



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

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y
PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA,
DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Miguel Antonio Hernández Alarcón

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y
PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA,
DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MIGUEL ANTONIO HERNÁNDEZ ALARCÓN
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y
PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA,
DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2009.

Miguel Antonio Hernández Alarcón



REF.EPS.DOC.1070.08.11
Guatemala, 25 de agosto de 2011

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

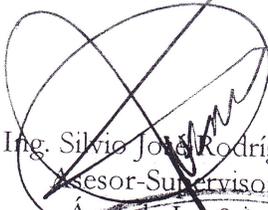
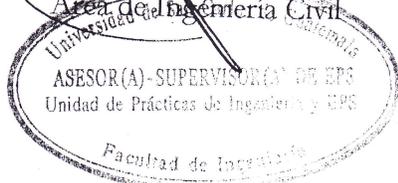
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Miguel Antonio Hernández Alarcón** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412307**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo
SJRS/ra



Guatemala, 26 de septiembre de 2011
REF.EPS.D.863.09.11

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

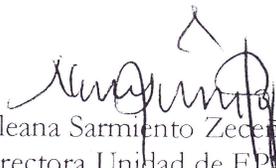
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Miguel Antonio Hernández Alarcón**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





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



Guatemala,
29 de agosto de 2011

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

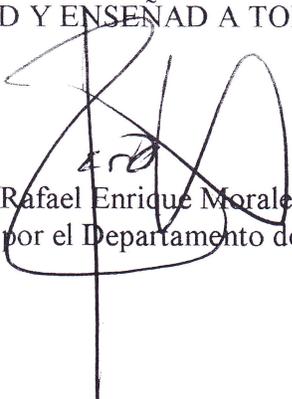
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Miguel Antonio Hernández Alarcón, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,
29 de septiembre de 2011

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Miguel Antonio Hernández Alarcón, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

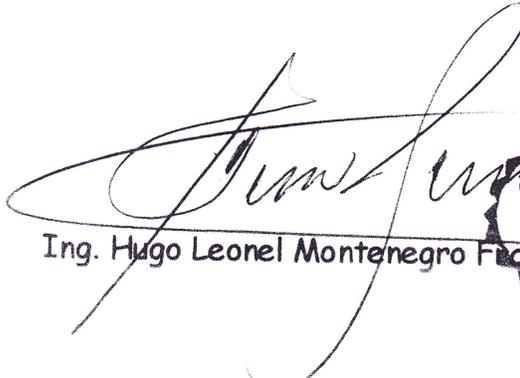
/bbdeb.



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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Miguel Antonio Hernández Alarcón, titulado DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, octubre de 2011

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua

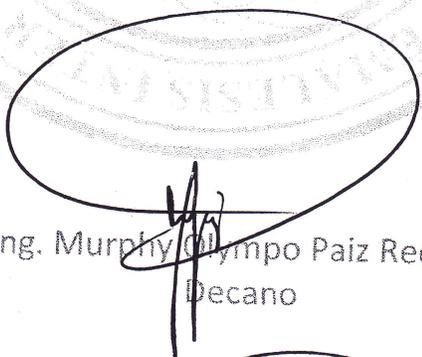




DTG. 421.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA PAVA Y PUENTE VEHÍCULAR EL TEMPISQUE PARA EL MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario Miguel Antonio Hernández Alarcón, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 21 de octubre de 2011

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme alcanzar mis metas
Mis padres	Pedro Antonio Hernández García Iliana Oralia Alarcón de Hernández
Mis abuelos	Olga Sagastume de Alarcón Miguel Ángel Alarcón Ramos (q.e.p.d.) Eusebia García de Hernández (q.e.p.d.) Emilio Hernández Flores (q.e.p.d.)
Mis hermanas	Karol Mariflor y Teresa Iliana Hernández Alarcón
Mis sobrinos	Josué y Ángel
Mi novia	Jeniffer Marleny Morales Figueroa
Mi familia	Gracias por su apoyo y motivación

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por haberme dado la vida, la sabiduría y por guiarme a lo largo de este camino.
Mis padres	Por su amor, esfuerzo, entrega y dedicación incondicional en mi vida.
Mis hermanas	Por su motivación a alcanzar el éxito.
Mis sobrinos	Por darle alegría a mi vida.
Mi novia	Por tu alegría, apoyo y por ser fuente de mi mayor motivación.
Mis tíos y tías	Por todo el apoyo que me han brindado.
Ing. Silvio Rodríguez	Por su guía y colaboración como asesor y supervisor de EPS.
Mis padrinos	Lic. Pedro Antonio Hernández García, papá gracias por todo tu apoyo e inagotables palabras.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	La cual se convirtió en mi segundo hogar durante mi carrera universitaria.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE SÍMBOLOS	III
GLOSARIO	V
RESUMEN.....	XI
OBJETIVOS.....	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Generalidades del lugar.....	1
1.1.1. Antecedentes históricos.....	1
1.2. Aspectos físicos.....	2
1.2.1. Ubicación	2
1.2.2. Extensión territorial.....	3
1.2.3. Límites y colindancias	3
1.2.4. Clima	4
1.2.5. Características de la población	4
1.3. Aspectos de infraestructura.	5
1.3.1. Vías de acceso.....	5
1.3.2. Servicios públicos.....	6
1.4. Aspectos socio-económicos.....	6
1.4.1. Idioma, religión, costumbres	6
1.4.2. Actividades productivas.....	7
1.4.3. Comercio.....	7
1.4.4. Turismo	7

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para aldea La Pava, municipio de Quesada, departamento de Jutiapa	9
2.1.1.	Descripción del proyecto	9
2.1.2.	Levantamiento topográfico	9
2.1.2.1.	Planimetría.....	9
2.1.2.2.	Altimetría.....	10
2.1.3.	Diseño de la red de colectores.....	10
2.1.3.1.	Descripción del sistema a utilizar.....	10
2.1.3.2.	Período de diseño.....	11
2.1.3.3.	Población de diseño.....	11
2.1.3.4.	Dotación.....	12
2.1.3.5.	Factor de retorno	13
2.1.3.6.	Caudal Sanitario	13
2.1.3.6.1.	Caudal domiciliar	13
2.1.3.6.2.	Caudal comercial e industrial....	14
2.1.3.6.3.	Caudal de conexiones ilícitas ...	14
2.1.3.6.4.	Caudal de infiltración	15
2.1.3.7.	Factor de caudal medio.....	16
2.1.3.8.	Factor de flujo instantáneo de Hammond	17
2.1.3.9.	Caudal de diseño	17
2.1.3.10.	Diámetro mínimo.....	18
2.1.3.11.	Tirante de Flujo	18
2.1.3.12.	Velocidades máximas y mínimas	19
2.1.3.13.	Pendientes	19
2.1.3.14.	Cotas invert.....	20
2.1.3.15.	Pozos de visita.....	21
2.1.3.16.	Conexiones domiciliarias	21
2.1.3.17.	Profundidad mínima de tubería.....	22

2.1.3.18.	Ejemplo de tramo	22
2.1.3.19.	Cálculo hidráulico	23
2.1.3.20.	Diseño de fosas sépticas	25
2.1.3.21.	Dimensionamiento de pozos de absorción.....	40
2.1.4.	Operación y mantenimiento de la red.....	41
2.1.5.	Evaluación socio-económica	43
2.1.5.1.	Valor presente neto	43
2.1.5.2.	Tasa interna de retorno	43
2.1.6.	Evaluación de impacto ambiental	44
2.1.7.	Planos.....	44
2.1.8.	Presupuesto para alcantarillado sanitario.....	45
2.2.	Diseño de puente vehicular para la cabecera municipal de Quesada, departamento de Jutiapa.....	46
2.2.1.	Descripción del proyecto	46
2.2.2.	Estudio hidrológico	49
2.2.2.1.	Cálculo de caudal máximo de río por el método sección pendiente	51
2.2.3.	Ensayo de suelos	53
2.2.3.1.	Levantamiento topográfico	54
2.2.3.2.	Prueba triaxial	54
2.2.4.	Diseño estructural.....	55
2.2.4.1.	Descripción general de la alternativa propuesta	55
2.2.5.	Diseño de superestructura.....	55
2.2.5.1.	Predimensionamiento.....	56
2.2.5.2.	Diseño de elementos.....	60
2.2.5.2.1.	Losa	60
2.2.5.2.2.	Diafragmas	69
2.2.5.2.3.	Viga intermedia	71

2.2.5.2.4.	Viga exterior	93
2.2.6.	Diseño de subestructura	111
2.2.6.1.	Cortina	111
2.2.6.2.	Viga de apoyo	118
2.2.6.3.	Diseño de asentamiento o base.....	126
2.2.6.4.	Estribo de concreto ciclópeo	129
2.2.7.	Evaluación de impacto ambiental.....	138
2.2.8.	Evaluación socio-económica.....	139
2.2.8.1.	Valor presente neto.....	139
2.2.8.2.	Tasa interna de retorno.....	140
2.2.9.	Presupuesto para puente vehicular.....	140
2.2.10.	Planos	142
CONCLUSIONES.....		143
RECOMENDACIONES.....		145
BIBLIOGRAFÍA.....		147
APÉNDICES.....		149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Ubicación cabecera municipal de Quesada.....	2
2. Ubicación aldea La Pava, Quesada	3
3. Muro de fosa séptica	28
4. Sección de viga V1	33
5. Detalles de viga de fosa séptica	36
6. Ubicación del proyecto del puente.....	50
7. Sección del río El Tempisque	52
8. Geometría de sobre-carga del camión de diseño	56
9. Predimensionamiento de viga	57
10. Esquema de sección transversal.....	60
11. Detalle de armado de losa.....	68
12. Detalle del armado de sección transversal para el diafragma	70
13. Sección transversal de viga T.....	72
14. Geometría y configuración del camión de diseño	74
15. Esquema de distribución transversal de sobrecarga	76
16. Posición crítica de sobrecarga.....	77
17. Diagrama de corte y momento para sobre-carga	78
18. Detalle de armado de viga intermedia, al centro y a 4,5m del apoyo	85
19. Posición crítica de sobrecarga.....	86
20. Diagrama de corte	89
21. Variación del esfuerzo cortante en distintas longitudes de viga	90
22. Detalle de armado por corte en viga intermedia	93
23. Sección transversal de viga exterior	94

24.	Detalle de armado de viga exterior, al centro y a 4,5m del apoyo.....	103
25.	Diafragma de corte.....	106
26.	Variación del esfuerzo cortante en distintas longitudes de viga	107
27.	Detalle de armado por corte en viga exterior	110
28.	Diagrama de presiones	111
29.	Diagrama de cargas.....	117
30.	Diagrama de cargas y corte	122
31.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	124
32.	Sección de estribo.....	130

TABLAS

I.	Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas	32
II.	Momentos producidos por el peso propio del muro.....	38
III.	Presupuesto de alcantarillado sanitario para aldea La Pava.....	45
IV.	Momento de volteo	130
V.	Momento estabilizante.....	131
VI.	Momento con carga sísmica y sin carga viva	135
VII.	Presupuesto de puente vehicular El Tempisque	139

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
A_s	Área de acero
$A_{smín}$	Área de acero mínimo
A_v	Área de varilla a utilizar para el estribo
B	Base
P	Carga de diseño
C_M	Carga muerta
C_v	Carga viva
C_u	Carga última
Q_{dis}	Caudal de diseño
n	Coefficiente de rugosidad
V_n	Cortante nominal a resistir
V_{CM}	Cortante por carga muerta
V_{cv}	Cortante por carga viva
V_u	Cortante último
F_{qm}	Factor de caudal medio
F.H.	Factor de Harmond
FL	Fuerza longitudinal
ACI	Instituto Americano del Concreto
M_{CM}	Momento carga muerta
M_{cv}	Momento carga viva
M_{cv+i}	Momento carga viva + porcentaje de impacto
M_v	Momento de volteo

M_u	Momento último
W	Peso de volteo
t	Peralte
d	Peralte efectivo
Pe	Peso específico
WE	Peso estabilizante
I	Porcentaje de impacto
f_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
V_c	Resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto
S	Separación entre armadura de refuerzo de corte
f_y	Tensión de fluencia
V_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes
Accesorios	Elementos secundarios ubicados en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees, válvulas, etc.
Acera	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Alcantarillado sanitario	Es un sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas.
Altimetría	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de niveles existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Sumatoria de la carga viva y de la carga muerta amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga que no está permanente aplicada en una estructura.

Caudal	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
Caudal de infiltración	Es la cantidad por volumen de agua subterránea que se infiltra dentro del sistema de drenajes, debido al nivel de la capa freática.
Caudal de diseño	Es la evaluación del caudal de cada tramo del sistema sanitario aplicado en un período de diseño determinado.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos, previo a ser referidos a un nivel determinado.
<i>Cota invert</i>	Es la parte más baja de un colector en donde entra una o varias tuberías y sólo una de ellas es de seguimiento.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.

Diafragmas	Unidades utilizadas para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
Dotación	Cantidad de agua asignada a cada habitante por día, la cual debe satisfacer sus necesidades, afectadas por factores como clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimientos, etc.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
Factor de retorno	Es el factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día y la dotación destinada para cada persona, puede variar este factor en función del clima de la región en estudio.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y provoca esfuerzos en la superestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder determinar la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.

Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Pendiente	Es la inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal, diseñada para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad, la cual en alcantarillados cumple con especificaciones establecidas.
Período de diseño	Es el tiempo durante el cual un sistema, ya sea de agua potable, drenajes, pavimentación, etc., dará un servicio satisfactorio a la población.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Pozo de visita	Es una estructura que forma parte de un alcantarillado y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.
Puente	Estructura que permite el tránsito de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.

Relaciones hidráulicas	Es la relación existente entre los parámetros de diseño a sección llena y los de diseño a sección parcialmente llena, las que deben cumplir con para que las tuberías no trabajen a sección llena.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Sub-estructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar a la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la sub-estructura.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tienden a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

Mejorar la calidad de vida de las comunidades es sinónimo de construcción de proyectos de infraestructura por medio de los cuales se pueda dar una solución eficaz y eficiente que mitigue problemas específicos y brinde a los lugareños mayores posibilidades de desarrollo. Como es de esperar, esta situación no es ajena a ningún rincón de Guatemala, por lo tanto es la situación bajo la cual se encuentra el municipio de Quesada, Jutiapa.

Por lo cual el análisis, diseño y ejecución de los proyectos planteados en el presente informe, daría solución a una problemática que afecta a un alto porcentaje de habitantes del municipio y de sus comunidades. Se propone la construcción del sistema de drenaje sanitario para la aldea La Pava, Quesada que contribuirá a solucionar el problema que representa la presencia de aguas negras a flor de tierra, las cuales obviamente repercuten en problemas sanitarios, además es un proyecto factible a nivel económico, técnico y social.

El sistema está constituido por 1 678 metros lineales de tubería de pvc, 28 pozos de visita y 137 conexiones domiciliarias.

El proyecto del puente vehicular en el casco municipal de Quesada, facilitará la circulación vehicular en cualquier época del año, sirviendo de enlace laboral y comercial para múltiples comunidades. El proyecto consta de un puente vehicular de 2 vías, de 14 metros de longitud y ancho de 5,80 metros, consta también de banquetas con barandales de protección para el paso peatonal. Todos los elementos están contruidos de concreto armado y apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo.

OBJETIVOS

General

Coadyuvar al desarrollo integral del interior del país, a través del diseño de la red de alcantarillado sanitario para la aldea La Pava y el puente vehicular en el municipio de Quesada, departamento de Jutiapa.

Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura del municipio de Quesada.
2. Mejorar la calidad de vida de los habitantes que son beneficiarios directos de las áreas de influencia de los proyectos planteados.
3. Reducir la cantidad de aguas servidas a flor de tierra que se encuentran presentes en la aldea La Pava, las cuales son causantes de múltiples enfermedades.
4. Proporcionar una vía de acceso en mejores condiciones para el traslado de mercancías y de los mismos habitantes del municipio de Quesada que brinde óptimas condiciones de circulación de vehículos, a través de la construcción de un puente en el casco urbano del lugar.

INTRODUCCIÓN

Guatemala como país en vías de desarrollo necesita de proyectos de infraestructura y servicios básicos, sobre todo en las áreas rurales, para alcanzar el desarrollo que necesitan las comunidades y de esta forma mejorar la calidad de vida de sus habitantes. El nivel de desarrollo de un país se mide tomando en cuenta diversos parámetros, dentro de los cuales están la calidad de la infraestructura pública y privada de la cual se disponga, y de la capacidad para solucionar diversos problemas.

