAMO 5	PV. 33 - PV. 32
TRAMO 6	PV. 33 - PV. 42
TRAMO 7	PV. 43 - PV. 42

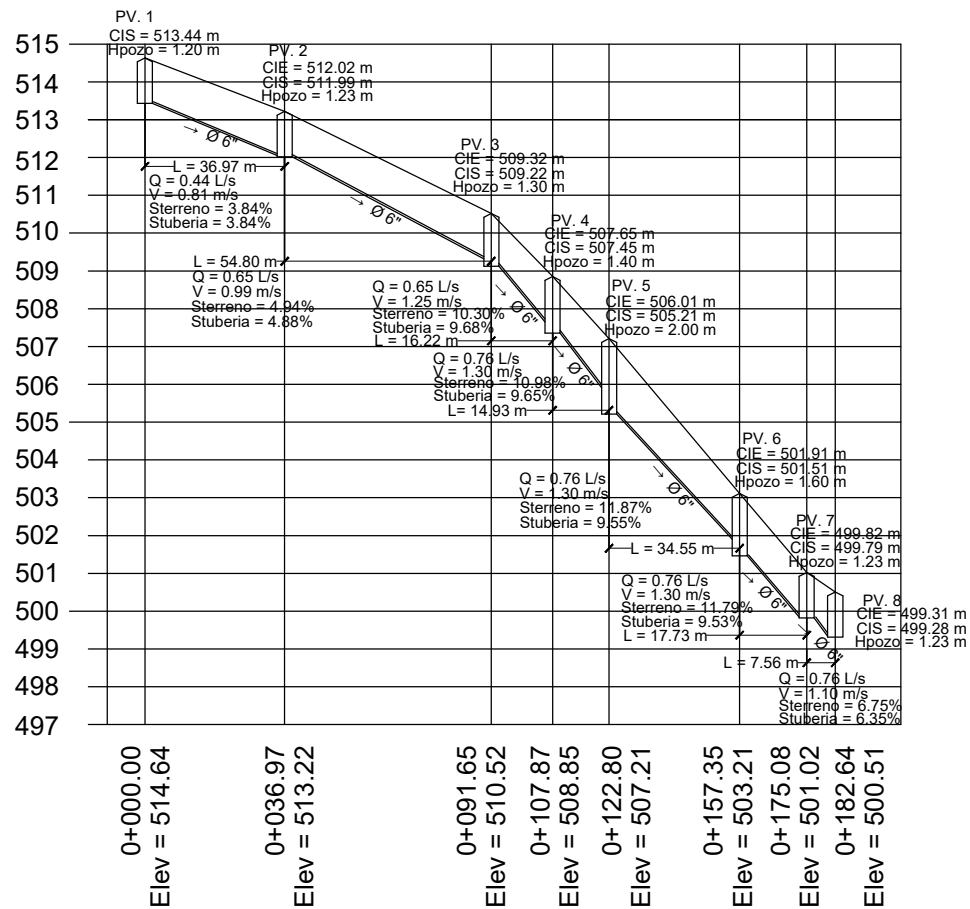
REFERENCIAS	
	VIVIENDA
	PLANTA DE TRATAMIENTO
	DIRECCION DEL FLUJO
	POZO DE VISITA
	TUBERIA PRINCIPAL
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F949	



RED GENERAL DE ALCANTARILLADO SANITARIO

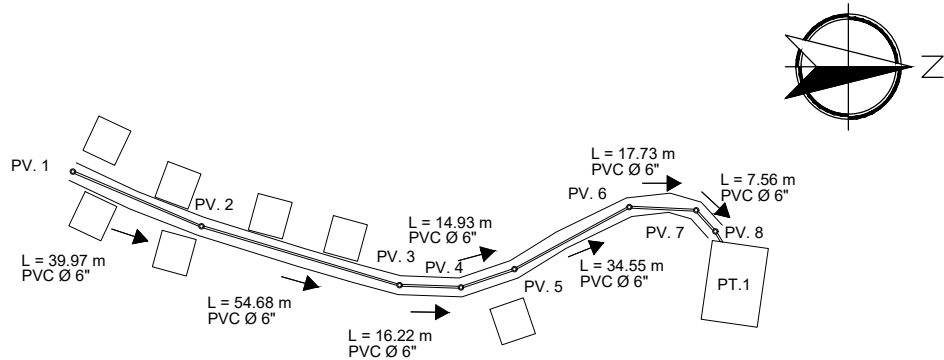
ESCALA 1:3500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:		PROYECTO:	
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN		DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.		CONTENIDO:	HOJA 02 / 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS		RED GENERAL DE ALCANTARILLADO	
		FECHA:	
Vo. Bo.		FEBRERO 2021	
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS		ESCALA:	
		INDICADA	



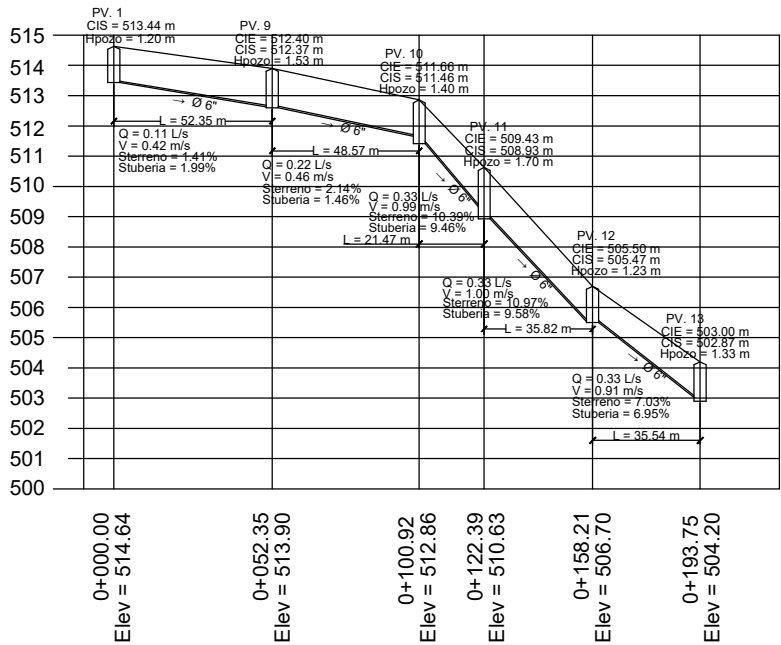
PERFIL LONGITUDINAL
TRAMO 1: PV.1 - PV. 8

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



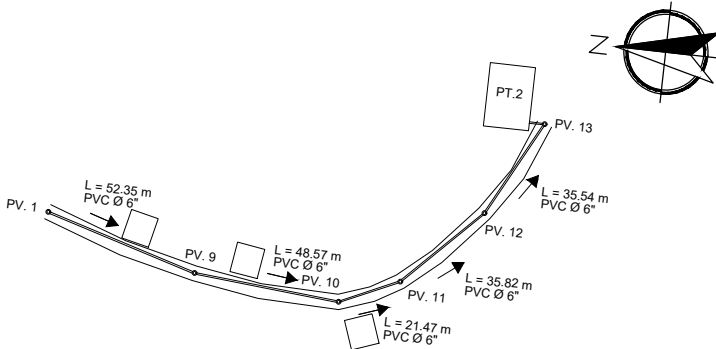
PLANTA TRAMO 1: PV.1 - PV. 8

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PERFIL LONGITUDINAL
TRAMO 2: PV.1 - PV. 13

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PLANTA TRAMO 2: PV.1 - PV. 13

ESCALA HORIZONTAL 1:1000

REFERENCIAS	
	TUBERIA PRINCIPAL
	POZO DE VISITA
	DIRECCION DEL FLUJO
	VIVIENDA
	PLANTA DE TRATAMIENTO
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
Hpozo	ALTURA POZO DE VISITA
L	LONGITUD
Q	CAUDAL
V	VELOCIDAD
Sterreno	PENDIENTE DE TERRENO
Stuberia	PENDIENTE DE TUBERIA
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F-949	

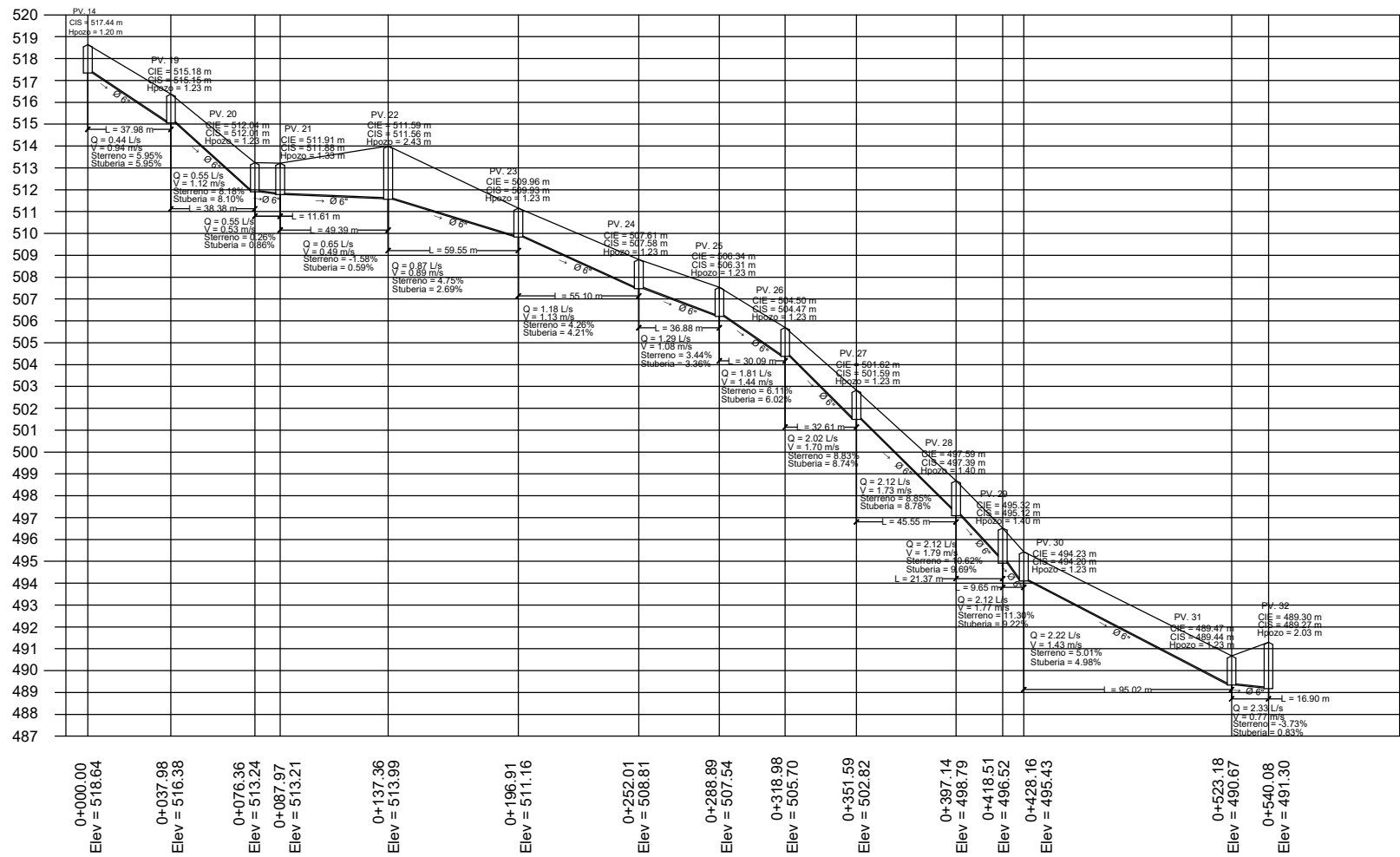
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

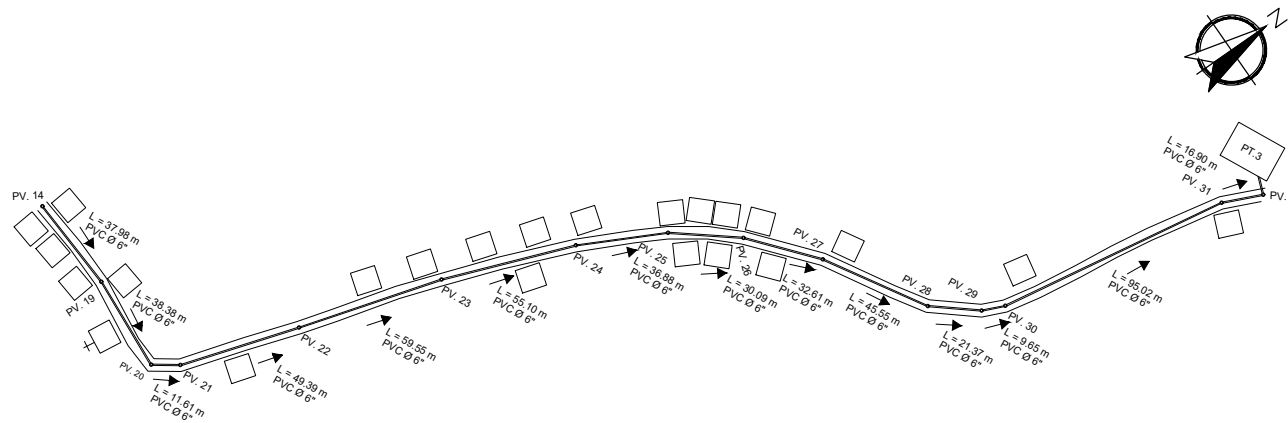


DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	03 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTAS Y PERFILES DE POZOS		
	FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA:		
	INDICADA		



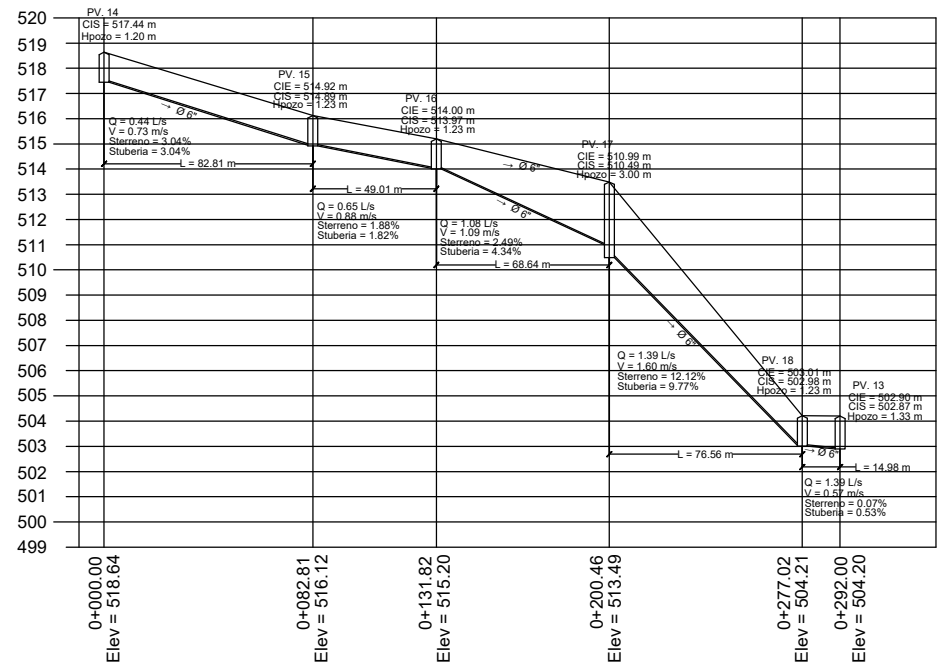
PERFIL LONGITUDINAL
TRAMO 4: PV.14 - PV. 32

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



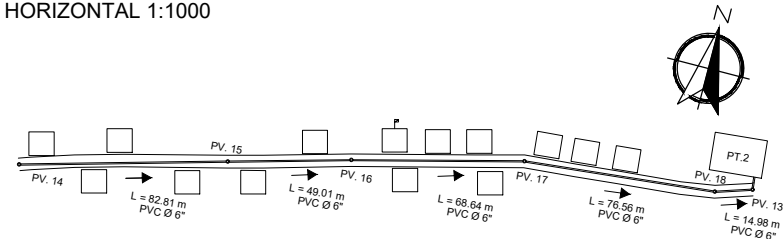
PLANTA TRAMO 4: PV.14 - PV. 32

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PERFIL LONGITUDINAL
TRAMO 3: PV.14 - PV. 13

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

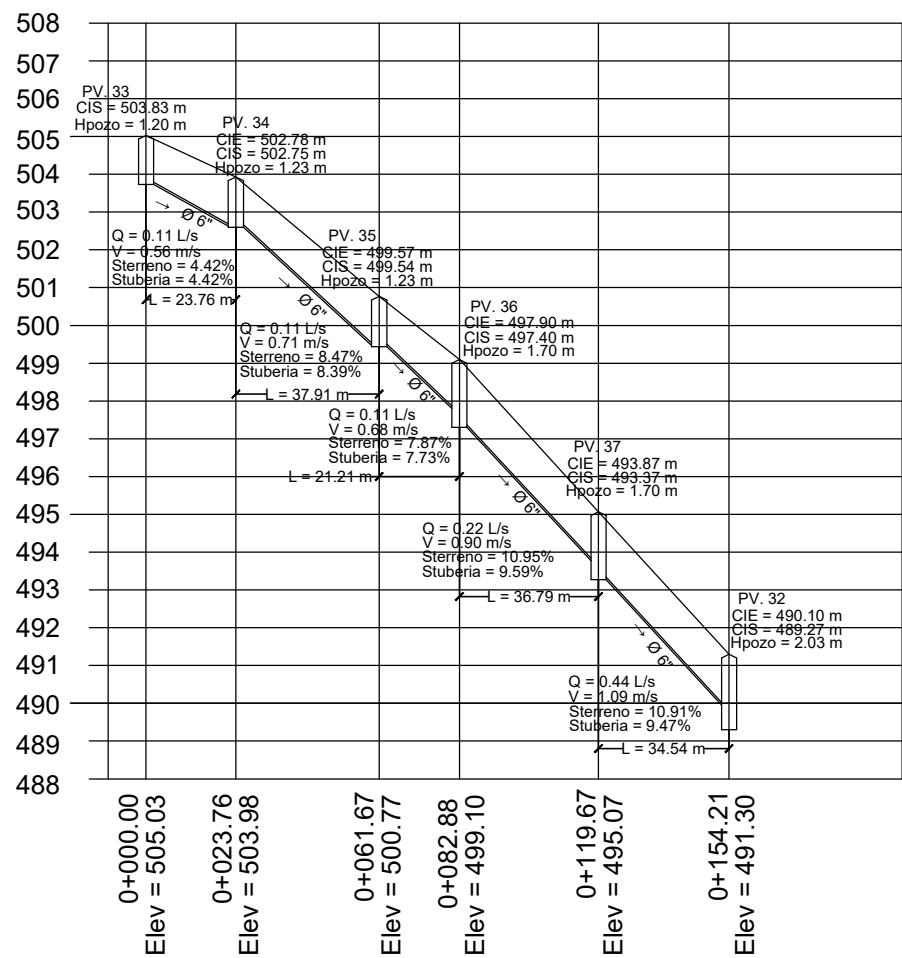


PLANTA TRAMO 3: PV.14 - PV. 13

ESCALA HORIZONTAL 1:1000

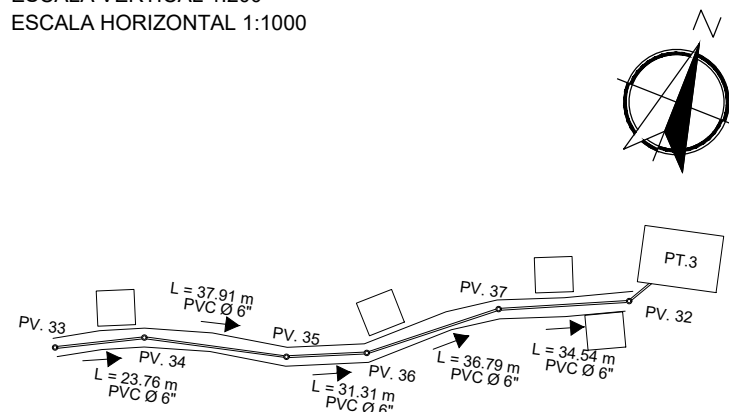
REFERENCIAS	
	TUBERIA PRINCIPAL
	POZO DE VISITA
	DIRECCION DEL FLUJO
	VIVIENDA
	PLANTA DE TRATAMIENTO
	CIE COTA INVERT DE ENTRADA
	CIS COTA INVERT DE SALIDA
	Hpozo ALTURA POZO DE VISITA
	L LONGITUD
	Q CAUDAL
	V VELOCIDAD
	Sterreno PENDIENTE DE TERRENO
	Stuberia PENDIENTE DE TUBERIA
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F-949	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		HOJA
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	04 08	
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTAS Y PERFILES DE POZOS FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA: INDICADA		