El presente trabajo de graduación contiene el procedimiento de diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la aldea La Pava y del puente vehicular en el municipio de Quesada, departamento de Jutiapa, necesidades que fueron priorizadas a través del análisis realizado por la Oficina Municipal de Planificación.

Consta de dos capítulos, en el primero se presenta una breve monografía del municipio de Quesada. El segundo capítulo contiene el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la aldea La Pava y del puente vehicular en el casco municipal.

Al final se presentan los planos y presupuestos correspondientes a cada proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Generalidades del lugar

1.1.1. Antecedentes históricos

El municipio de Quesada fue creado por Acuerdo Gubernativo del 18 de junio de 1897, siendo presidente de la República el General José María Reina Barrios; según datos históricos, obtuvo su nombre de don Tomás Quezada, su hijo Juan de Dios Quezada, Catalina de Alejandría y doña Juana Pellecer Quezada, quienes debido a la semejanza que tenía con su lugar de origen en España decidieron bautizar la finca con el nombre de Quezada. Más tarde fue adquirida por el ilustre escritor don José Milla y Vidaurre –Salome Gil-, que decidió que la finca continuara con el mismo nombre, pero los lugareños que habitaban en los alrededores principiaron a llamarla Quesada con “S” debido a que la finca producía los mejores quesos de la región.

Posteriormente don José Milla y Vidaurre, vendió la finca a los colonos que la habitaban por la cantidad de ochenta mil -80 000- bambas, moneda de plata de un peso, de la cual la mitad fue aportada por el Gobierno del Presidente Manuel Lisandro Barillas; según Acuerdo Gubernativo de fecha 14 de octubre de 1892, el terreno de la antigua hacienda de Quezada fue registrado a favor de los vecinos bajo el asiento número ochocientos sesenta y nueve -869- folio quinientos setenta y nueve -579-, tomo uno -1- del libro de Registro de la Propiedad Inmueble de Chiquimula.

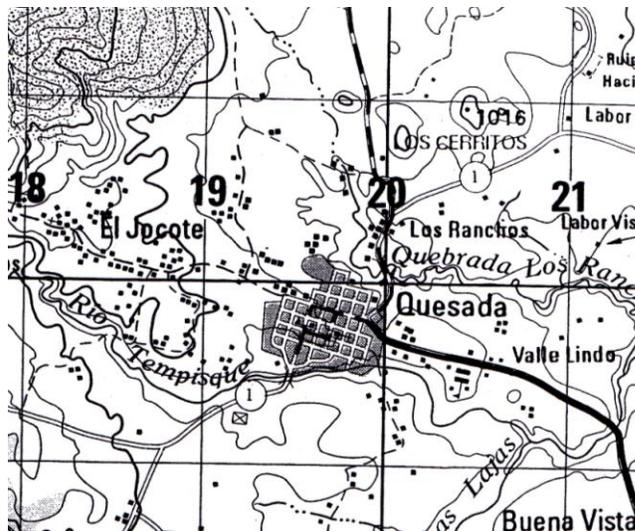
Actualmente existe en la sala comunal del municipio una placa alusiva con los nombres de los colonos que contribuyeron para la compra de la finca.

1.2. Aspectos físicos

1.2.1. Ubicación

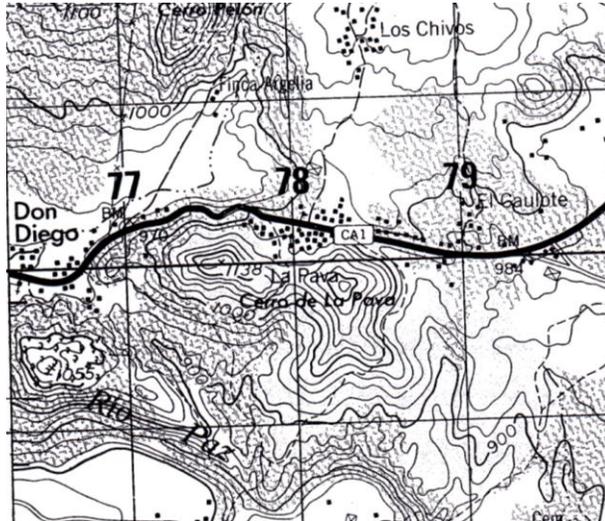
El municipio de Quesada se encuentra ubicado al lado poniente del departamento de Jutiapa, comprendido entre $14^{\circ}16'16''$ latitud norte y longitud $90^{\circ}02'17''$, con relación al meridiano de Greenwich (según datos del diccionario Geográfico de Guatemala, tomados en el parque central). Asimismo, se encuentra a 104 kilómetros de la ciudad capital y a 18 kilómetros de la cabecera departamental de Jutiapa.

Figura 1. **Ubicación cabecera municipal de Quesada**



Fuente: mapa escala 1:50,000 IGN.

Figura 2. **Ubicación aldea La Pava, Quesada**



Fuente: mapa escala 1:50,000 IGN.

1.2.2. **Extensión territorial**

La extensión territorial del municipio de Quesada es de 84 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 980 metros sobre el nivel del mar. Dentro de los accidentes orográficos están las montañas: Corral Falso, Quebrada de las Mulas y Rincón Grande; así como los cerros: Buena Vista, Cabrera, Casillas, Cumbres Altas, Chayal, El armado, El Jícaro, el Pinal La Calera, La Fortuna, Las Yeguas, Nacascalote y Suruy.

1.2.3. **Límites y colindancias**

Limita al norte con el municipio de Casillas, departamento de Santa Rosa, al sur con el municipio de Jalpatagua y Jutiapa y al poniente con San José Acatempa.

1.2.4. Clima

A través del INSIVUMEH se localizó la estación meteorológica Quesada que se encuentra dentro del municipio del mismo nombre, ésta fue utilizada para obtener los datos referentes al clima. Mencionada estación está ubicada específicamente con las coordenadas de latitud 14°15'58" y longitud 90°02'16".

El clima está determinado por la altura sobre el nivel del mar y en vista que el Municipio de Quesada se encuentra a 980 msnm, el clima que predomina es el templado, la temperatura anual promedio es de 23,3° centígrados, con una temperatura mínima de noviembre a enero de 10,9° centígrados y una máxima de 32,1° centígrados, la precipitación anual es de 2 053 mm con 133 días de lluvia, la humedad es del 78% y una velocidad del viento de 4,3 km/h.

El municipio está localizado en la zona de bosque húmedo subtropical templado. Los meses de precipitación pluvial son de mayo a octubre, con una media mensual de 171,08 mm. La época seca está comprendida de diciembre a abril.

1.2.5. Características de la población

En la cabecera municipal, habita un total de 7 322 INE (2002), de los cuales el 50,64% son mujeres y el 49,36% son hombres. La población ha crecido aceleradamente en los últimos 50 años, pero se hizo más evidente en la década de los noventa luego de la finalización del conflicto armado interno cuando se alcanzó una tasa de crecimiento poblacional de 9,5% (SEGEPLAN). En la actualidad se estima que dicha tasa se encuentra alrededor del 2,8%.

De la misma forma la densidad poblacional ha aumentado de 7 habitantes por kilómetro cuadrado en 1994 a 15 habitantes por kilómetro cuadrado a finales del año 2000 y 17,08 por kilómetro cuadrado para el 2006.

El municipio de Quesada está caracterizado por una población ladina de condición económica clasificada como pobre y en algunos casos media. Actualmente debido a las fuertes migraciones de la década de los noventas, según registro municipal, existen más de 25 centros poblados dentro de su jurisdicción, entre aldeas, caseríos. La mayor parte de estas están ubicadas muy dispersas y aisladas, lo que repercute en analfabetismo, pobreza, deterioro del medio ambiente e inseguridad social. Sus prácticas extensivas de agricultura para maíz, frijol, y de ganadería tradicional proporcionan rendimientos muy bajos y requieren grandes extensiones de tierra.

Los grupos comunitarios a través de proceso de gestión, algunos han logrado que en sus comunidades se ejecuten proyectos de desarrollo social, como escuelas, carreteras, puestos de salud viviendas entre otros.

1.3. Aspectos de infraestructura

1.3.1. Vías de acceso

La entrada al municipio de Quesada se encuentra en el kilómetro 104 de la CA-1, en donde por carretera asfaltada se distancia de 6 kilómetros del casco urbano municipal. Estando a 18 kilómetros de la cabecera departamental de Jutiapa.

1.3.2. Servicios públicos

El municipio de Quesada en el casco urbano, cuenta con todos los servicios públicos necesarios, energía eléctrica, agua potable, drenajes sanitarios, escuela preprimaria y primaria, mercado municipal, centro de salud, calles en buen estado, áreas de recreación públicas, etc.

1.4. Aspectos socio-económicos

1.4.1. Idioma, religión, costumbres

La población del municipio de Quesada es predominantemente católica y el idioma utilizado es el castellano.

Quesada, poéticamente llamada “Suspiro Agrario de Tabaco en Flor”, celebra su fiesta patronal del 25 al 30 de noviembre en honor a Santa Catarina –Virgen y Mártir-, patrona del municipio.

La tradición de esta celebración viene desde los tiempos de la gran hacienda donde sus distintos propietarios siempre tuvieron como patrona a Santa Catarina de Alejandría, representada en una bella imagen de china que según se sabe fue traída desde España por los fundadores de la hacienda.

La presentación de esta fiesta, ha cambiado al paso del tiempo, la civilización, el modernismo, la tecnología y el crecimiento le han dado constantemente un giro que lleva a disfrutar de ella con mayor emoción las actividades programadas. A ésta feria le llaman “Fiesta Novembrina”, fuente de mucho comercio, los locales son prefabricados con amplitud y comodidad temporal para los visitantes. A ésta celebración se suman juegos mecánicos

para chicos y grandes. Jaripeos y toreadas, con participación de profesionales en el ramo, sin faltar su tradicional baile de inauguración y cierre.

1.4.2. Actividades productivas

La principal fuente de producción local es la ganadería y agricultura, principalmente de maíz y frijol, aunque también se observan cultivos de tabaco, café y maicillo. Otro producto local es el jocote de corona aunque éste es limitado a la producción de cierto grupo de personas, que cuentan con la tierra en calidad y cantidad necesaria para cultivarlo.

1.4.3. Comercio

El comercio en el municipio es principalmente producto de la agricultura, los pequeños y micro empresarios se dirigen hacia los mercados cantonales o bien al mercado municipal para obtener ganancias de sus productos. El comercio se incrementa notablemente en noviembre, como efecto del impacto que causa la feria titular en honor a la Virgen de Santa Catarina Mártir.

1.4.4. Turismo

Este municipio cuenta con un balneario municipal, el cual está ubicado en el Río de Paz, sobre la Ruta Asfaltada a 6 Kilómetros de la cabecera municipal éste es visitado frecuentemente por propios y extraños principalmente durante el asueto de semana santa. El Centro Recreativo más importante, está ubicado en la Aldea de Los Comunes y son Las Ruinas de Pepe Milla a 14 kilómetros de distancia de la cabecera municipal.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para aldea La Pava, municipio de Quesada, departamento de Jutiapa

2.1.1. Descripción del proyecto

Este proyecto comprende el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para aldea La Pava, el cual está conformado por una red de 1 677,93 metros y 28 pozos de visita. La tubería a utilizar será de pvc y tendrá un diámetro mínimo de 6" para el colector principal y de 4" para la conexión domiciliar, las cuales deben cumplir con las normas ASTM F-949. El servicio tendrá una cobertura de 959 habitantes actuales y 1 713 habitantes a futuro.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, pozos de visita y en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia. Se realizaron los levantamientos siguientes, planimétrico y altimétrico utilizando para este trabajo aparatos de precisión.

2.1.2.1. Planimetría

Sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y todos aquellos puntos de importancia en el diseño. Para la planimetría se utilizó el método de conservación del azimut con vuelta de campana, el equipo utilizado fue:

- Teodolito *Sokkisha*
- Estadal
- Cinta métrica de 30 metros de longitud
- Plomada
- Estacas, pintura y clavos

2.1.2.2. Altimetría

El levantamiento altimétrico del sistema de alcantarillado, se realizó aplicando una nivelación diferencial, conocida también como nivelación directa, el equipo utilizado fue:

- Nivel de precisión *Sokkia B21*
- Estadal
- Estacas, pintura y clavos

2.1.3. Diseño de la red de colectores

2.1.3.1. Descripción del sistema a utilizar

En función de su finalidad, existen 3 tipos básicos de alcantarillado, la selección o adopción de cada uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores, tanto topográficos como funcionales, pero quizá el más importante es el económico. Los tipos de alcantarillado son los siguientes:

- Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias, baños, cocinas y servicios; residuos comerciales como restaurantes y garajes; aguas negras producidas por industrias e infiltración.

- Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia que concurren al sistema.
- Alcantarillado combinado: este tipo de alcantarillado consta de un único colector, a través del cual fluyen tanto las aguas residuales de uso doméstico o industrial como las de lluvia.

Para el efecto, la comunidad en estudio no cuenta con sistema de alcantarillado. Las calles no son pavimentadas, por lo que se decidió realizar un alcantarillado sanitario, del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia provenientes de la calle, techos y otras superficies.

2.1.3.2. Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema, luego de este período es necesario rehabilitar el sistema. Para determinar dicho período es necesario tomar en cuenta factores tales como: población beneficiada, crecimiento poblacional, calidad de materiales a utilizar, futuras ampliaciones de las obras planeadas y mantenimiento del sistema. Instituciones como, INFOM recomiendan que las alcantarillas se diseñen para un período de 20 años.

Para este proyecto se consideró un período de diseño de 21 años, ya que es necesario incluir un tiempo adicional de 1 año para las gestiones que conlleve el proyecto, su respectiva autorización y desembolso económico.

2.1.3.3. Población de diseño

La población de diseño se determina con la cantidad de habitantes, que se va a servir en un período de tiempo establecido, tomando como base los

habitantes actuales, que se encuentran en el sector donde se desarrollará el proyecto.

Se calculará la población futura por medio del método de incremento geométrico, por ser el más apto y el que se apega a la realidad del crecimiento poblacional de nuestro medio. Se utilizará una tasa de crecimiento poblacional de 2,80%, dato proporcionado por la municipalidad de Quesada. La población actual es de 959 habitantes.

Método de incremento geométrico

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

Donde:

Pf = Población a futuro

Po = Población actual = 959 habitantes

R = Tasa de crecimiento = 2,8%

n = Años proyectados = 21 años

$$Pf = 959*(1+ 0,028)^{21}$$

Pf= 1 713 habitantes

2.1.3.4. Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita por día, para satisfacer sus necesidades, se expresa en litros por habitante al día. Los factores que se consideran para la dotación de agua son: clima, nivel de vida, actividad, productividad, abastecimiento privado y servicios comunales o públicos.

La dotación que se tomó es de 180 l/hab/día, de acuerdo a la asignación que la municipalidad de Quesada tiene por vivienda con un aproximado de

37 800 l/casa/mes. La cantidad de habitantes promedio por cada vivienda es de siete. El caudal doméstico debe ser afectado por el factor de retorno al ser calculado.

2.1.3.5. Factor de retorno

Se sabe que no todo el 100% de agua potable que ingresa a cada vivienda regresará a las alcantarillas, por razones de uso que se le da a la dotación dentro de la vivienda, considerando que pueda perderse un 20% de la dotación, y tomando en cuenta que el área de influencia del proyecto, cuenta con viviendas que en su mayoría poseen patios de tierra, se consideró un factor de retorno al sistema del 80%.

2.1.3.6. Caudal Sanitario

El caudal sanitario está integrado por el caudal domiciliar (QDOM), comercial (QCOM), industrial (QIND), las infiltraciones (QINF) y conexiones ilícitas (QCI).

Por lo tanto el caudal sanitario está dado por:

$$(QSAN) = (QDOM) + (QCOM) + (QIND) + (QINF) + (QCI)$$

2.1.3.6.1. Caudal domiciliar

Es el agua que una vez ha sido usada por los humanos para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida hacia la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro del agua potable, menos una porción que no será vertida al

drenaje de aguas negras. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por el factor de retorno.