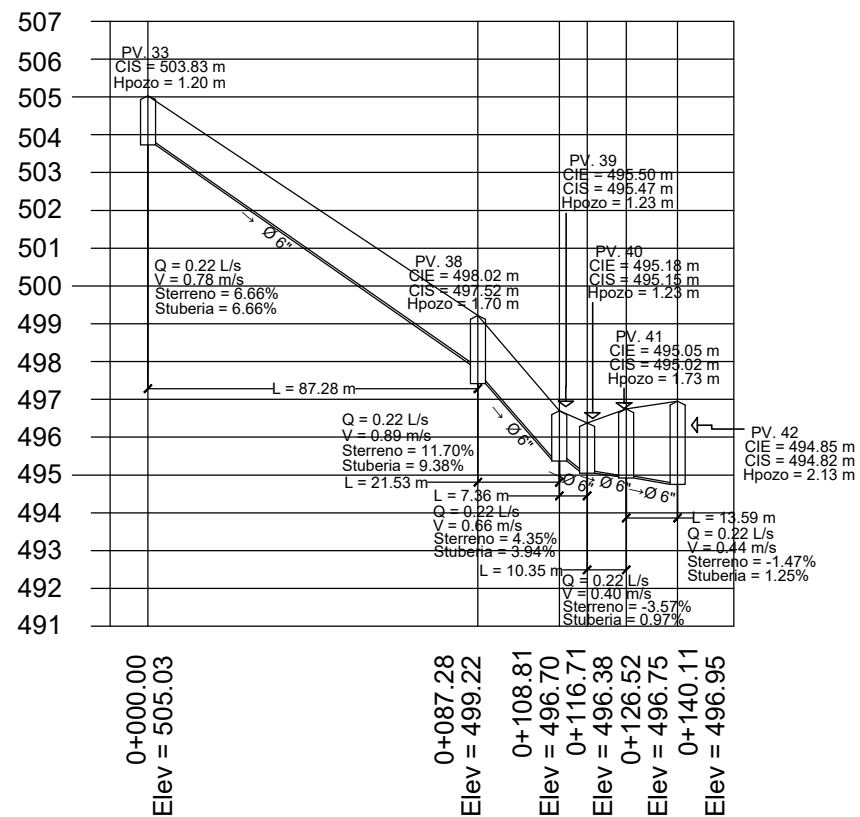
PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 5: PV.33 - PV. 32

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



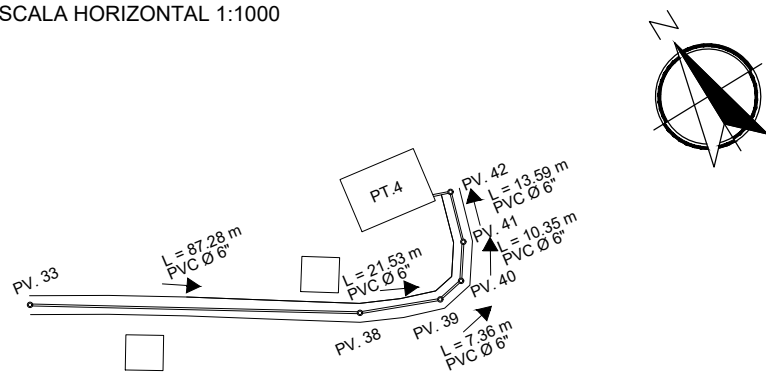
PLANTA TRAMO 5: PV.33 - PV. 32

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PERFIL LONGITUDINAL TRAMO 6: PV.33 - PV. 42

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

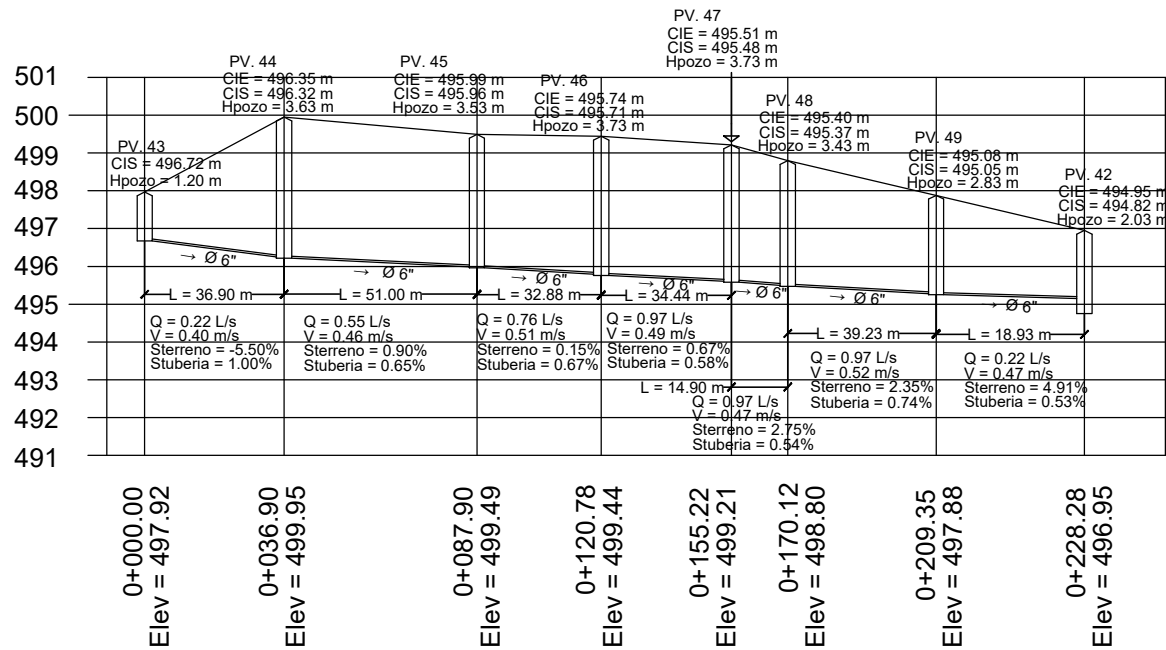


PLANTA TRAMO 6: PV.33 - PV. 42

ESCALA HORIZONTAL 1:1000

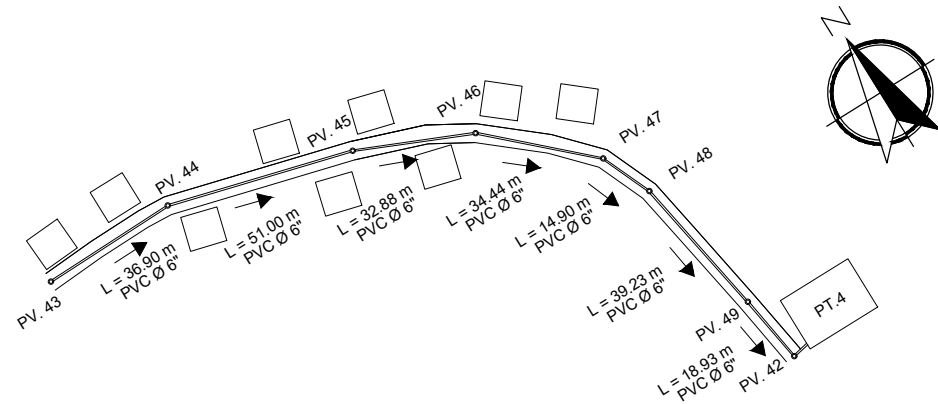
REFERENCIAS	
	TUBERIA PRINCIPAL
	POZO DE VISITA
	DIRECCION DEL FLUJO
	VIVIENDA
	PLANTA DE TRATAMIENTO
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
Hpozo	ALTURA POZO DE VISITA
L	LONGITUD
Q	CAUDAL
V	VELOCIDAD
Sterreno	PENDIENTE DE TERRENO
Stuberia	PENDIENTE DE TUBERIA
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F-949	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	05 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTAS Y PERFILES DE POZOS		
	FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA:		
	INDICADA		



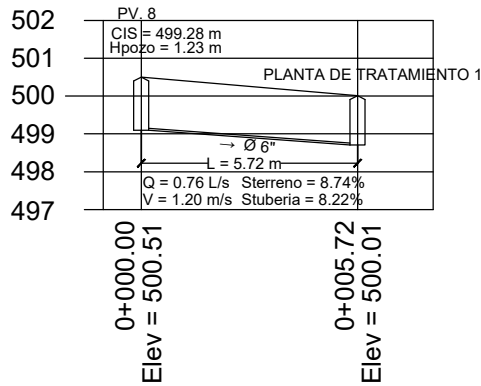
PERFIL LONGITUDINAL
TRAMO 7: PV.43 - PV. 42

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



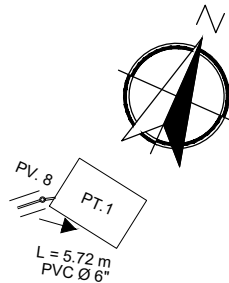
PLANTA TRAMO 7: PV.43 - PV. 42

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PERFIL LONGITUDINAL
PV.8 - PT.1

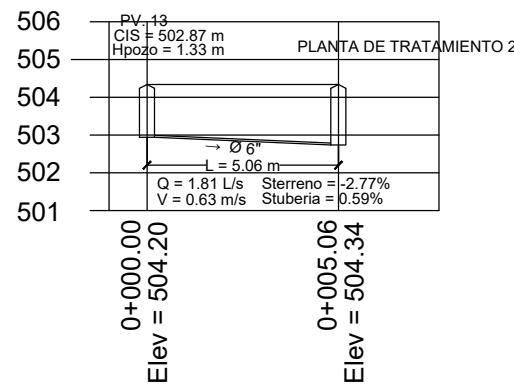
ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PLANTA PV.8 - PT.1

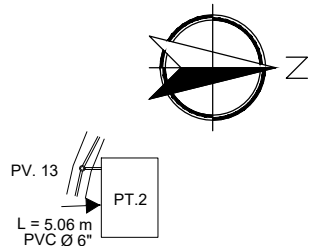
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

REFERENCIAS	
	TUBERIA PRINCIPAL
	POZO DE VISITA
	DIRECCION DEL FLUJO
	VIVIENDA
	PLANTA DE TRATAMIENTO
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
Hpozo	ALTURA POZO DE VISITA
L	LONGITUD
Q	CAUDAL
V	VELOCIDAD
Sterreno	PENDIENTE DE TERRENO
Stuberia	PENDIENTE DE TUBERIA
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F-949	



PERFIL LONGITUDINAL
PV.13 - PT.2

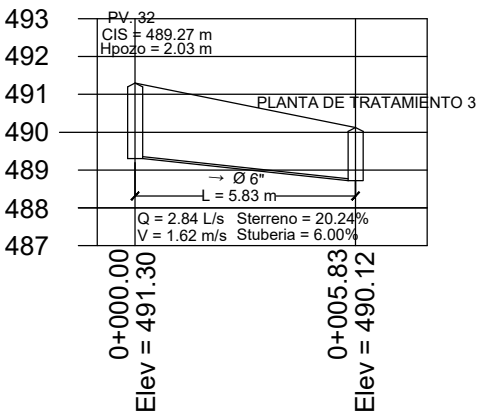
ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



PLANTA PV.13 - PT.2

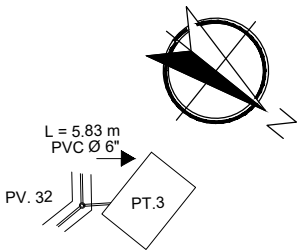
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	06 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTAS Y PERFILES DE POZOS		
Vo. Bo.	FECHA:		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	FEBRERO 2021		
	ESCALA:	INDICADA	



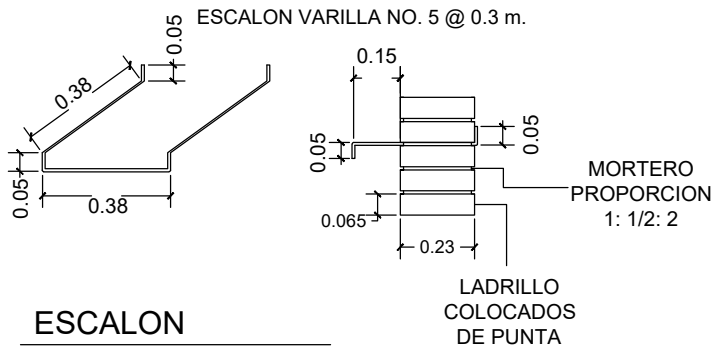
PERFIL LONGITUDINAL
PV.32 - PT.3

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



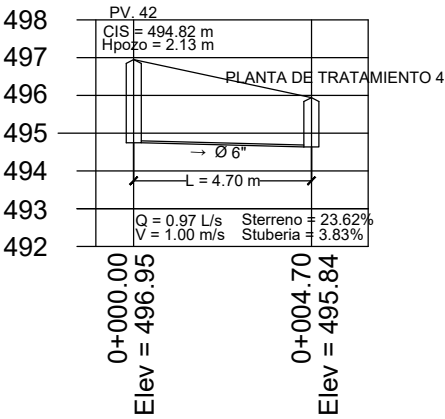
PLANTA PV.32 - PT.3

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



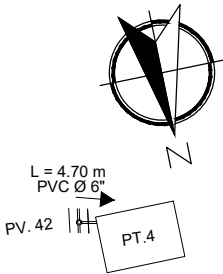
ESCALON

ESCALA HORIZONTAL 1:20



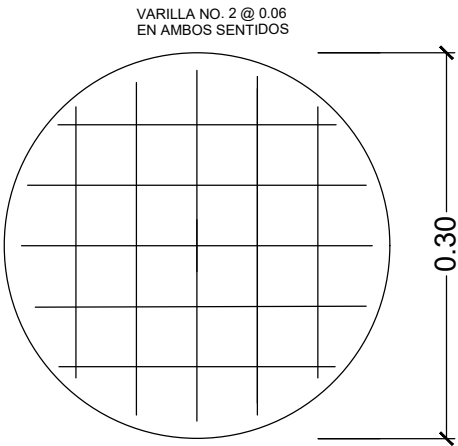
PERFIL LONGITUDINAL
PV.42 - PT.4

ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



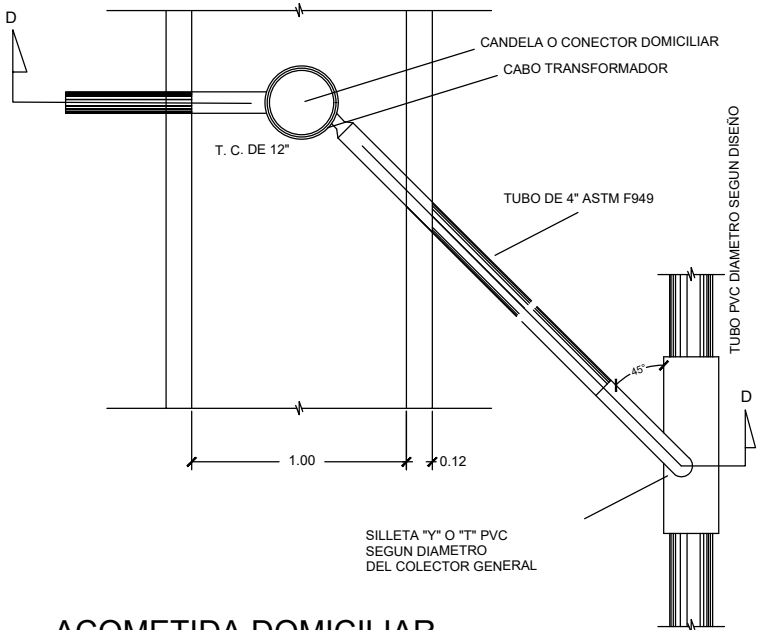
PLANTA PV.42 - PT.4

ESCALA HORIZONTAL 1:1000



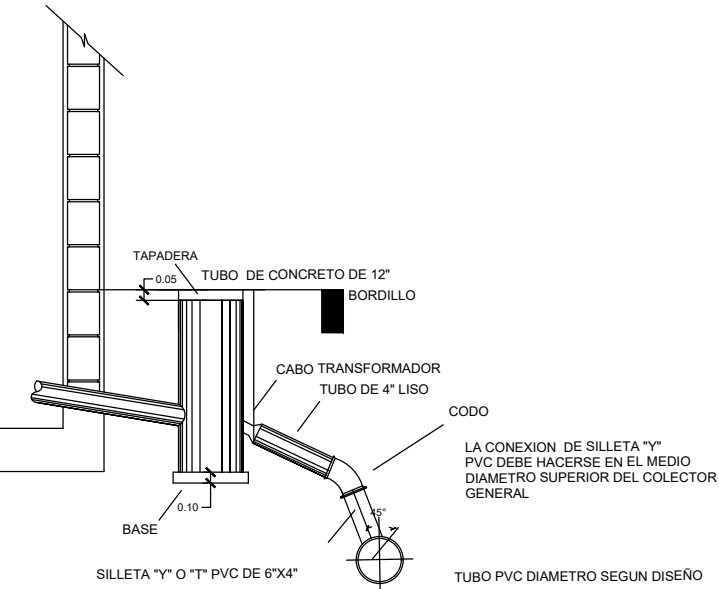
TAPADERA DE CONEXION DOMICILIAR

ESCALA HORIZONTAL 1:50



ACOMETIDA DOMICILIAR

ESCALA HORIZONTAL 1:20



CORTE D-D

ESCALA HORIZONTAL 1:20

REFERENCIAS	
==	TUBERIA PRINCIPAL
⊙ PV	POZO DE VISITA
→	DIRECCION DEL FLUJO
□	VIVIENDA
▭	PLANTA DE TRATAMIENTO
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
Hpozo	ALTURA POZO DE VISITA
L	LONGITUD
Q	CAUDAL
V	VELOCIDAD
Sterreno	PENDIENTE DE TERRENO
Stuberia	PENDIENTE DE TUBERIA
NOTA: LA TUBERIA PVC DEBE DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM F-949	

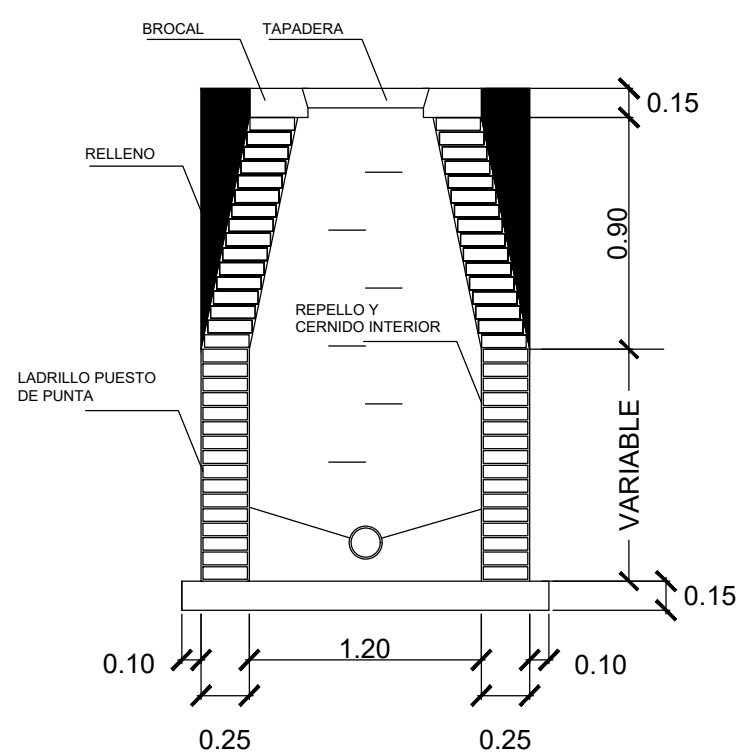
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.
DIBUJO:	
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	
Vo. Bo.	CONTENIDO:
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	DETALLES CONEXIONES DOMICILIARES
Vo. Bo.	FECHA:
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	FEBRERO 2021
	ESCALA:
	INDICADA