De esta forma el caudal domiciliar o doméstico queda integrado así:

$$QDOM = (\text{Dotación} * \text{No. de hab. futuro} * \text{Factor retorno}) / 86\ 400$$

$$QDOM = (180 \text{ l/hab/día} * 1\ 713 \text{ hab.} * 0,80) / 86\ 400 = 2,86 \text{ l/s}$$

2.1.3.6.2. Caudal comercial e industrial

En la aldea La Pava no existen comercios e industrias de gran magnitud, por lo tanto no existen caudales comerciales o industriales a considerar como tales. En este caso el caudal comercial como el industrial, son iguales a cero.

2.1.3.6.3. Caudal de conexiones ilícitas

Este tipo de caudal es producido por las viviendas que, por no contar con un sistema de alcantarillado apropiado para las aguas pluviales, las introducen al sistema de alcantarillado sanitario. Para efecto de diseño se puede estimar que un porcentaje de las viviendas de una localidad pueden hacer conexiones ilícitas, lo que es susceptible de variar de 0,5 a 2,5%.

Según el INFOM (Instituto de Fomento Municipal), se puede estimar el valor de este caudal tomando un 10% mínimo del caudal domiciliar. Como el caudal de conexiones ilícitas va directamente relacionado con el caudal producido por las precipitaciones, otra forma para calcularlo es el método racional, el cual está dado por:

$$Q_{CI} = CiA / 360$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

i = Intensidad de lluvia (mm/hora)

A = Área que es factible conectar ilícitamente al sistema

Por no contar con la información necesaria para la utilización del método racional, el caudal de conexiones ilícitas se calculará por medio de los parámetros regulados por el INFOM, tomando en este caso un valor de 25% del caudal domiciliar.

Dotación_{CI} = 25% * Dotación por habitante

Donde: dotación por habitante = 180 l/hab/día

Dotación_{CI} = 25% * 180 l/hab/día = 45 l/hab/día

• Caudal de conexiones ilícitas actual

$$Q_{CI} = (\text{Dotación}_{CI} * P_o) / 86\ 400$$

$$Q_{CI} = (45 * 959) / 86\ 400 = 0,5 \text{ l/s}$$

• Caudal de conexiones ilícitas futuro

$$Q_{CI} = (\text{Dotación}_{CI} * P_f) / 86\ 400$$

$$Q_{CI} = (45 * 1713) / 86\ 400 = 0,89 \text{ l/s}$$

2.1.3.6.4. Caudal de infiltración

No existe un caudal de infiltración ya que la tubería a emplear es pvc.

2.1.3.7. Factor de caudal medio

Este es un factor que regula la aportación de caudal en la tubería. Se considera que es el caudal con que contribuye un habitante debido a sus actividades, sumando los caudales doméstico, de infiltración, por conexiones ilícitas, caudal comercial e industrial, entre la población total. Este factor debe estar dentro del rango de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor se tomará 0,002, y si fuera mayor se tomará 0,005, considerando siempre que este factor no esté demasiado distante del rango máximo y mínimo establecido, ya que se podría caer en un sobrediseño o en subdiseño, según sea el caso.

El factor de caudal medio se calculó de la forma siguiente:

$$F_{qm} = Q_{medio} / \text{No. de habitantes futuro}$$

Donde:

$$Q_{medio} = (Q_{SAN}) = (Q_{DOM}) + (Q_{COM}) + (Q_{IND}) + (Q_{INF}) + (Q_{CI})$$

$$Q_{DOM} = (\text{Dotación} * \text{No. de hab. futuro} * \text{Factor retorno}) / 86\ 400$$

$$Q_{DOM} = (180 \text{ l/hab/día} * 1\ 713 \text{ hab} * 0,80) / 86\ 400 = 2,86 \text{ l/s}$$

$$Q_{DOM} = 2,86 \text{ l/s}$$

$$Q_{ci} = (\text{Dotación } Q \text{ ilícita} * \text{población}) / 86\ 400$$

$$Q_{ci} = (45 * 1\ 713) / 86\ 400 = 0,89 \text{ l/s}$$

$$Q_{ci} = 0,89 \text{ l/s}$$

$$Q_{medio} = Q_{SAN} = 2,86 + 0,89 = 3,75 \text{ l/s}$$

$$F_{qm} = Q_{medio} / \text{No. de habitantes futuro}$$

$$F_{qm} = 3,75 \text{ l/s} / 1\ 713 \text{ hab.} = 0,0022$$

Este caudal se encuentra entre los rangos establecidos, por lo tanto se adopta el valor 0,0022 para el diseño.

2.1.3.8. Factor de flujo instantáneo de *Harmmond*

Es un factor que está en función del número de habitantes localizados en el área de influencia. Regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico, para las horas pico. Se expresa por medio de la fórmula de *Harmmond*, en la cual su valor disminuye si la población aumenta, y aumenta si la población analizada disminuye.

Su fórmula es:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}$$

Donde:

FH = Factor de flujo instantáneo o factor de *Harmmond*

P = Población del tramo analizado

2.1.3.9. Caudal de diseño

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

• Caudal de diseño actual

Q dis. actual = fqm * FH actual * No. de hab. actual

- Caudal de diseño futuro

Q dis. futuro = fqm * FH futuro * No. de hab. futuro

2.1.3.10. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de tubería que ha de usarse para el diseño de alcantarillados sanitarios, utilizando tubería de concreto será de 8 pulgadas; para tuberías de pvc el diámetro mínimo es de 6 pulgadas, según lo indica el INFOM. Se utilizan estos diámetros debido a requerimientos de limpieza, flujo y para evitar obstrucciones.

2.1.3.11. Tirante de Flujo

El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes se hará aplicando la fórmula de *Manning*, transformada al sistema métrico, para secciones circulares de pvc, así:

$$v = \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

v = velocidad del flujo a sección llena (m/s)

D = diámetro de la sección circular (pulgadas)

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

n = coeficiente de rugosidad de *Manning* = 0,010 para tubería de pvc

Para simplificar el diseño de sistemas de tuberías sanitarias, es necesario asumir condiciones constantes de flujo, a pesar que la mayoría de sistemas de

drenajes, funcionan con caudales sumamente variables, desde que se diseñan, permitiendo que el área de drenaje aumente o disminuya, se considera como flujo de canales abiertos.

En sistemas de alcantarillado por gravedad, el flujo se encuentra en contacto directo con la atmósfera, por lo tanto, carece de cualquier tipo de presión. Para la determinación de la sección de la tubería sanitaria, se debe tener en cuenta el tirante hidráulico que debe estar entre:

$$0,10 \leq d/D \leq 0,75$$

2.1.3.12. Velocidades máximas y mínimas

Se debe diseñar de modo que la velocidad mínima del flujo para la tubería pvc, trabajando a cualquier sección deberá ser de 0,4 m/s, en casos críticos con terrenos muy planos y ramales iniciales con pequeño flujo, se acepta una velocidad de 0,30 m/s, la velocidad máxima será de 4 m/s, ya que velocidades mayores causan efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión (arena, cascajo, piedra, etc.) producen un efecto abrasivo a la tubería.

2.1.3.13. Pendientes

Para que el agua que conducen las alcantarillas se desplace libremente, dependiendo de la gravedad, debe cumplir con los parámetros establecidos para d/D y v/V . En terrenos donde la topografía es muy quebrada, la pendiente máxima será cuando la velocidad alcance los 4 m/s, utilizando tubería pvc.

$$S = \frac{(CotaInicialTerreno - CotaFinalTerreno) * 100}{LongitudDelTramo}$$

Donde:

S= pendiente del terreno en %

Para todo diseño de alcantarillado, es recomendable seguir la pendiente del terreno, dependiendo siempre si la pendiente va a favor o en contra del sentido del fluido.

2.1.3.14. Cotas invert

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

$$CIS1 = CT - Hp1$$

$$CIE2 = CIS1 - \frac{S\% * DH}{100}$$

$$CIS2 = CIE2 - 0,03 \text{ m}$$

Donde:

CIS1 = cota invert de salida del pozo de visita 1 (CIS)

CT = cota de terreno

Hp1 = altura del pozo de visita 1

CIE2 = cota invert de entrada del pozo de visita 2 (CIE)

CIS2 = cota invert de salida del pozo de visita 2 (CIS)

S% Tubo = pendiente del tubo

DH = distancia horizontal entre pozos

2.1.3.15. Pozos de visita

Es uno de los elementos principales del sistema de alcantarillado, se construyen con el fin de proporcionar acceso al sistema para realizar trabajos de limpieza e inspección, se construyen de mampostería de ladrillo o de concreto. Según normas para la construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En el inicio de ramal
- En intersecciones de dos o más tuberías
- Donde exista cambio de diámetro de tubería
- En curvas de colectores a no más de 30 m
- Alivio o cambio de pendiente
- En tramos no mayores de 100 m

2.1.3.16. Conexiones domiciliarias

La conexión domiciliar, es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla o a un punto de desagüe, se considera que para sistemas de tubería de pvc, el diámetro mínimo será de 4", con una pendiente mínima de 2%, una máxima de 6%, que forme un ángulo con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados, en el sentido de la corriente del mismo.

El tubo de la conexión que sale de la candela domiciliar debe ser de menor diámetro que el del tubo de la red principal, con el objeto de que sirva de

retenedor de algún objeto que pueda obstruir el colector principal. Se utilizará tubo de concreto de 12" de diámetro para la candela domiciliar y así facilitar su construcción.

2.1.3.17. Profundidad mínima de tubería

La profundidad mínima del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno será de 1,00 m, también está en función de las cargas transmitidas por el tránsito y del terreno donde pasará la tubería, factores que se deben tomar en cuenta ya que pueden afectar al sistema, produciendo rupturas o taponamientos en los tubos. La profundidad mínima de la tubería, desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la misma, en cualquier punto, será determinada de la siguiente manera:

- Para tránsito normal (menor a 200 quintales) = 1,00 m
- Para tránsito pesado (mayor a 200 quintales) = 1,20 m

Cabe resaltar que estas profundidades pueden ser mayores, pero nunca menores a 1,00 metro.

2.1.3.18. Ejemplo de tramo

Diseño de la red de alcantarillado sanitario
Ejemplo de cálculo para tramo de PV-19 a PV-20

Datos generales

Población actual	= 959 habitantes
Población futura	= 1 713 habitantes

PV	= pozo de visita
Cota inicio de terreno PV-19	= 1 052,75
Cota final de terreno PV-20	= 1 049,18
Distancia horizontal	= 36,80 m
Período de diseño	= 21 años
Coefficiente de rugosidad pvc	= 0,010
S	= pendiente del terreno (%)
Fqm	= 0,0022
S = (1 052,75 – 1 049,18)/36,80	= 0,0970 = 9,70%
S _{tubería}	= 9,00%
No. de casas del tramo	= 5
No. de casas acumuladas del tramo	= 93
Habitantes a servir actual	= 651
Habitantes a servir futuro	= 1 163

2.1.3.19. Cálculo hidráulico

$$\text{Factor de } \textit{Harmmond} \text{ actual} = FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = 3,9125$$

$$\text{Factor de } \textit{Harmmond} \text{ futuro} = FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}} = 3,7569$$

Caudal de diseño actual

$$Q_{\text{dis. Actual}} = f_{qm} * FH \text{ actual} * \text{No. de hab. actual}$$

$$Q_{\text{dis. Actual}} = 0,0022 * 651 * 3,9125 = 5,6035 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño futuro

$$Q_{\text{dis. Futuro}} = f_{qm} * FH_{\text{futuro}} * \text{No. de hab. futuro}$$

$$Q_{\text{dis. Futuro}} = 0,0022 * 1\,163 * 3,7569 = 9,6091 \text{ l/s}$$

$$V_{\text{sección llena}} = (0,03429 * 6^{2/3} * 0,090^{1/2}) / 0,010 = 3,3967 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{sección llena}} = V * A$$

$$Q_{\text{sección llena}} = 3,3967 * (3,14159 * ((6 * 2,54) / 100)^2 / 4) * 1\,000 = 61,9607 \text{ l/s}$$

Relaciones hidráulicas:

$$Q_{\text{actual}} / Q = 5,6035 / 61,9607 = 0,090436$$

$$Q_{\text{futuro}} / Q = 9,6091 / 61,9607 = 0,155084$$

De las tablas de relaciones hidráulicas se obtienen:

$$v / V_{\text{actual}} = 0,622332; \quad v / V_{\text{futuro}} = 0,727376$$

$$d / D_{\text{actual}} = 0,204; \quad d / D_{\text{futuro}} = 0,267$$

$$v = 3,39 * 0,62 = 2,11 \text{ m/s} \quad v = 3,3967 * 0,72 = 2,47 \text{ m/s}$$

Se puede observar que la velocidad, actual y a futuro del agua, se encuentran dentro de los límites permitidos para tubería pvc, los cuales son: $0,4 \text{ m/s} < v < 4 \text{ m/s}$, al igual que la relación d/D , se encuentra dentro de los parámetros permisibles los cuales son: $0,10 < d/D < 0,75$, por lo que la pendiente y el diámetro de la tubería, se ajustan a las necesidades del servicio tanto actuales como a futuro.

Utilizando las tablas de relaciones hidráulicas, se calcula la velocidad actual= 2,11 m/s, la que está dentro del rango de velocidades para tubería pvc.

2.1.3.20. Diseño de fosas sépticas

El diseño de la fosa depende principalmente de la cantidad de viviendas a servir. Es recomendable que una fosa séptica no dé servicio a más de 60 viviendas simultáneamente, por lo que el diseño es el siguiente:

No. de viviendas	= 137
No. de habitantes por vivienda	= 7
Dotación por habitante	= 180 l/hab/día
Factor de retorno	= 0,85
Caudal habitante/día	= 180 l/hab/día * 0,85 = 153,00 l/hab/día
137 viviendas * 7	= 959 habitantes

Por recomendaciones técnicas de brindar servicio a no más de 60 viviendas por fosa séptica y debido a que el número de viviendas en la comunidad asciende a 137 se procederá a realizar un diseño en paralelo de 3 fosas sépticas para que cada una retenga los efluentes de aproximadamente 46 viviendas, satisfaciendo así este requerimiento.

Datos:

No de viviendas	= 46
No. de habitantes por vivienda	= 7
Dotación por habitante	= 180 l/hab/día
Factor de retorno	=0,85
Caudal habitante/día	=180 l/hab/día*0,85=153 l/hab/día

46 viviendas*7 = 322 habitantes actuales
Habitantes futuros =571 habitantes

El volumen de líquidos se calcula para un período de retención de 24 horas, entonces:

Vol. Liq. = Pob. a servir * Caudal habitante/día * período de retención

Vol. Liq. = (571 hab. * 153 l/hab/día * 1 día) / 1 000 l/m³

Vol. Liq. = 87,36 m³

Volumen de lodos

- Cada fosa séptica se limpiará a cada 3 años
- Volumen de lodos por persona será de 30 l/hab/año

Entonces:

Vol. Lodos = (571 hab * 30 l/hab/año * 3 años) / 1 000 l/m³ = 51,39 m³

Volumen total

Vol. total = Vol. Líquidos + Vol. Lodos

Vol. total = 87,36 m³ + 51,39 m³ =138,75 m³

Vol. total de fosa séptica = 138,75 m³

Vol. de diseño = 138,75 m³

Para determinar las dimensiones de la fosa, se tiene que respetar que la longitud es dos veces el ancho, el alto se propone no sea ni muy profunda, que dificulte su construcción o muy pequeña que demande mucha área superficial. Para determinar las dimensiones de la fosa se propone una profundidad de 2,30 metros.