HOJA

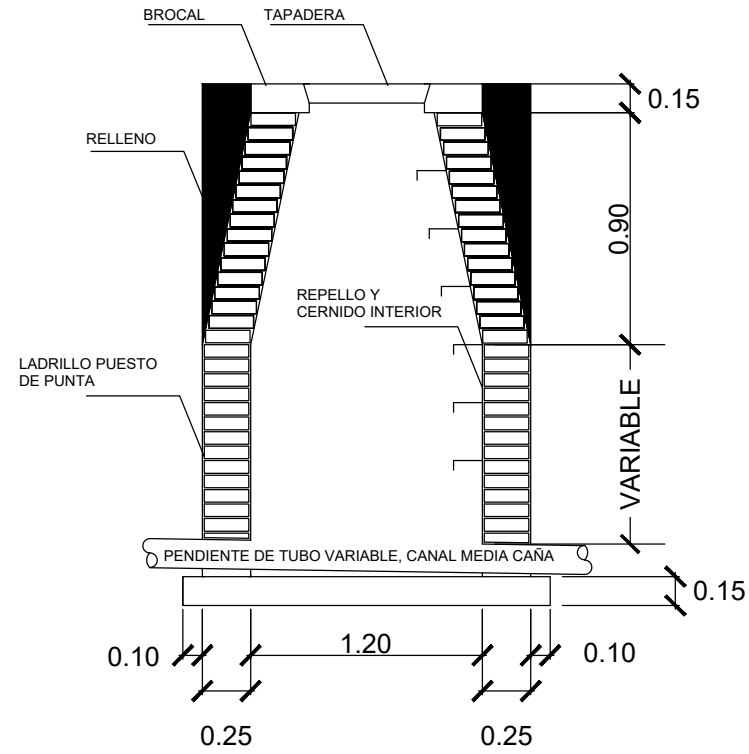
07
08



CORTE A-A

POZO DE VISITA TÍPICO

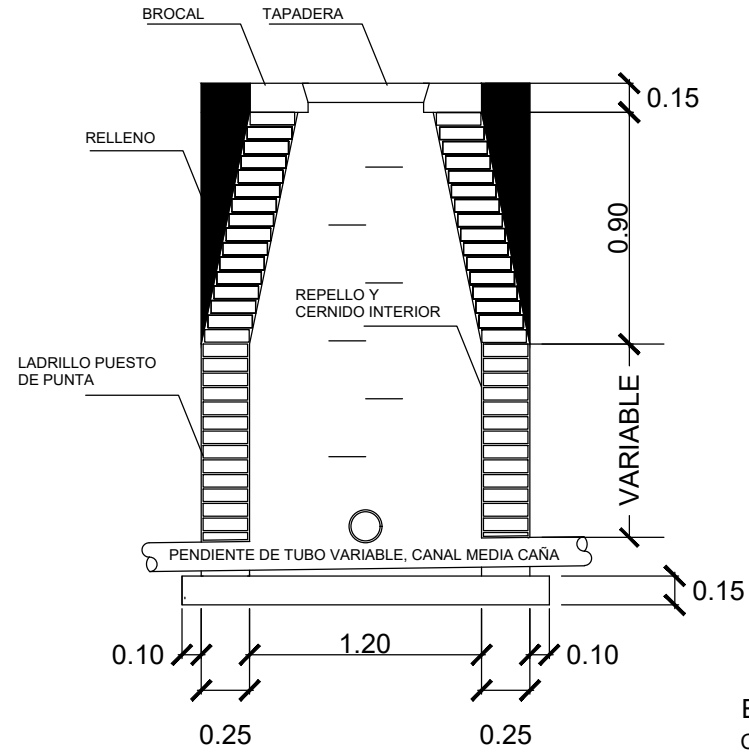
ESCALA HORIZONTAL 1:25



CORTE B-B

POZO DE VISITA TÍPICO

ESCALA HORIZONTAL 1:25



CORTE C-C

POZO DE VISITA TÍPICO

ESCALA HORIZONTAL 1:25

ESPECIFICACIONES:

CONCRETO:

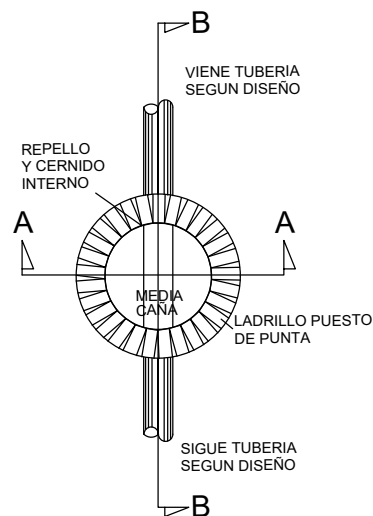
1. EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
2. EL MORTERO PARA PEGADO DE LADRILLO DEBERÁ SER DE CAL, CEMENTO Y ARENA CON PROPORCIÓN 1:1/2:2
3. EL ACERO A UTILIZAR SERÁ $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
4. TODOS LOS POZOS TIENEN UNA LOSA DE CONCRETO CON ESPESOR DE 0.15 m

TUBERÍA DE PVC:

1. LA TUBERÍA SERÁ CONFORME A LA NORMA ASTM F-949
2. EL DIÁMETRO A UTILIZAR SERÁ DE 6" A EXCEPCIÓN DE LAS ACOMETIDAS DOMICILIARES QUE SERÁN DE DIÁMETRO 4".
3. TODA LA TUBERÍA SE COLOCARÁ ALINEADA Y CON EL DESNIVEL QUE SE INDICA EN LOS PLANOS.

NOTA:

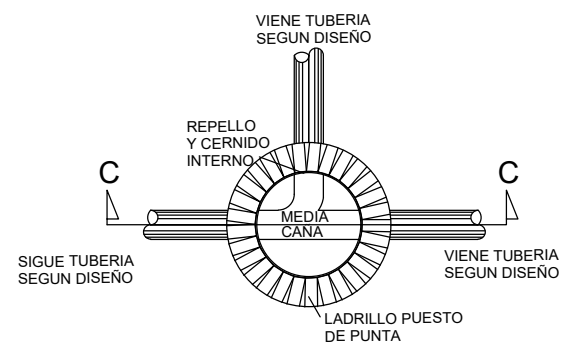
LOS BROCALES Y TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERÁN CURARSE, SEGÚN ESPECIFICACIONES ACI, ANTES DE SU INSTALACIÓN



PLANTA POZO DE VISITA

DE 1 ENTRADA

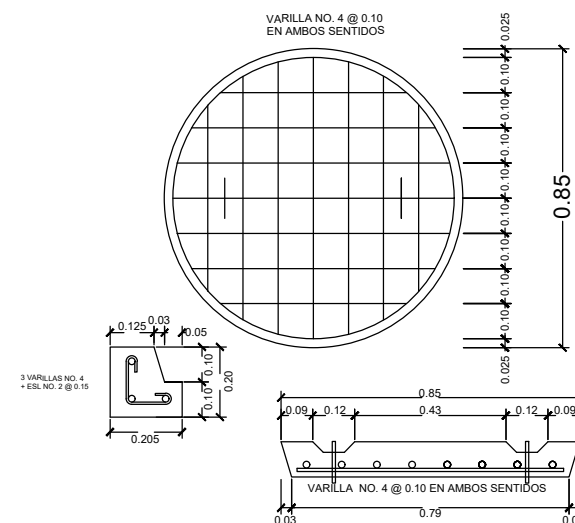
ESCALA HORIZONTAL 1:25



PLANTA POZO DE VISITA

DE 2 ENTRADAS

ESCALA HORIZONTAL 1:25



TAPADERA DE POZO DE VISITA

ESCALA HORIZONTAL 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, ALDEA CARBONERAS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	08 08
ING. SERGIO RAMOS ASESOR SUPERVISOR EPS	DETALLES POZOS DE VISITA		
	FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA:		
	INDICADA		

Apéndice D

Libreta topográfica del diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
E0	1000	1000	100	E
1	1035.411	996.636	102.146	C
2	1033.696	989.292	102.171	C
3	1041.421	995.477	102.017	C
4	1041.163	987.359	102.003	C
5	1030.754	990.022	102.103	C
6	1032.614	997.139	102.175	C
7	1032.873	998.122	102.359	C
8	1031.028	989.125	102.378	C
9	1024.271	999.752	101.491	C
10	1019.645	993.26	101.158	C
11	1016.422	994.216	99.017	C
12	1017.854	1001.203	98.608	C
13	1045.903	994.335	101.936	C
14	1045.253	986.123	101.9	C
15	1054.372	983.718	101.764	C
16	1057.577	991.452	101.744	C
17	1068.176	988.439	101.629	C
18	1066.275	980.603	101.589	C
19	1085.52	975.953	101.346	C
20	1085.506	983.72	101.276	C
21	1022.174	1008.183	98.658	RÍO ABAJO
22	1016.079	1012.743	98.342	RÍO ABAJO
23	1010.527	1015.151	98.376	RÍO ABAJO
24	1010.098	1015.522	99.06	RÍO ABAJO
25	1028.277	1018.081	99.262	RÍO ABAJO
26	1026.042	1019.291	98.562	RÍO ABAJO
27	1024.615	1020.12	98.168	RÍO ABAJO
28	1021.636	1021.893	98.324	RÍO ABAJO
29	1016.098	1025.223	97.884	RÍO ABAJO
30	1033.654	1025.329	99.125	RÍO ABAJO

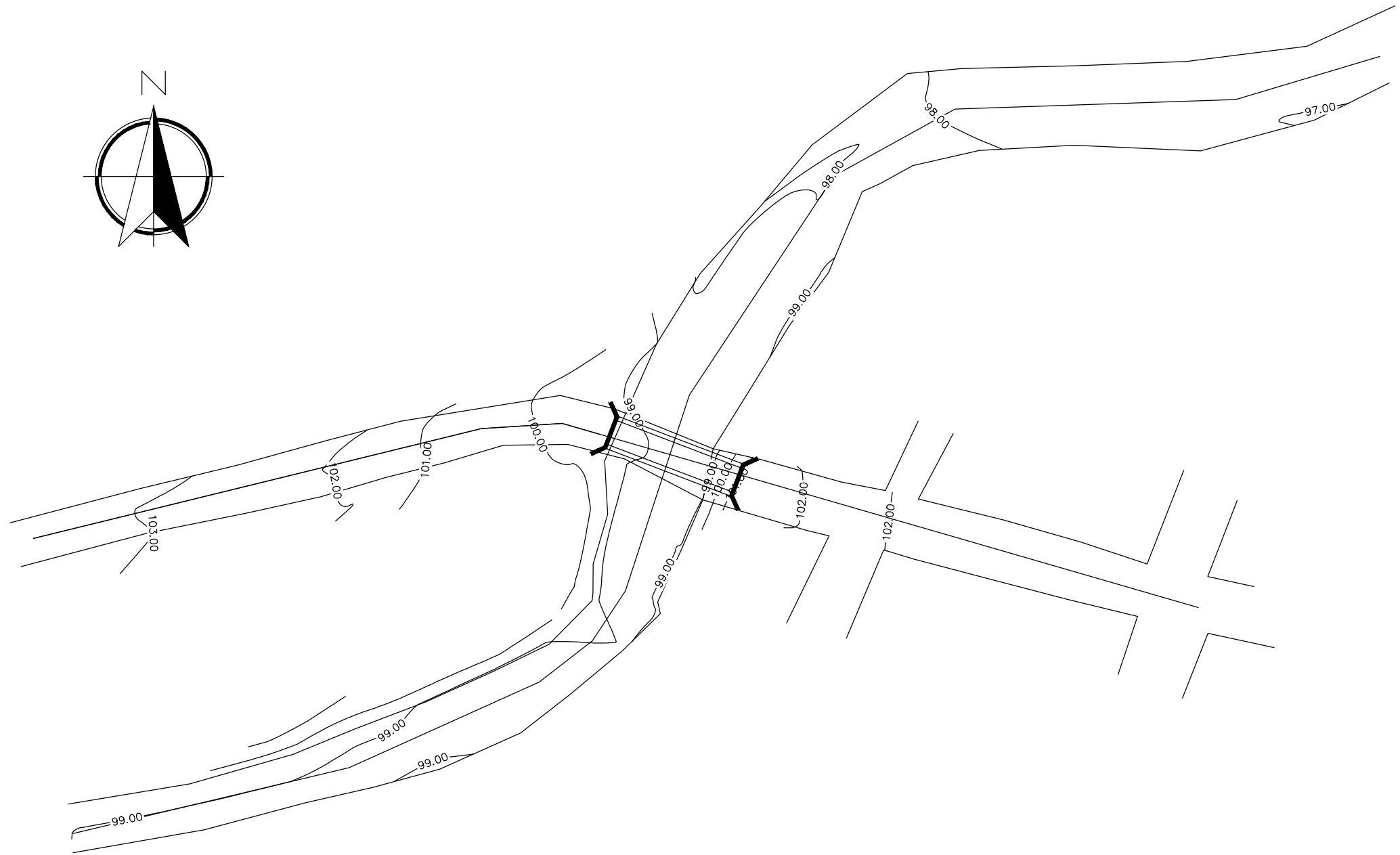
Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
31	1030.276	1027.968	98.621	RÍO ABAJO
32	1029.535	1028.735	98.046	RÍO ABAJO
33	1026.423	1031.224	98.237	RÍO ABAJO
34	1024.314	1034.363	97.991	RÍO ABAJO
E1	1043.365	1049.269	98.151	E
E2	982.6	960.114	98.918	E
35	998.343	967.657	98.409	RÍO ARRIBA
36	996.71	970.392	98.543	RÍO ARRIBA
37	995.387	974.458	98.791	RÍO ARRIBA
38	1014.91	994.678	98.824	RÍO ARRIBA
39	1011.943	988.547	98.945	RÍO ARRIBA
40	1013.625	987.668	99.063	RÍO ARRIBA
41	1010.258	980.248	99.301	RÍO ARRIBA
42	1008.264	981.736	98.698	RÍO ARRIBA
43	1006.694	975.68	98.905	RÍO ARRIBA
44	1010.619	978.662	99.118	RÍO ARRIBA
45	1005.386	973.947	98.909	RÍO ARRIBA
46	1005.514	973.659	98.963	RÍO ARRIBA
47	1001.29	980.43	99.355	RÍO ARRIBA
48	1002.882	980.323	98.66	RÍO ARRIBA
49	1005.767	979.507	98.399	RÍO ARRIBA
50	1007.407	979.02	98.025	RÍO ARRIBA
51	1008	981.484	98.024	RÍO ARRIBA
52	1011.904	988.683	98.148	RÍO ARRIBA
53	1014.891	994.785	98.489	RÍO ARRIBA
54	1011.334	996.449	98.449	RÍO ARRIBA
55	1007.579	998.178	98.048	RÍO ARRIBA
56	1005.579	998.644	99.212	RÍO ARRIBA
57	1003.011	999.543	99.612	RÍO ARRIBA
58	1000.946	992.832	100.025	RÍO ARRIBA
59	1003.422	992.261	99.434	RÍO ARRIBA
60	1005.215	991.509	98.404	RÍO ARRIBA
61	999.123	986.02	100.195	RÍO ARRIBA
62	1001.43	985.455	99.55	RÍO ARRIBA
63	1003.388	984.875	98.671	RÍO ARRIBA
64	1001.415	981.452	99.566	RÍO ARRIBA
65	998.367	982.489	100.091	RÍO ARRIBA
66	996.695	978.331	99.973	RÍO ARRIBA

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
67	996.292	996.325	100.133	C
68	997.967	1001.804	99.76	C
E3	969.76	999.384	101.687	E
69	1005.721	999.805	99.222	C
70	1004.355	1006.674	99.117	C
71	1004.126	1010.431	99.367	C
72	1003.676	1014.966	99.981	C
73	996.865	1012.361	100.225	C
74	996.923	1008.506	99.667	C
75	988.438	1009.151	100.356	C
76	989.969	996.588	100.057	C
77	989.128	1001.675	100.345	C
78	981.101	999.291	100.654	C
79	981.685	994.537	100.438	C
80	975.154	992.984	100.973	C
81	973.141	997.294	101.963	C
82	964.141	994.641	102.259	C
83	965.796	991.237	102.046	C
84	955.13	986.777	102.359	C
85	944.333	983.573	102.744	C
86	940.499	989.69	103.036	C
87	939.569	995.791	103.216	C
88	940.284	992.708	102.904	C
89	921.781	988.202	103.48	C
90	923.18	985.098	103.455	C
91	921.661	991.081	103.663	C
92	953.761	992.346	102.563	C
93	952.762	998.966	102.81	C
94	953.4	996.044	102.593	C
95	965.262	998.447	101.947	C
96	965.188	1002.385	102.181	C
97	975.078	1004.976	101.843	C
98	975.354	1004.179	101.221	C
99	975.796	1001.54	101.281	C
100	977.443	969.764	100.841	RÍO ARRIBA
101	987.806	973.097	100.236	RÍO ARRIBA
102	988.058	970.908	98.891	RÍO ARRIBA
103	988.368	967.163	98.634	RÍO ARRIBA

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
104	991.505	962.331	98.84	RÍO ARRIBA
105	980.44	957.384	99.117	RÍO ARRIBA
106	979.082	962.056	98.766	RÍO ARRIBA
107	978.586	966.595	98.927	RÍO ARRIBA
108	967.493	967.306	101.001	RÍO ARRIBA
109	968.854	962.912	99.287	RÍO ARRIBA
110	969.825	959.633	98.818	RÍO ARRIBA
111	971.327	954.901	98.946	RÍO ARRIBA
112	962.007	952.765	98.78	RÍO ARRIBA
113	961.561	955.2	98.873	RÍO ARRIBA
114	960.352	959.403	99.566	RÍO ARRIBA
115	958.147	962.896	101.757	RÍO ARRIBA
116	948.23	949.101	98.853	RÍO ARRIBA
117	947.15	951.447	98.852	RÍO ARRIBA
118	946.251	955.363	99.447	RÍO ARRIBA
119	930.3	945.963	98.88	RÍO ARRIBA
120	930.326	948.575	98.933	RÍO ARRIBA
121	929.662	952.611	99.311	RÍO ARRIBA
122	1031.405	1042.786	98.101	RÍO ABAJO
123	1034.145	1039.997	97.935	RÍO ABAJO
124	1038.237	1036.377	98.445	RÍO ABAJO
125	1040.702	1037.48	98.864	RÍO ABAJO
126	1045.134	1039.941	98.385	RÍO ABAJO
127	1044.734	1047.037	98.093	RÍO ABAJO
128	1044.392	1052.534	98.223	RÍO ABAJO
129	1051.852	1053.218	97.642	RÍO ABAJO
130	1052.874	1048.998	97.61	RÍO ABAJO
131	1054.246	1042.003	98.109	RÍO ABAJO
132	1110.292	1051.234	97.108	RÍO ABAJO
133	1109.017	1054.867	97.135	RÍO ABAJO
134	1099.078	1056.258	97.585	RÍO ABAJO
135	1099.308	1050.887	97.244	RÍO ABAJO
136	1100.072	1046.158	96.911	RÍO ABAJO
137	1084.52	1041.956	97.418	RÍO ABAJO
138	1083.52	1046.48	97.142	RÍO ABAJO
139	1082.662	1054.188	97.365	RÍO ABAJO
140	1067.587	1053.598	97.305	RÍO ABAJO
141	1067.423	1049.207	97.203	RÍO ABAJO

Apéndice E

Planos de construcción del diseño de puente vehicular río Chantiago, colonia Santa Gudelia, ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.