$$\text{Volumen} = \text{ancho} * \text{alto} * \text{largo}$$

$$\text{Donde largo} = 2 \text{ veces el ancho}$$

$$\text{Volumen} = \text{Alto} * 2 \text{ ancho}^2$$

$$\text{Con volumen} = 138,75 \text{ m}^3$$

$$\text{Alto} = 2,30 \text{ m}$$

Sustituyendo

$$138,75 \text{ m}^3 = 2 * \text{ancho}^2 * 2,30$$

$$\text{Ancho} = 5,49 \text{ m entonces se toma ancho} = 5,50 \text{ m}$$

Por lo tanto, el largo será de 11,00 m

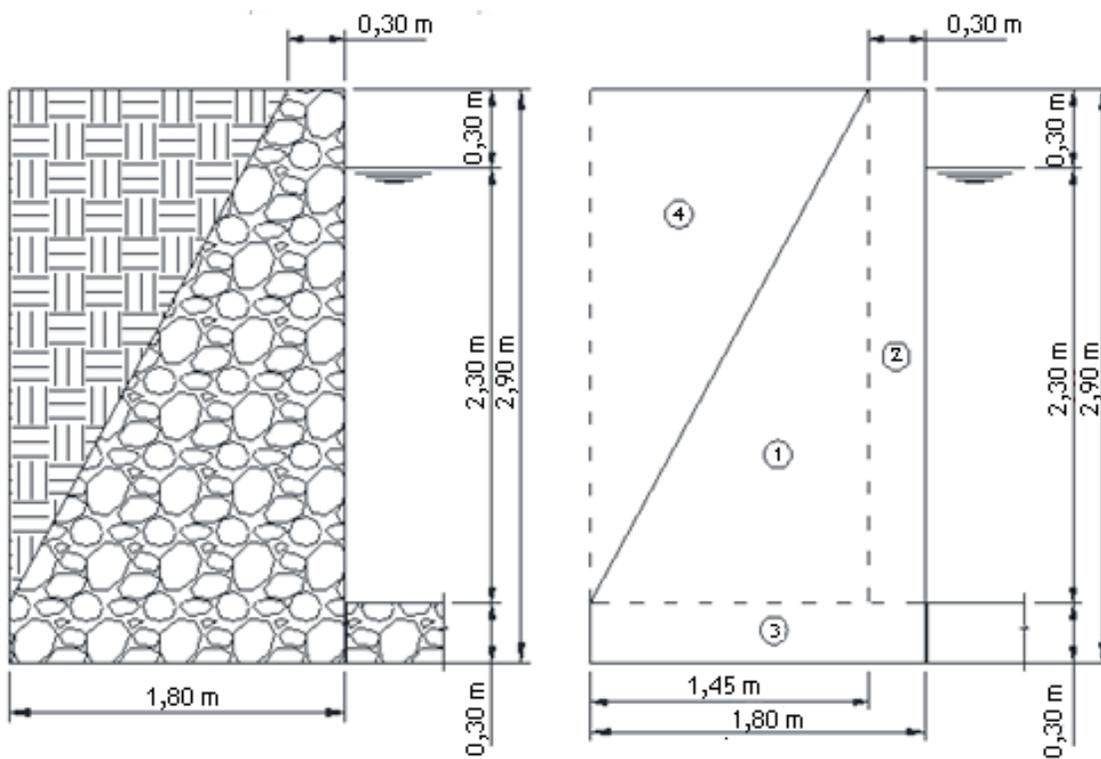
$$\text{Altura total de fosa} = 2,60 \text{ m}$$

Tomando en cuenta que estas son las medidas interiores, y la altura es la del líquido las dimensiones de la fosa séptica se modificaran para que exista un

espacio entre el líquido y la losa superior como mínimo de 0,30 m, quedando de la siguiente manera.

Largo = 11,00 m, ancho = 5,50 m, profundidad = 2,60 m

Figura 3. Muro de la fosa séptica



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de la losa superior del tanque

Fosa séptica de tres compartimientos:

Largo = $11,00 \text{ m} / 3 = 3,667 \text{ m} = 3,70 \text{ m}$

Ancho = 5,50 m

Relación a/b = 3,70/5,50 = 0,67

Como a/b > 0,5 la losa debe diseñarse en dos sentidos.

Espesor $t = 2 * (a + b) / 180$ metros = $2 * (3,70 + 5,50) / 180 = 0,102$ m

Según el ACI, para losas en dos sentidos: $0,09 < t < 0,15$

Se utilizará $t = 0,12$ metros

Cargas:

Carga muerta (Cm):

Peso propio de la losa: $2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m} = 288 \text{ kg/m}^2$

Peso de acabados = 90 kg/m²

Cm = 378 kg/m²

Carga viva (Cv) = 80 kg/m²

Carga última (Cu) = $1,4 * Cm + 1,7 * Cv$

$Cu = 1,4 * 378 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 80 \text{ kg/m}^2$

$Cu = 529,20 \text{ kg/m}^2 + 136 \text{ kg/m}^2$

$Cu = 665,20 \text{ kg/m}^2$

Se utiliza el Método 3 para el cálculo de los momentos positivos y negativos, se diseña como Caso 1, según el Instituto Americano del Concreto ACI, por ser una losa discontinua en los cuatro lados:

$M (+) a = C_{a,d}W_dL_a^2 + C_{a,l}W_lL_a^2$

$M (+) b = C_{b,d}W_dL_b^2 + C_{b,l}W_lL_b^2$

$$M(+)_a = (0,074 * 529,20 \text{ kg/m}^2 * (3,70 \text{ m})^2) + (0,074 * 136,00 \text{ kg/m}^2 * (3,70 \text{ m})^2) =$$

$$M(+)_a = 536,11 + 137,78 = 673,89 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_b = (0,013 * 529,20 \text{ kg/m}^2 * (5,50 \text{ m})^2) + (0,013 * 136,00 \text{ kg/m}^2 * (5,50 \text{ m})^2) =$$

$$M(+)_b = 208,11 + 53,48 = 261,59 \text{ kg-m}$$

$$M(-)_a = M(+)_a / 3$$

$$M(-)_b = M(+)_b / 3$$

$$M(-)_a = 673,89 \text{ kg-m} / 3 = 224,63 \text{ kg-m}$$

$$M(-)_b = 261,59 \text{ kg-m} / 3 = 87,20 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo:

Datos:

Resistencia a compresión del concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de ruptura del acero: $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

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

$$t = 12 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 3/8'' = 0,95 \text{ cm}$$

$$d = t - R - \emptyset/2 = 12 - 2 - (0,95/2)$$

$$d = 9,525 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_{s \text{ mín.}} = (14,1 / F_y) * b * d$$

$$A_{s \text{ mín.}} = (14,1 / 2810) * 100 * 9,525$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx.}} = 3 * t = 3 * 0,12 \text{ m} = 0,30 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

Entonces:

As para M(+)_a

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2810} \left[(100 * 9,525) - \sqrt{(100 * 9,525)^2 - \frac{673,89 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 2,87 \text{ cm}^2$$

As para M(-)_a

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2810} \left[(100 * 9,525) - \sqrt{(100 * 9,525)^2 - \frac{224,63 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 0,94 \text{ cm}^2$$

Debido a que A_s para M(+)_a y A_s para M(-)_a son menores a A_s mínima se determinará el espaciamiento necesario para A_s mín.

Utilizando varilla No. 3

$$4,78 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ m}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ --- } S$$

$$S = 0,15 \text{ m} < S \text{ máx.}$$

Usar varillas de hierro No. 3 ($\varnothing = 3/8''$) @ 0,15 m en ambos sentidos.

- Diseño de viga

Predimensionamiento

El predimensionamiento de la viga se puede realizar con base al criterio de que por cada metro lineal de luz libre, aumentar ocho centímetros de peralte y la base equivale a $\frac{1}{2}$ del peralte. El método ACI 318 en el capítulo 9, tabla 9.5(a), da diferentes situaciones para predimensionamiento. Para este caso se considera una viga simplemente apoyada.

Tabla I. **Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI –318-05**

	Espesor mínimo (h)			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección.	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección.	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Fuente: ACI 318-05.

Longitud de viga crítica = 6,10 m

$h_{\text{viga}} = 8\% \cdot \text{Longitud de viga}$

$h_{\text{viga}} = 0,08 \cdot 6,10\text{m} = 0,488\text{ m}$

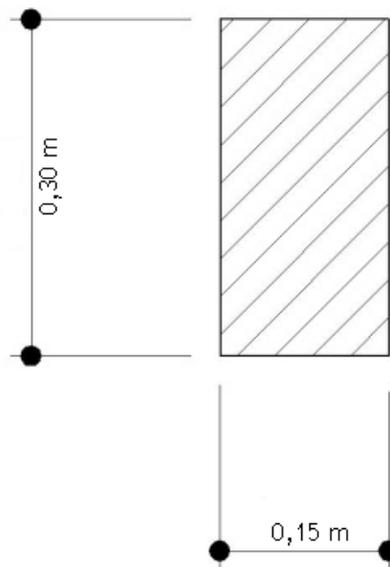
$h_{\text{viga}} = L / 16 = 6,10 / 16,00 = 0,38\text{ m}$

$h_{\text{promedio}} = (0,488 + 0,38) / 2 = 0,434\text{ m}$

$b = h/2 = 0,434 / 2 = 0,217\text{ m}$

Se propone utilizar una sección de viga de 15 x 30 cm

Figura 4. **Sección de viga V1**



Fuente: elaboración propia.

- Refuerzo longitudinal

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810} * (15 * 26) = 1,96 \text{ cm}^2$$

Momento debido al peso propio

El momento máximo ocurre en el centro de la viga.

$$W_{\text{Losa}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Losa}} * b_{\text{Losa}}$$

$$W_{\text{Losa}} = 2 \cdot 400 * 0,12 * 1,85 = 532,80 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Nervio}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Nervio}} * b_{\text{Nervio}}$$

$$W_{\text{Nervio}} = 2 \cdot 400 * 0,18 * 0,15 = 64,80 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Losa}} + W_{\text{Nervio}}$$

$$W_{\text{Total}} = 532,80 + 64,80 = 597,60 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$M_{\text{máx}} = W \frac{L^2}{8}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = Momento máximo, para elementos simplemente apoyados (kg-m)

W = Carga distribuida debida al peso propio (kg/m)

L = Luz libre (m)

M_T = Momento total

$$M_{\text{máx}} = 597,60 * \frac{5,5^2}{8} = 2 \cdot 259,68 \text{ kg - m}$$

$$M_T = 1,4 * 2 \cdot 259,68 = 3 \cdot 163,55 \text{ kg - m}$$

Cálculo del refuerzo

- Tendrá un recubrimiento inferior de 4 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y * (d - \frac{t}{2})}$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm²)

M_u = Momento último (kg-m)

θ = Factor de corrección de forma

f_y = Resistencia del acero (kg/cm²)

t = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

$$d = t_{\text{viga}} - \text{rec}$$

$$d = 30 - 4 = 26,00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{316\,355,00}{0,90 * 2\,810 * (26 - \frac{12}{2})} = 6,25 \text{ cm}^2$$

Utilizando Varilla No. 4

$$\text{No Varillas} = 6,25 / 1,27 = 4,92 = 5$$

Colocar 5 Varillas No. 4

- Refuerzo transversal

Se colocará menor diámetro de varilla permitida para el estribo a un espaciamiento máximo.

Estribos: No. 3 con espaciamiento $S = \frac{d}{2}$

Donde:

S = Separación entre estribos (cm^2)

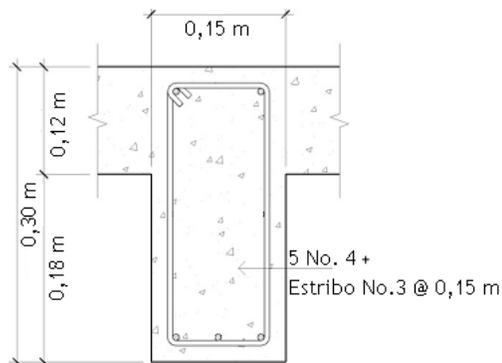
d = Peralte efectivo del diafragma (kg/cm^2)

$$S = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Estribo No. 3 @ 0,15 m

Armado: 5 No. 4 + Estribo No. 3 @ 0,15 m

Figura 5. **Detalles de viga de fosa séptica**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de muro de fosa séptica

Para el diseño del tanque, en este caso enterrado, la condición crítica se da cuando el mismo está vacío y actúa sobre los muros el empuje del suelo.

Según la teoría de *Rankine*:

$$K_a = (1 - \text{seno de } 30^\circ) / (1 + \text{seno de } 30^\circ)$$

$$K_a = 0,3333$$

El empuje del suelo viene dado por:

$$P_s = [(S_s * H_m^2) / 2] * K_a$$

Datos:

$$\text{Peso específico del suelo } (S_s) = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto } (S_c) = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Peso específico de mampostería de piedra} = 2,0 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Ángulo de fricción } (\emptyset) = 30^\circ$$

$$\text{Valor soporte del suelo } (V_s) = 14,0 \text{ t/m}^3$$

H_m = Altura muro

$$P_s = [(1,6 \text{ t/m}^3 * (2,90 \text{ m})^2) / 2] * 0,33333$$

$$P_s = 2,24 \text{ t/m}$$

El momento de empuje que causa el suelo (M_s) viene dado por:

$$M_s = P_s * H_m / 3$$

$$M_s = 2,24 \text{ t/m} * (2,90 \text{ m}) / 3$$

$$M_s = 2,16 \text{ t-m/m}$$

Cálculo del momento que produce el peso propio del muro:

Tabla 2. **Momentos producidos por el peso propio del muro**

Sección	S * A = Wr (t/m)	Brazo (m)	Mr. (t-m/m)
1	$2,0 * 1,95 = 3,90$	$0,30 + (1/3 * 1,50) = 0,80$	3,120
2	$2,0 * 0,78 = 1,56$	$0,30 / 2 = 0,15$	0,234
3	$2,0 * 0,54 = 1,08$	$1,80 / 2 = 0,90$	0,972
4	$1,6 * 1,95 = 3,12$	$0,30 + (2/3 * 1,50) = 1,30$	4,056
	9,66 t/m		8,382 t-m/m

Fuente: elaboración propia.

Carga uniformemente distribuida:

$W_{\text{losa + viga}}$ sobre el muro:

$$\text{Área tributaria (At)} = 2 * (0,5 * 2,15 * 2,15) + (2,15 * 1,8) = 8,5 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{losa + viga}} = (665,20 \text{ kg/m}^2 * 8,5 \text{ m}^2 / 6,1 \text{ m}) + (2 \text{ 400 kg/m}^3 * 0,15 \text{ m} * 0,30 \text{ m})$$

$$W_{\text{losa + viga}} = 1,034 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso total del muro (Wtm)} = W_r + W_{\text{losa + viga}}$$

$$Wtm = 9,66 \text{ t/m} + 1,034 \text{ t/m} = 10,69 \text{ t/m}$$

Se considera $W_{[\text{losa + viga}]}$ como carga puntual:

$$P_c = 1,034 \text{ t/m} * 1,80 \text{ m} = 1,86 \text{ t}$$

Entonces, el momento que ejerce la carga puntual es:

$$M_c = 1,86 \text{ t} * (1/2 * 0,30 \text{ m}) = 0,279 \text{ t-m}$$

Verificación de estabilidad contra volteo ($F_{sv} > 1,5$):

$$F_{sv} = (M_r + M_c) / M_s$$

$$F_{sv} = (8382 + 0,279) / 2,16 = 4,01$$

Dado que $4,00 > 1,5$ la estructura resiste el volteo.

Verificación de estabilidad contra deslizamiento ($F_{sd} > 1,5$):

$$F_d = W_{tm} * \text{coeficiente de fricción}$$

$$F_d = 10,69 * 0,90 * \tan 30^\circ = 5,55 \text{ t}$$

$$F_{sd} = F_d / P_s$$

$$F_{sd} = 5,55 / 2,24 = 2,48$$

Como $2,48 > 1,5$ la estructura no se desliza.

Verificación de la presión máxima bajo la base del muro ($P_{\text{máx}} < V_s$):

$$a = (M_r + M_c - M_s) / W_{tm}$$

$$a = (8,382 + 0,279 - 2,16) / 10,66 = 0,60$$

Longitud de la base del muro donde actúa la presión positiva:

$$3 * a = 3 * 0,61 = 1,83 \text{ m}$$

$$\text{Base del muro } (B_m) = 1,80 \text{ m}$$

$$1,83 \text{ m} \geq 1,80 \text{ m}$$

$$\text{O sea que: } 3 * a > B_m$$

Como la distancia total de la presión positiva ($3 * a$) es mayor que la base del muro, entonces, debajo del muro no hay presiones negativas.

La excentricidad "e":

$$e = (Bm/2) - a$$

$$e = (1,80 \text{ m} / 2) - 0,60 \text{ m} = 0,30 \text{ m}$$

El módulo de sección por metro lineal (Sx) es:

$$Sx = [(Bm^2) / 6] * L$$

$$Sx = [(1,80 \text{ m})^2 / 6] * 1,00 \text{ m} = 0,54 \text{ m}^3$$

Las presiones vienen dadas por:

$$q = Wtm / (Bm * L) \quad +/- \quad (Wtm * e) / Sx$$

$$q = \frac{10,66 \text{ t/m}}{1,80 \text{ m} * 1 \text{ m}} \quad +/- \quad \frac{10,66 \text{ t/m} * 0,30 \text{ m}}{0,54 \text{ m}^3}$$

$$q \text{ máx.} = 5,922 \text{ t/m}^2 + 5,92 \text{ t/m}^2 = 11,84 \text{ t/m}^2 < 14 \text{ t/m}^2 \text{ ----- O.K.}$$

$$q \text{ min.} = 5,922 \text{ t/m}^2 - 5,92 \text{ t/m}^2 = 0,002 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ ----- O.K.}$$

2.1.3.21. Dimensionamiento de pozos de absorción

Pueden sustituir o ser complementarios al campo de oxidación. Consiste en excavaciones de diámetro y profundidad variable. En estos el agua se infiltra por paredes y piso que deberán ser tomados permeables, se recomienda llenar de grava a la altura aproximada de 1 metro para lograr una buena distribución de agua al fondo.

El campo de absorción permite el tratamiento final y la distribución de las aguas negras. Un sistema convencional consiste en tuberías perforadas

rodeadas de materiales, tales como grava y pedazos de llanta cubiertos de tela geotextil y suelo arcilloso.

Para tratar las aguas negras, este sistema depende mucho del suelo donde los microorganismos ayudan a eliminar la materia orgánica, los sólidos y los nutrientes que permanecen en el agua. Mientras que el efluente fluye continuamente hacia el suelo, los microbios que digieren los componentes de las aguas negras forman una capa biológica. La capa reduce el movimiento del agua por el suelo y ayuda a evitar que el área debajo de la capa se sature.

El agua debe correr por el suelo que no esté saturado para que los microbios que se encuentran allí y en la capa puedan ingerir los desperdicios y los nutrientes del efluente. El césped que cubre el sistema de campo de absorción también usa los nutrientes y el agua para crecer.

Debido a que la descarga se realizará en un zanjón de zona árida donde no existe uso productivo de ningún tipo, ni riesgos a contaminación de afluentes, el diseño de los pozos de absorción no tiene aplicación en este proyecto.

2.1.4. Operación y mantenimiento de la red

A medida que pasa el tiempo se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierte en una consideración muy importante. Por esta razón la limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema. Para que el sistema de alcantarillado sanitario de la aldea La Pava, funcione adecuadamente durante su período de diseño, es necesario promover el mantenimiento necesario.

Técnicas de inspección: se requieren programas de inspección para determinar la condición actual del alcantarillado y tener la planificación de una estrategia de mantenimiento. Idealmente las inspecciones del alcantarillado deben realizarse en condiciones de bajo caudal. De presentarse condiciones de flujo que pudieran alterar las inspecciones, estas deben llevarse a cabo durante los períodos de menor caudal entre la medianoche y las cinco de la mañana, o se puede hacer un taponamiento temporal del colector para reducir el caudal.

Las conexiones domiciliarias presentan generalmente problemas de tubería obstruida (parcial o total) y conexión de aguas pluviales, por lo que habrá que verificar las condiciones de la candela y su tapadera y, en caso de ser necesario, repararlas o cambiarlas y evitar que se introduzca tierra o basura y provoque algún taponamiento. Si existiera conexión de aguas pluviales, ésta se debe cancelar y así evitar que la tubería se sature ya que no fue diseñada para conducir aguas pluviales.

La línea o colector principal presenta también problemas de obstrucción, por lo que se puede proceder de las siguientes formas: debe bajar por lo menos una persona a cada pozo de visita entre el tramo a evaluar, colocar una linterna alumbrando hacia la tubería, la otra persona percibirá clara o parcialmente el reflejo, indicando si existe algún taponamiento en el tramo. Otra forma de proceder consiste en verter una cantidad determinada de agua en el pozo de visita, chequear el corrimiento del agua hacia el siguiente pozo, esperando que éste sea normal.

Si es muy lento es que existe algún taponamiento y si no sale agua en el pozo, existe una obstrucción total, por lo que se introducirá una guía para localizarla y si es necesario, se excavará hasta descubrir la tubería para retirar los residuos acumulados.

2.1.5. Evaluación socio-económica

2.1.5.1. Valor presente neto

El método del valor presente neto es bastante utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación, la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Cuando el VPN es menor que cero, implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, o por el contrario, si el VPN es mayor que cero representa una ganancia.

$$\text{VPN} = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

Debido a que este es un proyecto de carácter social, no se contempla ningún tipo de utilidad (no hay ingresos), los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

$$\text{VPN} = 0 - \text{costo total del proyecto}$$

$$\text{VPN} = - \text{costo total del proyecto}$$

2.1.5.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión. Para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR, mediante el uso de alguna fórmula.

2.1.6. Evaluación de impacto ambiental

Es el análisis de las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental, la integridad de los ecosistemas y la calidad de los servicios ambientales. Actualmente se han visto afectados los ríos que rodean al municipio de Quesada, ya que la población dirige sus aguas residuales a zanjones que van a dar a los ríos, por lo que la población está teniendo una participación negativa para el ambiente.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio, por ser removido al momento de la excavación y este a su vez provocará polvo, que afectará a las personas que viven cerca de donde pasará el sistema de alcantarillado, debido a las condiciones del clima, del viento, etc.

Como impacto ambiental positivo, se menciona la eliminación de aguas servidas, que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar, la eliminación de fuentes de proliferación de mosquitos y zancudos y la disminución de enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar; además las aguas servidas que sean transportadas por el sistema de alcantarillado, recibirán un tratamiento primario, antes de ser evacuadas a su destino final.

2.1.7. Planos

Los planos constructivos del sistema de alcantarillado para la aldea La Pava son el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente.

El juego de planos contiene lo siguiente:

- Plano de planta y densidad de vivienda
- Plano de planta y línea central de alcantarillado sanitario
- Plano de planta-perfil pv1, pv11 - pv18 y pv10
- Plano de planta-perfil pv8 - pv10 y pv19 - pv22
- Plano de planta-perfil pv9 y pv-22 - pv25
- Plano de planta-perfil pv25 - pv28
- Plano de detalles I
- Plano de detalles II
- Plano de fosa séptica

Ver anexo planos constructivos

2.1.8. Presupuesto para alcantarillado sanitario

Tabla 3. Presupuesto de alcantarillado sanitario para aldea La Pava

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN					
PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAVA, QUESADA, JUTIAPA.					
No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	Replanteo topográfico	Km	1,68	Q1 525,00	Q2 561,99
1.2	Excavación y Relleno de zanjas	MI	1781,21	Q51,15	Q91 110,86
					Q93 673,00
No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
2	INSTALACIÓN TUBERÍA				
2.1	Instalación tubería PVC de 6" y 8"	MI	1695	Q134,41	Q227 789,84
2.3	Acometida domiciliar	Unidad	137	Q2 085,71	Q285 742,51
					Q513 532,00

Continuación tabla 3...

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
3	POZOS DE VISITA				
3.1	Pozo de visita de 1,00m de profundidad	Unidad	10	Q2 527,37	Q25 273,72
3.2	Pozo de visita de 1,25m de profundidad	Unidad	5	Q3 130,76	Q15 653,80
3.3	Pozo de visita de 1,50m de profundidad	Unidad	7	Q3 488,71	Q24 420,97
3.4	Pozo de visita de 2,00m de profundidad	Unidad	1	Q3 953,83	Q3 953,83
3.5	Pozo de visita de 2,25m de profundidad	Unidad	2	Q4 295,36	Q8 590,73
3.6	Pozo de visita de 2,75m de profundidad	Unidad	1	Q4 873,24	Q4 873,24
3.7	Pozo de visita de 3,50m de profundidad	Unidad	1	Q5 787,04	Q5 787,04
3.8	Pozo de visita de 3,75m de profundidad	Unidad	1	Q5 935,22	Q5 935,22
					Q94 489,00

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
4	SISTEMA DE TRATAMIENTO				
4.1	Excavación y relleno	M3	471,9	Q91,45	Q43 154,82
4.3	Fosa séptica (11,00*5,50*2,60)	Unidad	3	Q141 052,12	Q423 156,35
					Q466 311,00

TOTAL ALCANTARILLADO SANITARIO					Q 1 168 005,00
---------------------------------------	--	--	--	--	-----------------------

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de puente vehicular para la cabecera municipal de Quesada, departamento de Jutiapa

2.2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal mejorar una vía de acceso vehicular, que permita a los habitantes de este municipio y de las comunidades que se encuentran alrededor, desplazarse por la carretera principal que conduce a la cabecera municipal.

El proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de dos carriles, para soportar una carga viva AASHTO HS20-44, con una longitud de 14 metros con un ancho de rodadura de 5,8 metros.

Se puede definir un puente como una estructura destinada para salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. Según su función puede ser puente para carretera, puente para ferrocarril, puente móvil. Según sus materiales de construcción, los puentes podrán ser de: madera, mampostería, acero estructural, concreto armado, concreto preesforzado y dependiendo del tipo de estructura, los puentes podrán ser: libremente apoyados, tramos continuos, colgantes, doble voladizo. La infraestructura de un puente se divide en dos partes que son:

La sub-estructura se define como un conjunto de elementos estructurales, que transmiten las cargas al suelo, y que brinda estabilidad a toda la estructura. Está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos.

Especificaciones de diseño, para la construcción del puente es necesario tener en consideración varios aspectos de diseño que determinarán la calidad de la obra y su durabilidad al estar en funcionamiento. Las especificaciones son las siguientes:

Concretos, (sección 551 y 555 de las especificaciones de la Dirección General de Caminos), el concreto tendrá un esfuerzo de ruptura de 210 kg/cm^2 (clase 3 000) a los 28 días. Se determinara la consistencia del concreto fresco

mediante ensayos de asentamiento por medio del cono de Abrams en los siguientes casos.

- Cuando se inicie la fundición
- Cuando se tomen probetas para ensayos de resistencia

El concreto vibrado deberá tener un asentamiento máximo de 10 cm (4"). Se ensayarán probetas de concreto de acuerdo a las normas ASTM, para determinar la resistencia del concreto.

Aceros de refuerzo, (sección 552, especificación de la Dirección General de Caminos) se usará acero de refuerzo de grado 40 ($2\ 810\ \text{kg/cm}^2$) en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las últimas especificaciones de la AASHTO y ASTM (*American Society For Testing and Materials*).

Recubrimientos, AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 centímetros para cimientos y muros, 5 centímetros para losas arriba y 2,5 centímetros abajo, 3 centímetros para columnas y vigas.

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

Traslapes, AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080 se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrolle un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando

localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.

Ganchos, AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

En la construcción de la superestructura se debe tomar en cuenta

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

En la construcción de la subestructura se debe tomar en cuenta

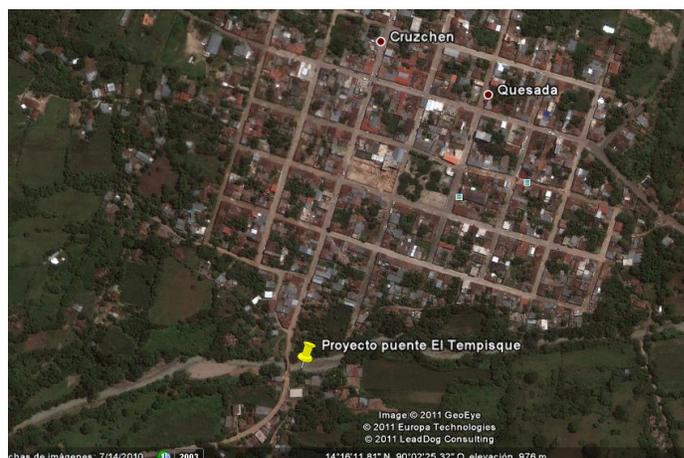
- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida y debe proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar sobrepresiones.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río, no se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

2.2.2. Estudio hidrológico

Este estudio establece las características hidrológicas y los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y factores hidráulicos que conlleven a formar una acertada apreciación del comportamiento hidráulico del río que permitan hacer un acertado diseño en diferentes aspectos como:

- Ubicación óptima del cruce
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce
- Comportamiento hidráulico del río en el área de influencia
- Área del flujo a ser confinada por el puente
- Tirante máximo en la ubicación del puente
- Nivel mínimo recomendable de la losa del puente
- Profundidades de socavación
- Profundidad mínima de ubicación de las cimentaciones según su tipo
- Obras de protección necesarias
- Previsiones para la construcción del puente

Figura 6. **Ubicación del proyecto del puente**



Fuente: Google Earth, programa satelital.

La ubicación óptima de un puente no necesariamente es determinada por el lugar en donde el puente sea más corto o donde menos exista mayor facilidad topográfica, si no por el lugar en el que se presenten menos adversidades de tipo hidráulico que puedan representar daños a la estructura del mismo.

El caudal máximo de diseño es la estimación de la mayor cantidad de agua en que posee el afluente al pasar por el lugar en donde se encuentre construido el puente y en este punto también se observa el régimen que posee.

Estos datos también sirven para aspectos estructurales a diseñar pues se debe determinar la altura del puente para que no vaya a tener cargas de impacto (por objetos arrastrados por el agua) en la superestructura, las cargas efectuadas por la presión de agua en la subestructura y las obras de protección para mitigar daños.

2.2.2.1. Cálculo de caudal máximo de río por el método sección pendiente

Este método busca calcular el caudal de un río tomando en cuenta el área de la sección y la pendiente. Estos datos como parte de la fórmula de *Manning* nos brindan la velocidad de un afluente para luego multiplicar por el área de la sección y obtener el caudal deseado.

$$V = 1/n [R_h^{2/3} * S^{1/2}]$$

Donde el radio hidráulico R_h es:

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Y el caudal Q es:

$$Q = A \times V$$

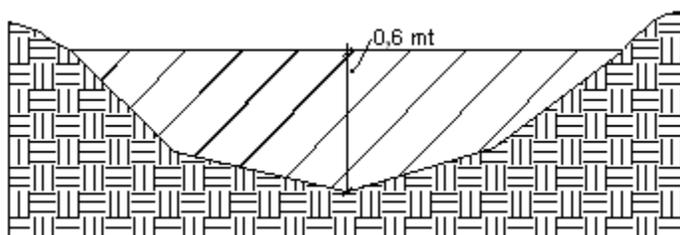
Para la determinación de las crecidas es necesario tomar la profundidad al fondo del río a ciertas distancias y así poder graficar una sección transversal del mismo. Luego se debe determinar el tirante máximo, pudiéndolo hacer de las siguientes maneras:

- Determinarlo mediante la investigación del entorno del río para buscar rastros de crecidas
- Preguntas a las personas del lugar
- Buscar registros o datos confiables de crecidas

Los datos obtenidos se basan en información dada por las personas del lugar y en el estudio topográfico realizado, siendo los siguientes:

- Área de la sección del río: $10,13 \text{ m}^2$
- Perímetro mojado: $14,11 \text{ m}$
- Pendiente: $0,0105 \text{ m/m}$
- Coeficiente de rugosidad: $0,2$ (Según tabla tomada de *S.M. Woodward and C. J Posey "Hydraulics of steady flow in open channels"*)
- Tirante máximo: $1,50 \text{ m}$

Figura 7. **Sección del río El Tempisque**



Fuente: elaboración propia.

Dados los datos la fórmula quedaría de la siguiente forma:

$$R_h = \frac{10,13 \text{ m}^2}{14,11 \text{ m}} = 0,72 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0,2} \left[0,72^{2/3} * 0,0105^{1/2} \right] = 0,41 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,41 \text{ m/s} * 10,13 \text{ m}^2 = 4,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.3. Ensayo de suelos

El municipio de Quesada al estar ubicado dentro de la zona fisiográfica de la Altiplanicie Central, que se extiende desde el final de la zona del declive del Pacífico con pequeños e innumerables conos con menos de 60 metros de altitud y cuyo material volcánico es en general material de color claro o pomáceo que es común en la mayor parte de la zona fisiográfica se caracteriza por tener un suelo arcilloso y de origen volcánico, esto se puede observar directamente en el sitio en donde se realizará el puente ya que el suelo es una formación rocosa de origen sedimentario esta se encuentra formada por cenizas y rocas clásticas de diversos tamaños (piedra pómez) que se han consolidado con el paso del tiempo.

La elección del tipo de subestructura y cimentación que será utilizada en el proyecto de un puente, depende de una manera importante, de los datos que arroje el estudio de suelos correspondiente. Generalmente, se plantea el eje central del puente y se realizan las exploraciones correspondientes para determinar las características del estrato del suelo. Estas exploraciones pueden realizarse de diferentes maneras, algunas son: perforaciones con barrenas,

perforación de pozos a cielo abierto, penetrómetros (perforación estática o dinámica).