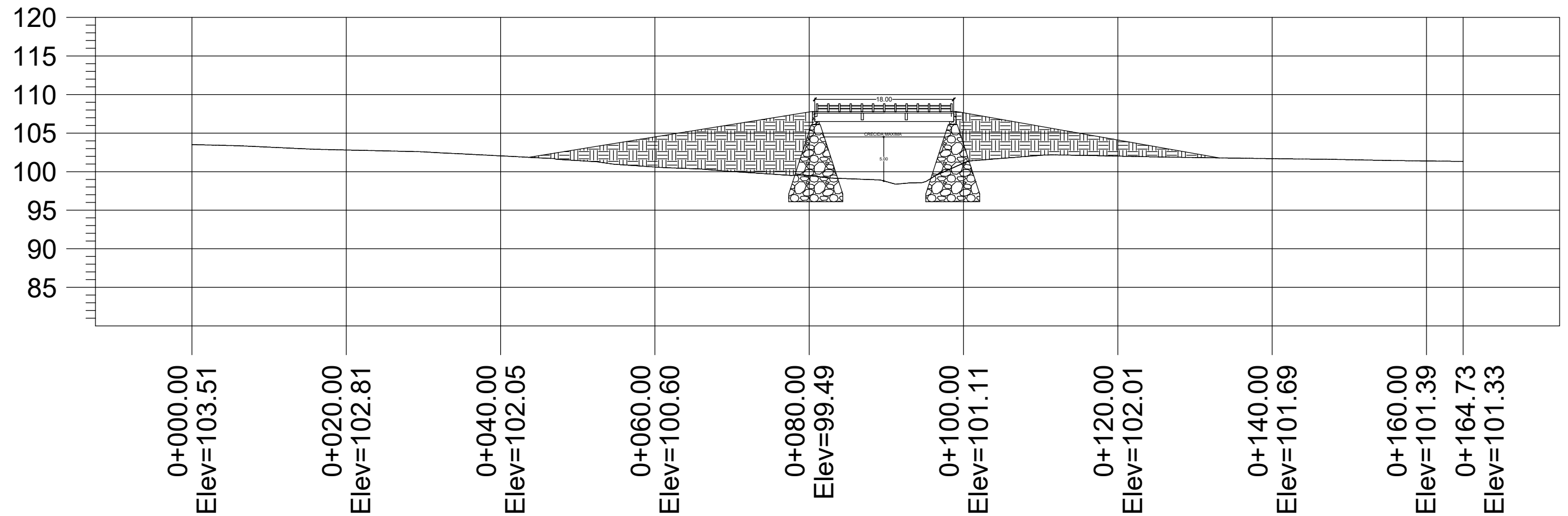
CURVAS A NIVEL DE PUENTE VEHICULAR

ESCALA 1:700

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	01 06
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR SUPERVISOR EPS	CURVAS A NIVEL		
Vo. Bo.	FECHA:		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	FEBRERO 2021		
	ESCALA:		
	INDICADA		



ESPECIFICACIONES:

CONCRETO

- EL CONCRETO A UTILIZAR EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE ES DE RESISTENCIA A COMPRESION DE 281 kg/cm2 PROPORCION 1:2:2.
- LOS ESTRIBOS Y ALETONES SERAN DE CONCRETO CICLOPEO, UTILIZANDO PROPORCION 65% PIEDRA BOLA Y 35% CONCRETO.

ACERO DE REFUERZO

- EL ACERO DE REFUERZO A UTILIZAR EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ES DE RESISTENCIA 2810 kg/cm2 Y 4200 kg/cm2.

RECUBRIMIENTOS

- EN VIGAS, DIAFRAGMAS Y CORTINA SERA DE 5 CM.

LAS BASES DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DEBEN DE UBICARSE A 3.00 M DEBAJO DEL NIVEL DEL SUELO.

TRASLAPES

- COMO MINIMO 30 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA SEGUN ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EMPALMES, GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO.

DOBLECES

- LOS DOBLECES SE REALIZARAN EN FRIO EN UN EQUIVALENTE A 6 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA CUANDO SE TRATE DE 180 GRADOS Y UN EQUIVALENTE A 12 VECES EL DIAMETRO CUANDO SE TRATE DE 90 GRADOS.

DIMENSIONAMIENTO

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS, DE LO CONTRARIO SE INDICARA.

PERFIL TOPOGRAFICO

ESCALA 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA		
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA	02 06
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR SUPERVISOR EPS	PERFIL TOPOGRAFICO		
Vo. Bo.	FECHA:		
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	FEBRERO 2021		
	ESCALA: INDICADA		

ESCALA 1:100

ESCALA 1:100

ESCALA 1:50

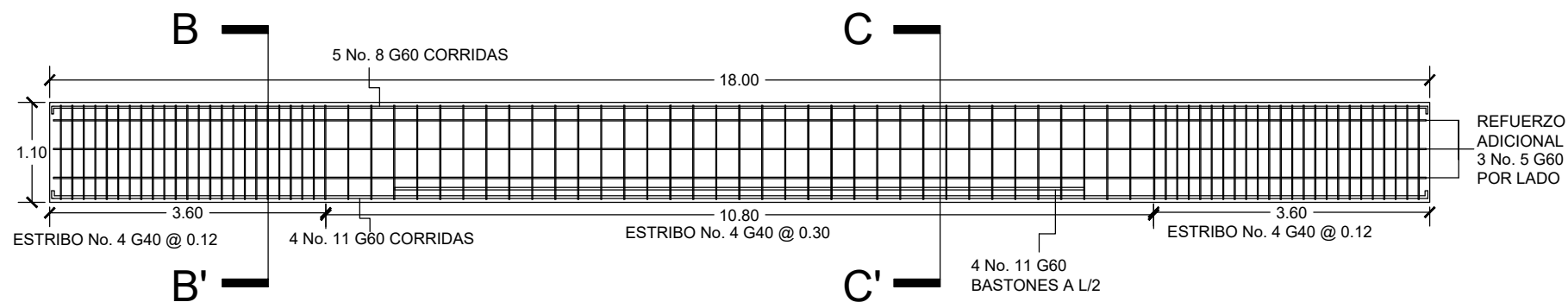
ESPECIFICACIONES:

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
- LA LOSA DE RODADURA TENDRA 2% DE PENDIENTE HACIA LOS LADOS PARALELOS AL TRAFICO.

RECUBRIMIENTOS:

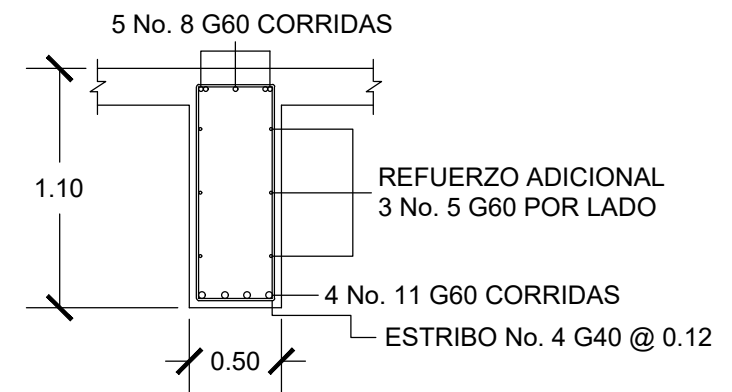
- EL RECUBRIMIENTO DE LA LOSA SERA DE 3 CM EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR.
- EL RECUBRIMIENTO DE LAS VIGAS, DIAFRAGMAS, Y CORTINA SERAN DE 5 CM.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
DISEÑO:	PROYECTO:	
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUEDELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
DIBUJO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN		
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA 03 06
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR SUPERVISOR EPS	PLANTA ACOTADA Y DETALLE ARMADO DE LOSA	
Vo. Bo.	FECHA:	
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	FEBRERO 2021	
	ESCALA:	
	INDICADA	



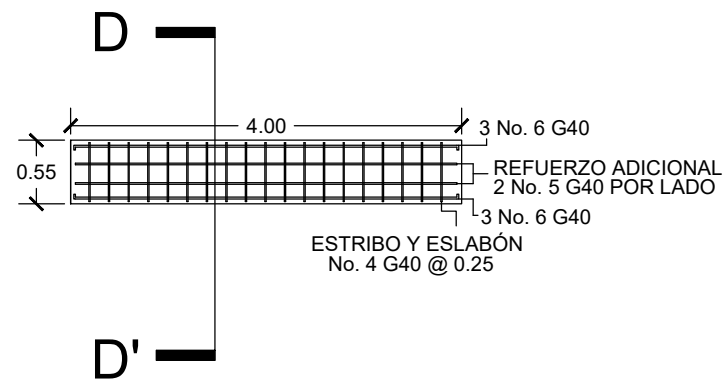
DETALLE ARMADO DE VIGA

ESCALA 1:75



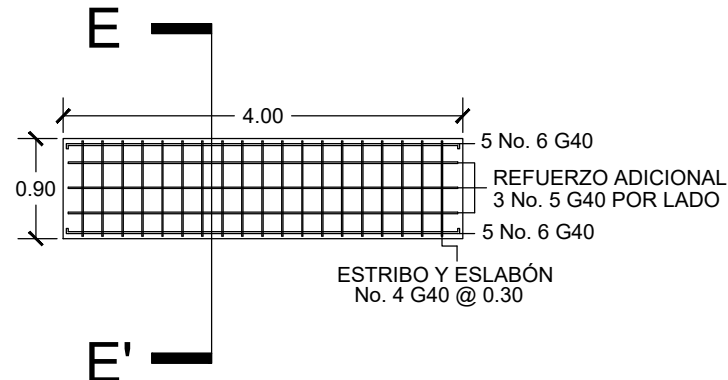
SECCION B-B

ESCALA 1:50



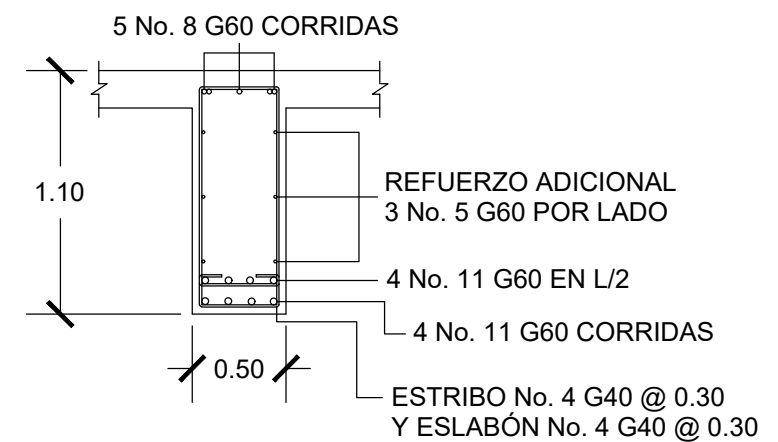
DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:50