Para el estudio del suelo del puente, se tomó una muestra inalterada de suelo *in situ* siendo analizada esta por el laboratorio de suelos de del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

2.2.3.1. Levantamiento topográfico

Es el conjunto de operaciones ejecutadas sobre el terreno, con los instrumentos adecuados. El levantamiento topográfico necesita una serie de mediciones y triangulaciones con los que se recaba principalmente: ángulos, distancias y diferencias de altura; estos para graficar la superficie que afecta el proyecto a realizarse. Para la realización de este se utilizan instrumentos como el teodolito, nivel de exactitud, cinta metálica, estadal, plomada y además materiales adicionales.

Los datos fueron tomados mediante el trazo de una malla cuadrangular con espaciamientos de 10 metros entre cada eje tanto el longitudinal como el transversal. Adicionalmente sobre los ejes se tomaron los puntos de importancia que representan cambios significativos en la topografía del terreno.

El tamaño de la malla es de 40*80 metros en la que se incluyó la mayor distancia aguas arriba y abajo del punto en donde se construirá el puente.

2.2.3.2. Prueba triaxial

Por las características físicas y mecánicas de este tipo de suelo se optó por obtener una muestra inalterada en campo para luego extraer un testigo en

el laboratorio con el que se tallarían 2 cilindros de 2,5" x 5" y así efectuar un ensayo triaxial no consolidado y no drenado, que nos brindaría una capacidad de carga del suelo de $1,53 \text{ kg/cm}^2$ ($15\ 300,00 \text{ kg/m}^2 = 15,3 \text{ t/m}^2$).

2.2.4. Diseño estructural

2.2.4.1. Descripción general de la alternativa propuesta

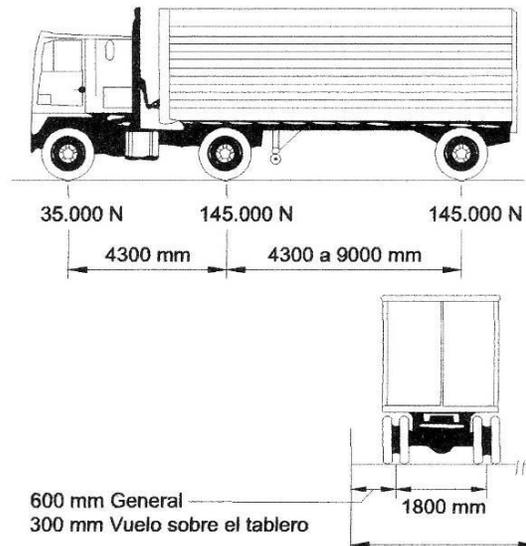
El proyecto se encuentra ubicado directamente dentro del casco urbano del municipio de Quesada, departamento de Jutiapa, en el camino que conduce hacia la aldea El Júcaro, del mismo municipio sobre el río El Tempisque. El puente estará formado en su superestructura por una losa plana, vigas longitudinales, vigas de apoyo, diafragmas y barandales, la subestructura estará formada por dos estribos ubicados bajo las vigas de apoyo y la cimentación.

2.2.5. Diseño de superestructura

Datos de diseño

- Luz libre de 14,00 m
- Ancho útil de 5,80 m
- Esfuerzo máximo del concreto ($f'c$) 210 kg/cm^2
- Esfuerzo máximo del acero (f_y) $2\ 810 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del concreto armado (W_c) $2\ 400 \text{ kg/cm}^3$
- Sobre carga: camión HS20 - 44, con la geometría y distribución de cargas dadas en la AASHTO 3.6.1.2.2.

Figura 8. Geometría de sobre-carga del camión de diseño



Fuente: PINEDA, Jonathan. Diseño de un puente vehicular y un sistema de alcantarillado sanitario en Estanzuela, Zacapa. p. 63.

2.2.5.1. Predimensionamiento

Para las vigas según especificaciones de AASHTO tabla 2.5.2.6.3-1, establece que para el peralte total de vigas T se utilice el 7 % de la luz libre.

$$t_v = 0,07 * l$$

Donde:

t_v = Peralte o alto total de la viga (m)

l = Luz libre entre apoyos (m)

$$t_v = 0,07 * 14 = 0,98 \text{ m}$$

Debido a las condiciones topográficas del terreno, se utilizará $t = 0,90$ metros como peralte de las vigas.

$$b_v = 1/2 * t_v$$

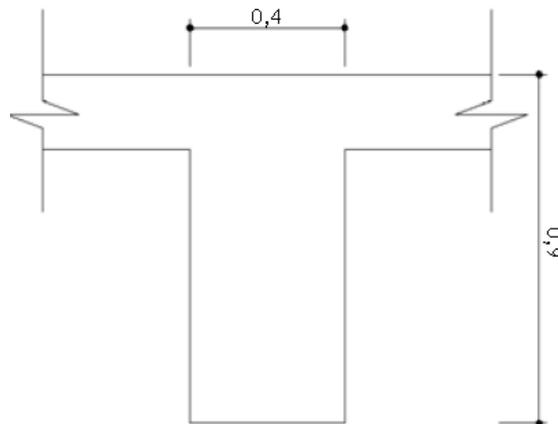
Donde:

b_v = Base o ancho de la viga (m)

t_v = Peralte o alto total de la viga (m)

$$b_v = 1/2 * 0,9 = 0,45 \approx 0,40 \text{ m}$$

Figura 9. **Predimensionamiento de viga**



Fuente: elaboración propia.

Número de vigas a utilizar

La cantidad de vigas a utilizar se determina en base al ancho útil, a la cantidad y ancho de las vigas y a la cantidad de carriles. Basado en lo anterior se determina la cantidad de vigas a utilizar y se realiza el diseño respectivo del

conjunto, procurando que los elementos estructurales no sean masivos, sobrediseñados o subdiseñados, considerando también el costo y factibilidad constructiva, respectivos a cada caso, según se varíen las dimensiones de los elementos y la cantidad de los mismos.

Luego de una serie de combinaciones basadas en el párrafo anterior, se concluye en utilizar tres vigas.

- Losa

Según AASHTO Tabla 2.5.2.6.3-1

$$t_l = \frac{1,2(S + 3\ 000)}{30}$$

Donde:

t_l = Espesor de losa (mm)

S= Luz libre entre vigas (mm)

$$S = \frac{A_u - N_v * A_v - 2(0,6 - \frac{A_v}{2})}{N_v - 1}$$

Donde:

S= Luz libre entre vigas (mm)

A_u = Ancho útil de la losa de rodadura (m)

N_v = Cantidad de vigas a utilizar

A_v = Ancho o base de las vigas (m)

$$S = \frac{5,8 - 3 * 0,4 - 2(0,6 - \frac{0,4}{2})}{3 - 1} = 1,9 \text{ m}$$

Ahora:

$$t_l = \frac{1,2(1\ 900 + 3\ 000)}{30} = 196 \text{ mm} = 0,20 \text{ m}$$

- Diafragmas

Debido a la longitud del puente únicamente se colocaran diafragmas exteriores, ya que los diafragmas interiores son recomendados para longitudes de 25,00 metros o más.

$$t_d = 1/2 * t_v$$

Donde:

t_d = Peralte o altura total del diafragma exterior (m)

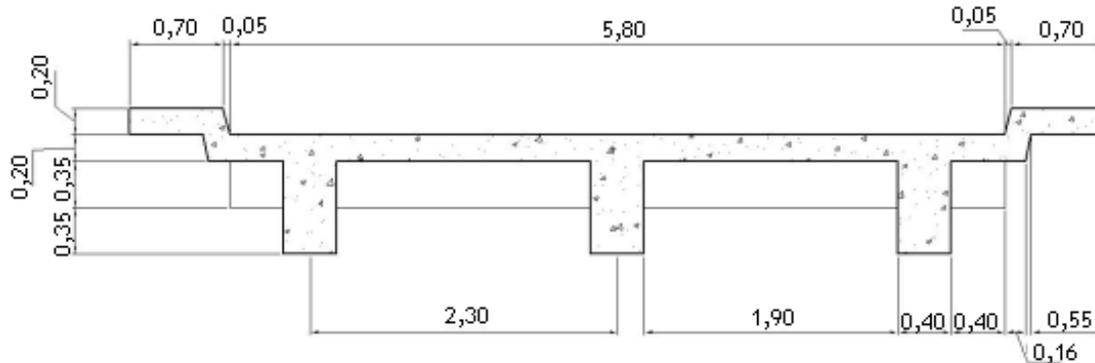
t_v = Peralte o altura total de la viga exterior (m)

$$t_d = 1/2 * (0,90 - 0,20) = 0,35 \text{ m}$$

$$b_d = 1/2 * t_d = 0,175 \approx 0,25 \text{ m}$$

La base del diafragma debería considerarse como la mitad del peralte, sin embargo por la magnitud del proyecto se incrementará dicha dimensión a 0,25 metros.

Figura 10. Esquema de sección transversal



Fuente: elaboración propia.

2.2.5.2. Diseño de elementos

2.2.5.2.1. Losa

Se diseña transversalmente para una franja unitaria longitudinal.

- Momento debido al peso propio

$$W_m = \gamma_{\text{concreto}} * t_l * 1$$

Donde:

W_m = Carga distribuida, para una franja unitaria (kg/m)

γ_{concreto} = Peso específico del concreto (kg/m³)

t_l = Peralte o altura total de la losa (m)

$$W_m = 2\ 400 * 0,20 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$M_{P.P.} = W_m * \frac{S^2}{10}$$

Donde:

$M_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

W_m = Carga distribuida debido al peso propio de la losa, para una franja unitaria (kg/m)

S = Separación o luz libre entre vigas (m)

$$M_{P.P.} = 480 * \frac{1,9^2}{10} = 173,28 \text{ kg - m}$$

- Momento debido a la sobrecarga

$$M_{S.C.} = \frac{(S+0,6)^2}{9,75} * P_{40\%}$$

Donde:

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

S = Separación o luz libre entre vigas (m)

$P_{40\%}$ = 40 % de la carga del camión de diseño (kg)

$$M_{S.C.} = \frac{(1,9+0,6)^2}{9,75} * (18\ 356,11 * 0,4) = 1\ 882,68 \text{ kg - m}$$

- Momento debido al impacto

$$I = \frac{15}{S + 38} * 100$$

Donde:

I = Factor de impacto (%)

S = Separación o luz libre entre vigas (m)

$$I = \frac{15}{1,9 + 38} * 100 = 37,59 \%$$

$$I_{\text{máx}} = 30 \%$$

Entonces:

$$M_i = I * M_{S.C.}$$

Donde:

M_i = Momento debido al impacto (kg-m)

I = Factor de impacto (%)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

$$M_i = 0,3 * 1\ 882,68 = 564,8 \text{ kg - m}$$

- Momento total

$$M_T = 1,3 \left[M_{P.P.} + \frac{5}{3} (M_{S.C.} + M_i) \right]$$

Donde:

M_T = Momento total o de diseño (kg-m)

$M_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

M_i = Momento debido al impacto (kg-m)

$$M_T = 1,3 \left[173,28 + \frac{5}{3}(1\ 882,68 + 564,8) \right] = 5\ 528,14 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del refuerzo
 - Refuerzo transversal o en el sentido corto, cama inferior

$$A_s = \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_T * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm²)

$f'c$ = Resistencia del concreto, (kg/cm²)

f_y = Resistencia del acero (kg/cm²)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

M_T = Momento total o de diseño (kg-m)

Entonces:

$$d = t_1 - r$$

Donde:

d = Peralte efectivo (cm)

t_1 = Peralte o altura total de la losa (cm)

r = Recubrimiento superior de la losa (cm)

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Ahora:

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2 * 810} \left[(17 * 100) - \sqrt{(17 * 100)^2 - \frac{5 * 528,14 * 100}{0,003825 * 210}} \right] = 13,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Chequeo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b d$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$ = Área de acero mínima requerida (cm²)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2 * 810} * 100 * 17 = 8,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s \therefore A_s, \text{Cumple}$$

Entonces:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 \left[\frac{6\ 090 f'c}{f_y(6\ 090 + f_y)} \right]$$

Donde:

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

β_1 = Factor o coeficiente de forma

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 \left[\frac{6\ 090 * 210}{2\ 810(6\ 090 + 2810)} \right] = 0,036947$$

Entonces:

$$\rho_M = 0,5 * \rho_b$$

Donde:

ρ_M = Cuantía de acero máxima para zona sísmica

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

$$\rho_M = 0,5 * 0,036947 = 0,01847$$

Entonces:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho_M * bd$$

Donde:

$A_{s_{m\acute{a}x}}$ = \u00c1rea de acero m\u00e1xima permitida (cm^2)

ρ_M = Cuant\u00eda de acero m\u00e1xima

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,01847 * 100 * 17 = 31,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} > A_s \therefore A_s, \text{ Cumple}$$

Espaciamiento

$$S = 1,00 * \frac{A_v}{A_s}$$

Donde:

S = Separaci\u00f3n entre varillas de refuerzo (cm)

A_v = \u00c1rea de la varilla propuesta (cm^2)

A_s = \u00c1rea de acero requerida (cm^2)

Utilizando varilla No. 6

$$S = 1,00 * \frac{2,85}{13,73} = 0,20 \text{ m}$$

- Refuerzo transversal o en el sentido corto, cama superior

$$A_s = 0,002 * b * d$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm^2)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_s = 0,002 * 100 * 17 = 3,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varilla No. 3:

$$S = 1,00 * \frac{A_v}{A_s}$$

$$S = 1,00 * \frac{0,71}{3,4} = 0,2$$

- Refuerzo longitudinal en pista de rodadura, ambas camas

$$A_s = 67\% * A_{s_{\text{CIT}}}$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm^2)

$A_{s_{\text{CIT}}}$ = Área de acero requerido en la cama inferior transversal (cm^2)

$$A_s = 0,67 * 13,73 = 9,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = 1,00 * \frac{A_v}{A_s}$$

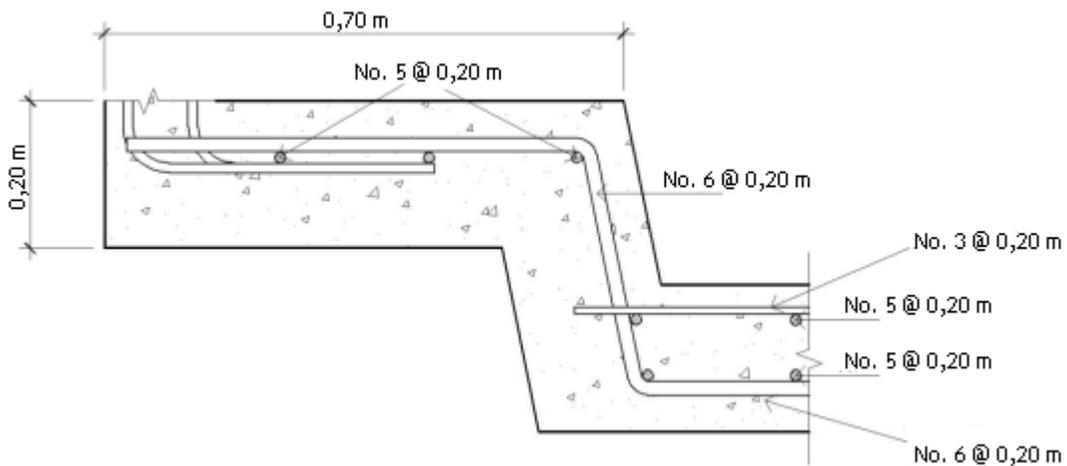
Utilizando varilla No. 5

$$S = 1,00 * \frac{1,98}{9,20} = 0,215 \approx 0,20 \text{ m}$$

- Refuerzo longitudinal en la acera

En la acera únicamente se utiliza la cama superior la cual es igual cama inferior transversal.

Figura 11. **Detalle de armado de losa**



Fuente: elaboración propia.

2.2.5.2.2. Diafragmas

El funcionamiento estructural de los diafragmas es el de rigidizar el sistema de vigas, por lo tanto su diseño se realiza únicamente con los mínimos requeridos por la geometría de dicho elemento, la cual se considera desde la rodadura de la losa.

- Diseño por flexión

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * bd$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$ = Área de acero mínima requerida (cm²)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 25 * (20 + 35 - 3) = 6,52 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 4

No de varillas a colocar = $6,52/1,27 = 5,13 \approx 6$

Se colocarán 6 varillas No. 4

- Diseño por corte

Se colocará menor diámetro de varilla permitida para el estribo a un espaciamiento máximo.

Estribos: No. 3

$$\text{Espaciamiento: } S = \frac{d}{2}$$

Donde:

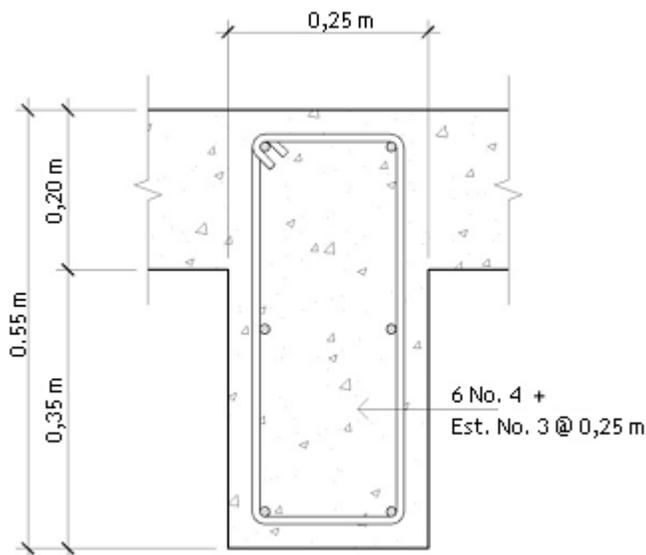
S = Separación entre estribos (cm²)

d = Peralte efectivo del diafragma (kg/cm²)

$$S = \frac{35 + (20 - 3)}{2} = 26 \text{ cm}$$

Armado: 6 No. 4 + Estribo No. 3 @ 0,25 m

Figura 12. **Detalle del armado de sección transversal para el diafragma**



Fuente: elaboración propia.

2.2.5.2.3. Viga intermedia

- Diseño por momento flexionante

El diseño se realiza asumiendo inicialmente que el elemento funciona como una viga T. Además para optimizar el diseño se determina el refuerzo requerido por el momento máximo y el requerido a una distancia de 4,50 metros de los apoyos.

- Cálculo del ancho efectivo (b)

El ancho efectivo de una viga T, es el menor de los valores dados por las siguientes fórmulas:

$$b \leq \frac{L}{4}$$

$$b \leq b_w + 16hf$$

$$b \leq b_w + S$$

Donde:

b = Ancho efectivo de la viga intermedia (m)

L = Luz libre del puente (m)

b_w = Base o ancho de la viga intermedia (cm)

hf = Peralte total de losa (m)

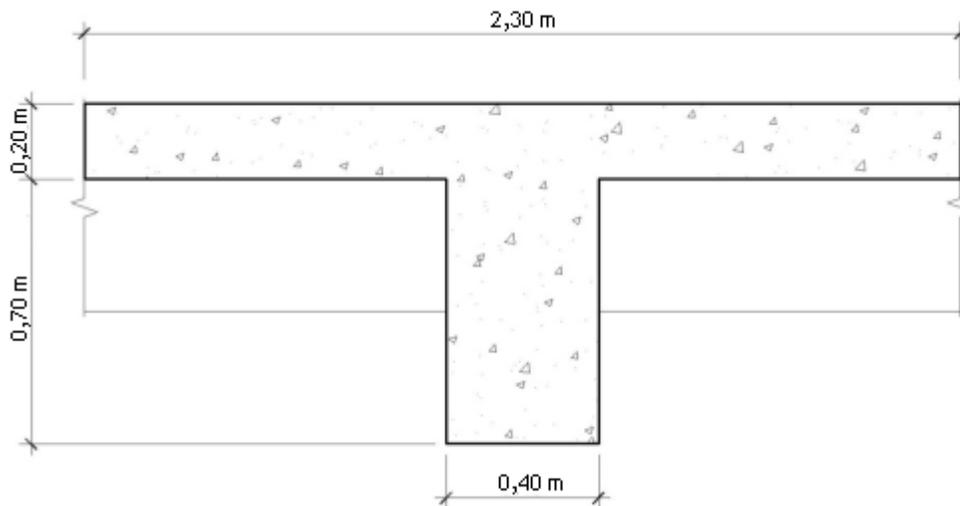
S = Separación o luz libre entre vigas (m)

$$b \leq \frac{14}{4} = 3,50$$

$$b \leq 0,4 + 16 * 0,20 = 3,60$$

$b \leq 0,4 + 1,9 = 2,30$ ∴ Este es el ancho efectivo de la viga T

Figura 13. **Sección transversal de viga T**



Fuente: elaboración propia.

- o Momento debido al peso propio

El momento máximo ocurre en el centro de la viga, sin embargo se calculará el momento producida a 4,50 metros del apoyo a fin de no sobrediseñar el elemento.

$$W_{Losa} = \gamma_{concreto} * t_{Losa} * b_{Losa}$$

$$W_{Losa} = 2400 * 0,20 * 2,30 = 1104,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Nervio}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Nervio}} * b_{\text{Nervio}}$$

$$W_{\text{Nervio}} = 2400 * 0,70 * 0,40 = 672,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Losas}} + W_{\text{Nervio}}$$

$$W_{\text{Total}} = 1104,00 + 672,00 = 1776,00 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$M_{\text{máx}} = W \frac{L^2}{8}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = Momento máximo, para elementos simplemente apoyados (kg-m)

W = Carga distribuida debida al peso propio (kg/m)

L = Luz libre del puente (m)

$$M_{\text{máx}} = 1776 * \frac{14^2}{8} = 43512,00 \text{ kg - m}$$

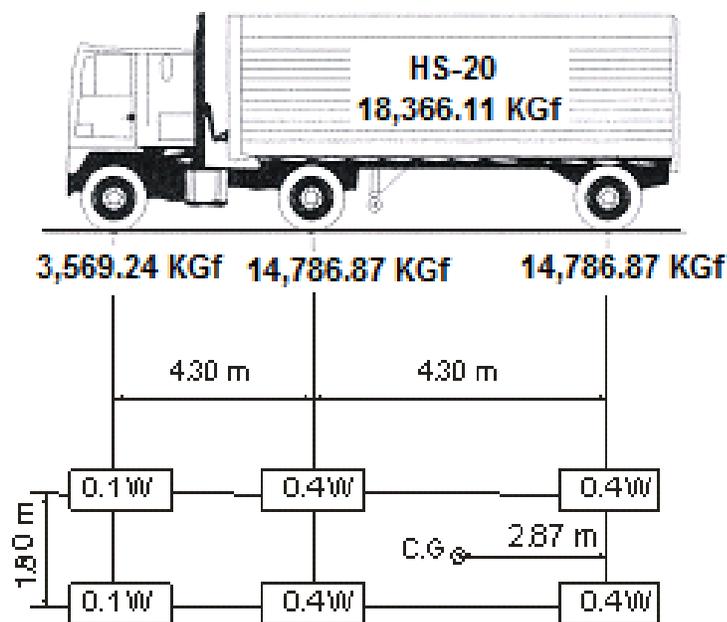
$$M_{4,5} = 1776 * \frac{(14 - 4,5)^2}{8} = 20035,50 \text{ kg - m}$$

- o Momento debido a la sobrecarga

El momento máximo ocurre bajo una de las cargas, cuando esta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro. Y se aplica la carga de camión antes mencionada, la cual se muestra a continuación adaptada para efectos del presente inciso. Según la norma AASHTO 3.6.1.2.2

la distancia entre ejes traseros se debe variar entre 4,30 a 9,00 metros para producir el mayor momento; se considera que dicho momento ocurre si la distancia es mínima, de tal modo la carga está más concentrada longitudinalmente.

Figura 14. **Geometría y configuración del camión de diseño**



Fuente: PINEDA, Jonathan. Diseño de un puente vehicular y un sistema de alcantarillado sanitario en Estanzuela, Zacapa. p. 78.

Centro de gravedad

La fórmula a utilizar será deducida utilizando como criterio el equilibrio estático, con sumatoria de momentos alrededor de la carga de la rueda trasera.

Sin embargo considerando lo expuesto en el inciso c, se debe de tomar en cuenta la separación entre el centro de gravedad y la carga central $0,4 W$, la cual es $4,30 - 2,87 = 1,43$ metros.

$$X_{C.G.} = \frac{\sum P_i * d_i}{\sum P_i}$$

Donde:

$X_{C.G.}$ = Distancia al centroide referido al eje trasero (m)

$\sum P_i * d_i$ = Sumatoria de momentos debido a cada carga y su correspondiente distancia referida al eje trasero (kg-m)

$\sum P_i$ = Sumatoria de todas las cargas del camión de diseño (kg)

$$X_{C.G.} = \frac{0,4W * 0 + 0,4W * 4,3 + 0,1W * 8,60}{0,9W} = 2,87 \text{ m}$$

Ubicación longitudinal del centro de gravedad

La fórmula será deducida considerando lo expuesto en el anterior inciso c. De allí se obtiene que la máxima separación entre los apoyos, el centro de gravedad del camión y una de sus cargas mayores, ocurre cuando la carga central $0,4 W$ y el centro de gravedad se encuentran a la misma distancia de sus apoyos respectivamente, concentrando así la carga del camión de diseño en la longitud del puente. (ver figura 14)

$$D_{C.G.} = \frac{L-l}{2}$$

Donde:

$D_{C.G.}$ = Distancia al centroide desde uno de los apoyos del puente (m)

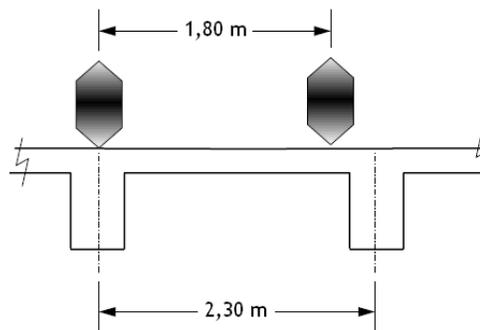
L = Luz libre del puente (m)

l = Distancia desde el eje intermedio y el centro de gravedad (m)

$$D_{C.G.} = \frac{14 - 1,43}{2} = 6,29 \text{ m}$$

Distribución de cargas: Para losas de concreto sobre vigas de concreto, distribución para dos o más carriles

Figura 15. **Esquema de distribución transversal de sobrecarga**



Fuente: elaboración propia.

$$F.D. = \frac{l'}{1,8}$$

Donde:

F.D. = Factor de distribución de cargas transversales

l' = Ancho útil de la viga T (m)

$$F.D. = \frac{2,30}{1,8} = 1,28$$

Entonces:

$$W_E = F.D. * P\%$$

Donde:

W_E = Carga de eje (kg)

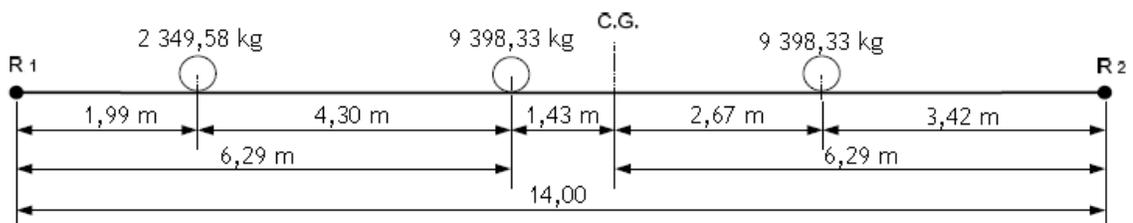
F.D. = Factor de distribución de cargas transversales

P% = Porcentaje de la carga de camión, según el eje de análisis (kg)

$$W_{E_Trasero} = 1,28 * (0,4 * 18\ 356,11) = 9\ 398,33 \text{ kg}$$

$$W_{E_Delantero} = 1,28 * (0,1 * 18\ 356,11) = 2\ 349,58 \text{ kg}$$

Figura 16. **Posición crítica de sobrecarga**



Fuente: elaboración propia.

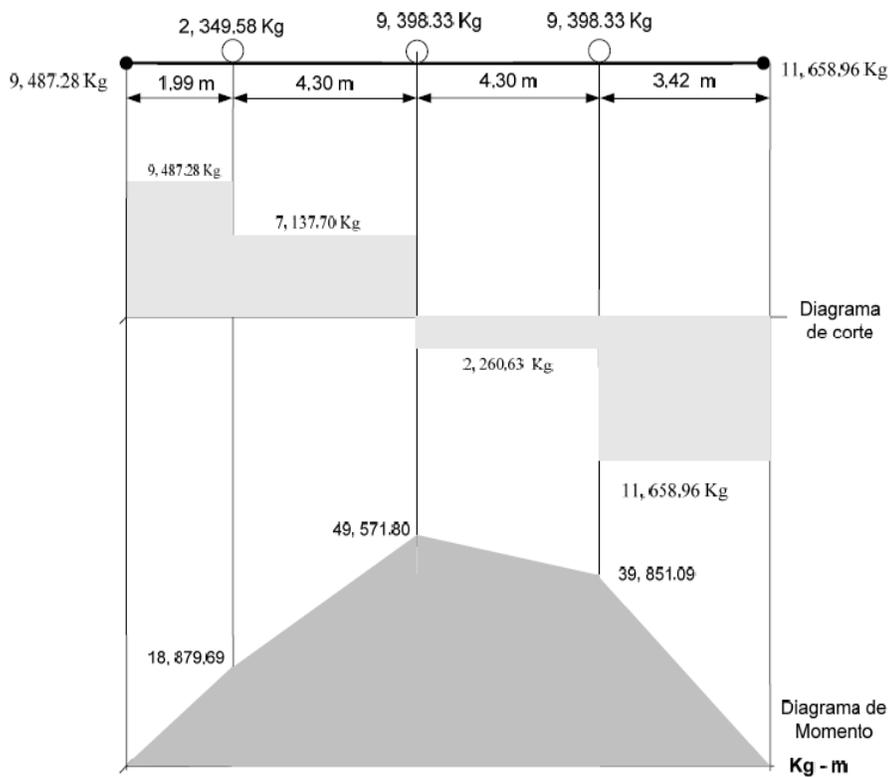
Reacciones

Las reacciones se obtendrán mediante un análisis estático al cuerpo libre de la gráfica mostrada en la figura 16, haciendo momentos alrededor de un punto.

$$R_2 = \frac{(9\,398,33 * ((14 - 3,42) + 6,29) + 2\,349,58 * (1,99))}{14} = 11\,658,96 \text{ kg}$$

$$R_1 = 2\,349,58 + 2(9\,398,33) - 11\,658,96 = 9\,487,28 \text{ kg}$$

Figura 17. Diagrama de corte y momento para sobre-carga



Fuente: elaboración propia.

De la figura 17 se obtiene:

$$M_{S.C.m\acute{a}xima} = 49\,571,8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{S.C.m\acute{a}xima_{4.5}} = 39\,851,09 + (2\,260,63 * (4,5 - 3,42)) = 42\,292,57 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Momento debido al impacto

$$M_i = I * M_{S.C.}$$

Donde:

M_i = Momento debido al impacto (kg-m)

I = Factor de impacto (%)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

$$M_{i_m\acute{a}ximo} = 0,3 * 49\ 571,8 = 14\ 871,54 \text{ kg - m}$$

$$M_{i_4,5} = 0,3 * 42\ 292,57 = 12\ 687,77 \text{ kg - m}$$

- Momento total

$$M_T = 1,3 \left[M_{P.P.} + \frac{5}{3} (M_{S.C.} + M_i) \right]$$

Donde:

M_T = Momento total o de dise\~no (kg-m)

$M_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

M_i = Momento debido al impacto (kg-m)

$$M_{T_m\acute{a}x} = 1,3 \left[43\ 512,00 + \frac{5}{3} (49\ 571,80 + 14\ 871,54) \right] = 196\ 192,84 \text{ kg - m}$$

$$M_{T_4,5} = 1,3 \left[20\ 035,50 + \frac{5}{3} (42\ 292,57 + 12\ 687,77) \right] = 145\ 170,22 \text{ kg - m}$$

- Cálculo del refuerzo

Asumiendo una viga rectangular, tendrá un recubrimiento inferior de 3 centímetros

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y * (d - \frac{t}{2})}$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm²)

M_u = Momento último (kg-m)

θ = Factor de corrección de forma

f_y = Resistencia del acero (kg/cm²)

t = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

$$d = t_{\text{viga}} - \text{rec}$$

$$d = 90 - 3 = 87 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \frac{19\ 619\ 284,00}{0,90 * 2\ 810 * (87 - \frac{20}{2})} = 100,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{4,5}} = \frac{14\ 517\ 022,00}{0,90 * 2\ 810 * (87 - \frac{20}{2})} = 74,55 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$a_{\text{máx}} = \rho * f_y * \frac{d}{0,9} * f'c$$

Donde:

$a_{m\acute{a}x}$ = Altura equivalente del bloque rectangular (cm²)

ρ = Cuantía de acero balanceado, para una sección rectangular (kg-m)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{100,75}{(230 * 87)} * 2 * 810 * \frac{87}{0,9} * 210 = 6,51 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$a_{4,5} = \frac{74,55}{(230 * 87)} * 2 * 810 * \frac{87}{0,9} * 210 = 4,82 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga trabaja como rectangular en toda su longitud.