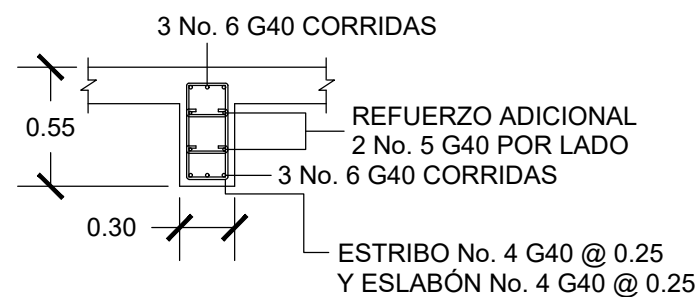
DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:50



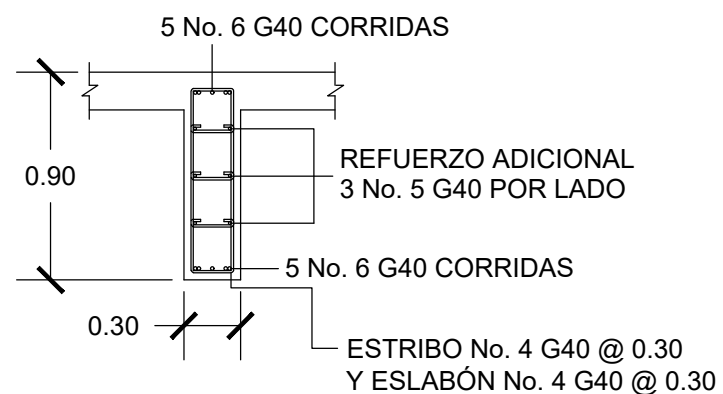
SECCION C-C

ESCALA 1:50



SECCION D-D

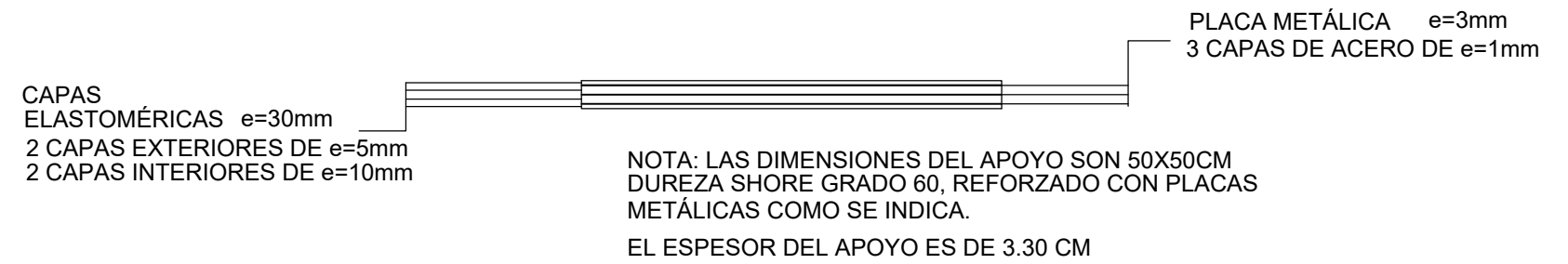
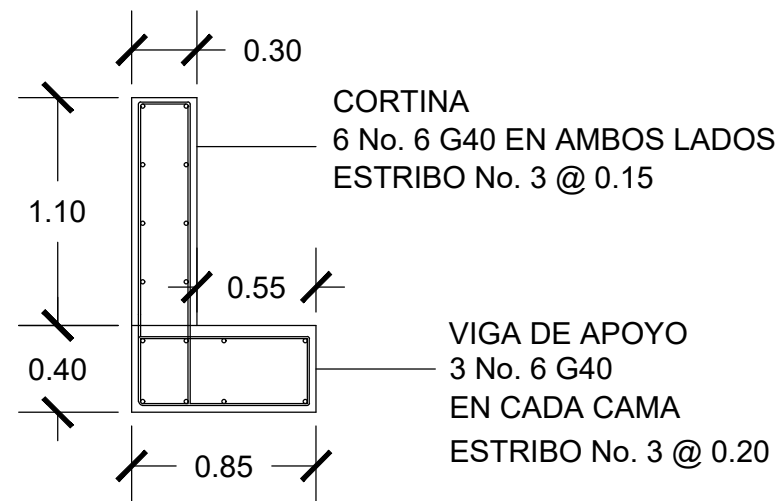
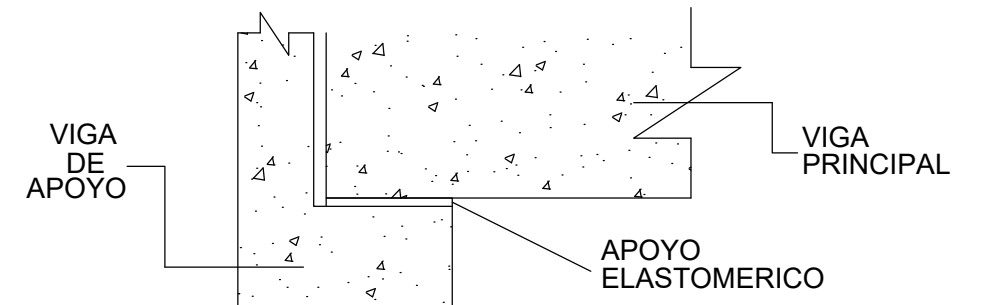
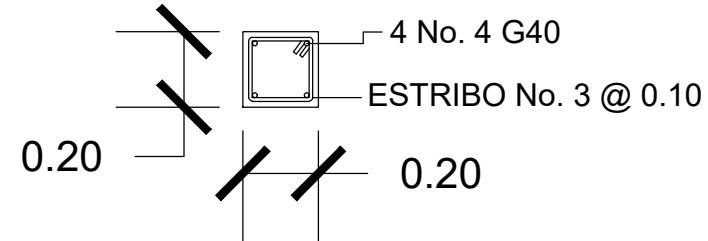
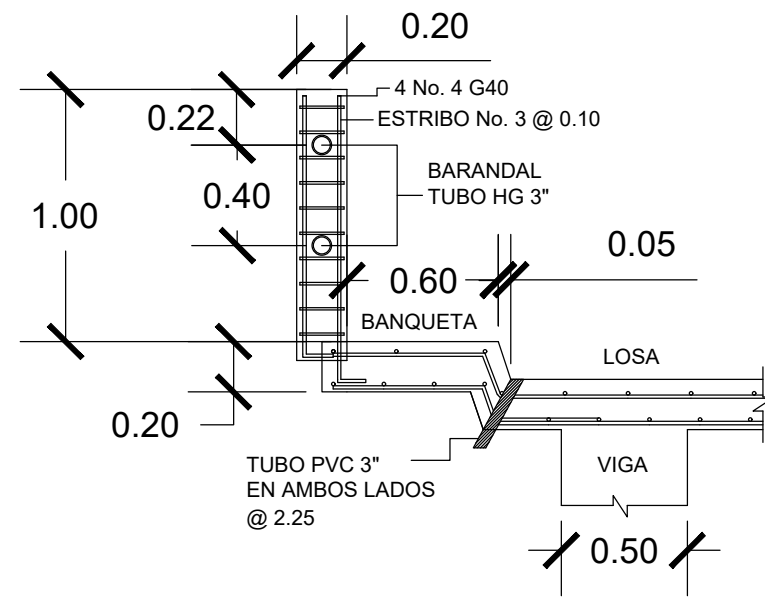
ESCALA 1:50



SECCION E-E

ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA
DIBUJO:			
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN			
Vo. Bo.		CONTENIDO:	HOJA 04 06
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR SUPERVISOR EPS		DETALLE ARMADO DE VIGA Y DIAFRAGMAS	
Vo. Bo.		FECHA:	
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS		FEBRERO 2021	
		ESCALA:	
		INDICADA	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO,		
DIBUJO:	COLONIA SANTA GUEDELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS,		
LUISA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA		
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA 05 / 06	
ING. LUIS AMBROCIO	DETALLE BARANDAL, CORTINA, VIGA DE APOYO		
ASESOR SUPERVISOR EPS	Y APOYO ELASTOMERICO		
	FECHA:		
Vo. Bo.	FEBRERO 2021		
ING. ELDER RIVERA	ESCALA:		
COORDINADOR EPS	INDICADA		



ESCALA 1:75



ESCALA 1:100



ESCALA 1:150



ESCALA 1:125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
DISEÑO:	PROYECTO:	
LUIZA KARINA ROSSAL ARAGÓN	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR RIO CHANTIAGO, COLONIA SANTA GUDIELIA, CIUDAD DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
DIBUJO:		
LUIZA KARINA ROSSAL ARAGÓN		
Vo. Bo.	CONTENIDO:	HOJA 06 06
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR SUPERVISOR EPS	DETALLE ESTRIBO Y ALETONES	
	FECHA:	
Vo. Bo.	FEBRERO 2021	
ING. ELDER RIVERA COORDINADOR EPS	ESCALA:	
	INDICADA	