Entonces:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 \left[\frac{6\ 090 f'c}{f_y(6\ 090 + f_y)} \right]$$

Donde:

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

β_1 = Factor o coeficiente de forma

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 \left[\frac{6\ 090 * 210}{2\ 810(6\ 090 + 2\ 810)} \right] = 0,036947$$

Entonces:

$$\rho_M = 0,5 * \rho_b$$

Donde:

ρ_M = Cuantía de acero máxima para zona sísmica

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

$$\rho_M = 0,5 * 0,036947 = 0,01847$$

Ahora:

$$As_{m\acute{a}x} = \rho_M * bd$$

Donde:

$As_{m\acute{a}x}$ = Área de acero máxima permitida (cm²)

ρ_M = Cuantía de acero máxima

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$As_{m\acute{a}x} = 0,01847 * 40 * 87 = 64,28 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$M_{M\acute{A}X} = \theta * As * fy * (d - As * \frac{fy}{1,7 * f'c * b})$$

Donde:

$M_{M\acute{A}X}$ = Momento máximo resistido por el refuerzo (kg-m)

θ = Factor de corrección de forma

As = Área de acero requerida (cm²)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$M_{MÁX} = 0,9 * 64,28 * 2 810 * (87 - 64,28 * \frac{2 810}{1,7 * 210 * 40}) = 120 868,15 \text{ kg - m}$$

Debido a que $M_{MÁX} < M_{DISEÑO}$ entonces se necesita calcular un momento residual para poder dotar a la viga de un refuerzo a compresión extra.

$$M_{RESIDUAL} = M_{DISEÑO} - M_{MÁXIMO}$$

$$M_{RESIDUAL_MÁX} = 196 192,84 - 120 868,15 = 75 324,69 \text{ kg - m}$$

$$M_{RESIDUAL_4,5} = 145 170,22 - 120 868,15 = 24 302,07 \text{ kg - m}$$

Entonces:

$$A_{S_{RESIDUAL}} = \frac{M_{RESIDUAL}}{\theta * f_y * (d - d')}$$

Donde:

$A_{S_{RESIDUAL}}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

$M_{RESIDUAL}$ = Momento residual (kg-m)

θ = Factor de corrección de forma

d' = Recubrimiento superior de la viga (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{S_{RESIDUAL_MÁX}} = \frac{7 532 469,00}{0,9 * 2 810 * (87 - 5)} = 36,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{RESIDUAL_4,5}} = \frac{2 430 207,00}{0,9 * 2 810 * (87 - 5)} = 11,72 \text{ cm}^2$$

Se debe asegurar la falla por fluencia del acero a tensión por lo cual se debe modificar el A_s con la siguiente fórmula.

$$A_s' = \frac{A_{s_{RESIDUAL}}}{0,75}$$

Donde:

A_s' = Área de acero para la cama superior (cm^2)

$A_{s_{RESIDUAL}}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

$$A_{s'_{MÁX}} = \frac{36,32}{0,75} = 48,43 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 6 No. 10 + 1 No. 4}$$

$$A_{s'_{4,5}} = \frac{11,72}{0,75} = 15,63 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 2 No. 10}$$

Entonces:

$$A_s = A_{s_{MÁX}} + A_{s_{RESIDUAL}}$$

Donde:

A_s = Área de acero para la cama inferior (cm^2)

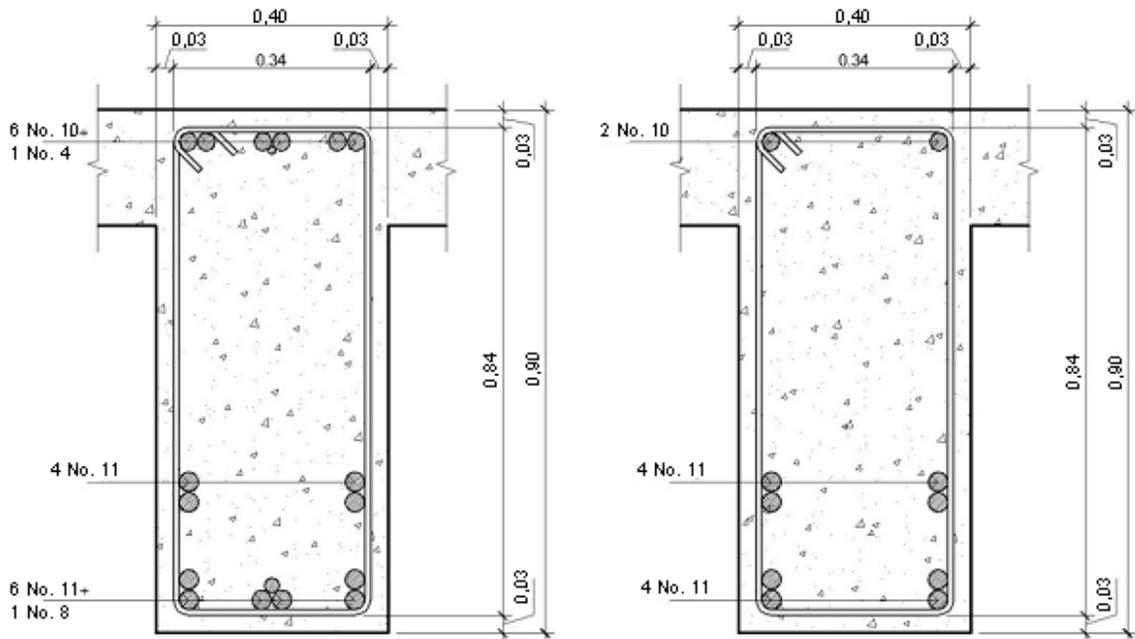
$A_{s_{MÁX}}$ = Área de acero máxima permitida (cm^2)

$A_{s_{RESIDUAL}}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

$$A_s = 64,28 + 36,32 = 100,60 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 10 No. 11 + 1 No. 8}$$

$$A_s = 64,28 + 11,72 = 76,00 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 8 No. 11}$$

Figura 18. **Detalle de armado de viga intermedia, al centro y a 4,5 metros del apoyo**



Fuente: elaboración propia.

- Diseño por esfuerzo cortante
 - Cortante debido al peso propio

$$V_{p.p.} = \frac{Y_{concreto} * [(b_l * t_l) + (b_v * t_v)] * l}{2}$$

Donde:

$V_{p.p.}$ = Cortante debido al peso propio (kg)

b_l = Ancho de losa que influye sobre la losa (m)

d_l = Peralte total de la losa (m)

b_v = Ancho o base de la viga (m)

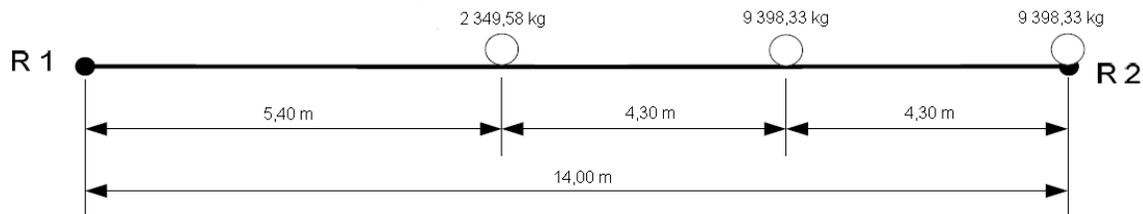
d_v = Peralte total de la viga (m)

$$V_{p.p.} = \frac{2\,400 * [(2,30 * 0,20) + (0,4 * (0,90 - 0,20))] * 14}{2} = 12\,432,00 \text{ kg}$$

- o Cortante debido a la sobrecarga

Las reacciones se obtendrán mediante un análisis estático al cuerpo libre de la figura 19, haciendo momentos alrededor de un punto.

Figura 19. **Posición crítica de sobrecarga**



Fuente: elaboración propia.

$$R_2 = \frac{[9\,398,33 * (14 + (5,4 + 4,3)) + 2\,349,58 * 5,4]}{14} = 16\,816,30 \text{ kg}$$

$$R_1 = [2 * 9\,398,33 + 2\,349,58] - 16\,816,30 = 4\,329,94 \text{ kg}$$

$$V_{S.C.} = 16\,816,30 \text{ kg}$$

- o Cortante debido al impacto

$$V_i = I * V_{S.C.}$$

Donde:

V_i = Cortante debido al impacto (kg-m)

I = Factor de impacto (%)

$V_{S.C.}$ = Cortante debido a la sobrecarga (kg-m)

$$V_i = 0,30 * 16\ 816,30 = 5\ 044,89\ \text{kg}$$

- Cortante total

$$V_T = 1,3 \left[V_{P.P.} + \frac{5}{3}(V_{S.C.} + V_i) \right]$$

Donde:

V_T = Momento total o de diseño (kg-m)

$V_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

$V_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

V_i = Momento debido al impacto (kg-m)

$$V_T = 1,3 \left[12\ 432,00 + \frac{5}{3}(16\ 816,30 + 5\ 044,89) \right] = 63\ 527,51\ \text{kg}$$

- Cálculo del refuerzo

Cortante resistido por el concreto

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{f'_c} * b * d$$

Donde:

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

b = Base de la sección analizada (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{210} * 40 * 87 = 22\ 718,71 \text{ kg}$$

Entonces:

$$V_{du} = V_{m\acute{a}x} - \phi V_c$$

Donde:

V_{du} = Cortante resistido por el refuerzo (kg)

$V_{m\acute{a}x}$ = Cortante máximo aplicado (kg)

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

$$V_{du} = 63\ 527,51 - 22\ 718,70 = 40\ 808,79 \text{ kg}$$

El concreto es capaz de resistir la fuerza de corte crítico aplicada con el refuerzo mínimo, pero solamente hasta cierta distancia, a continuación se determinará cuál es ésta longitud donde se colocarán estribos con el espaciamiento máximo.

$$D_{V_c} = \frac{L * \phi V_c}{2 * V_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

D_{V_c} = Tramo de viga a trabajar con espaciamiento máximo medida a partir del centro hacia los extremos (m)

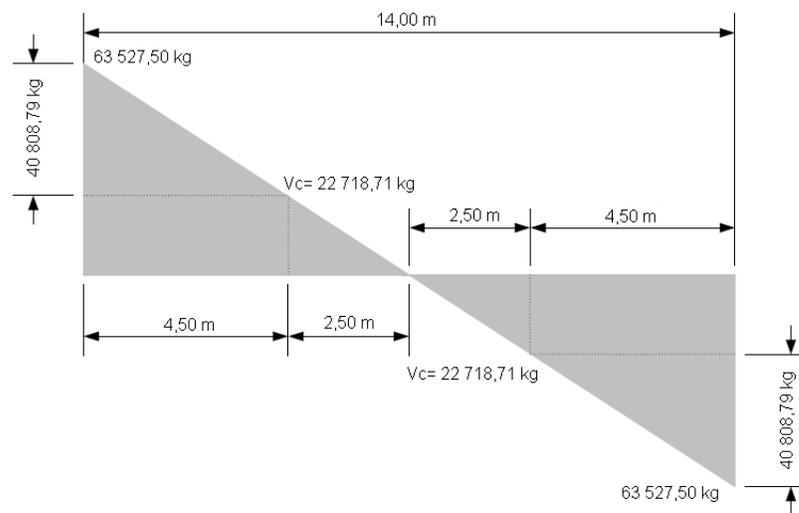
L = Luz libre del puente (m)

$V_{m\acute{a}x}$ = Cortante máximo aplicado (kg)

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

$$Dv_c = \frac{14 * 22\ 718,71_c}{2 * 63\ 527,51} = 2,50\ m$$

Figura 20. Diagrama de corte



Fuente: elaboración propia.

Límites de espaciamiento máximo

$$\text{Si: } \phi * 1,1 * \sqrt{f'_c} * b * d < Vdu < \phi * 2,1\sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow Sm\acute{a}x = \frac{d}{4}$$

$$\text{Si: } Vdu < \phi * 1,1 * \sqrt{f'_c} * b * d \Rightarrow Sm\acute{a}x = \frac{d}{2}$$

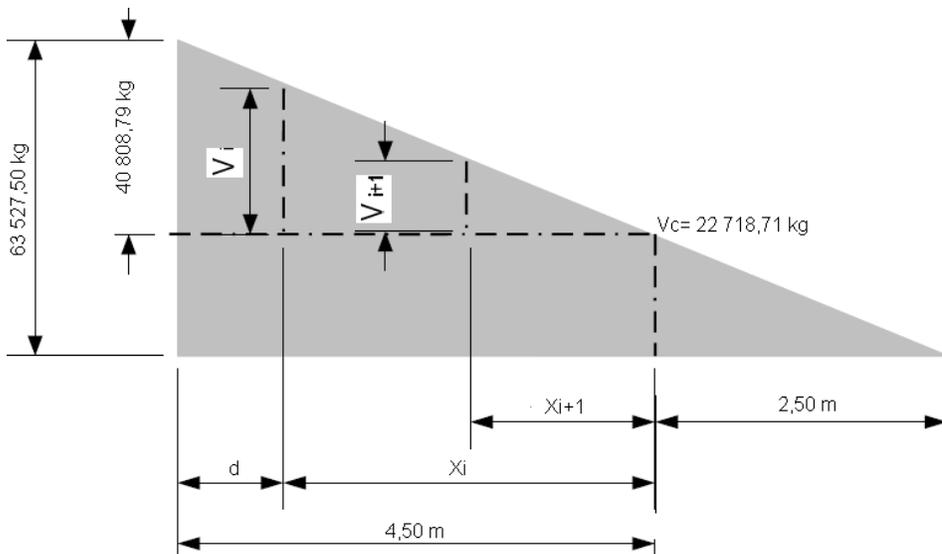
$$0,85 * 1,1 * \sqrt{210} * 40 * 87 = 47\ 152,04\ \text{kg} > Vdu \therefore Sm\acute{a}x = \frac{d}{2}$$

$$Sm\acute{a}x = \frac{87}{2} = 43,50\ \text{cm}$$

Espaciamientos

Reforzar a la viga con el espaciamiento requerido por el cortante máximo de diseño teóricamente estaría bien construido, sin embargo por fines prácticos y de optimización de diseño se deben determinar distintos espaciamientos para distintos esfuerzos cortantes variando la longitud del tramo para dicho espaciamiento, a continuación se muestra el procedimiento general para el efecto.

Figura 21. **Variación del esfuerzo cortante en distintas longitudes de viga**



Fuente: elaboración propia.

Primer espaciamiento

Por norma el primer espaciamiento junto al apoyo no debe de ser mayor que el mismo peralte de la viga, entonces primer espaciamiento es igual a $d=0,87$ utilizando el cortante último de diseño.

$$S = 0,85 * f_y * d * 2 * A_v / V_{du}$$

Donde:

S = Separación entre estribos (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

A_v = Área de la varilla propuesta (cm²)

V_{du} = Cortante resistido por el refuerzo (kg)

Utilizando varilla No. 4:

$$S = 0,85 * 2 * 810 * 87 * 2 * 1,27 / 40 * 808,79 = 12,93 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,10 m

Distancia cubierta desde el apoyo= 0,80 m

Segundo espaciamiento

Como segundo tramo se cubrirá una distancia de 1,50 metros.

$$V_2 = \frac{(4,5 - 0,8) * 40 * 808,79}{4,5} = 33 * 553,89 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 4:

$$S = 0,85 * 2 * 810 * 87 * 2 * 1,27 / 33 * 553,89 = 15,73 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,15 m

Distancia cubierta por segundo espaciamiento = 1,50 m

Distancia total cubierta desde el apoyo= 2,30 m

Tercer espaciamiento

Como tercer tramo se cubrirá una distancia de 1,50 metros.

$$V_3 = \frac{(4,5 - 2,3) * 40\ 808,79}{4,5} = 19\ 950,96 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 4:

$$S = 0,85 * 2\ 810 * 87 * 2 * 1,27 / 19\ 950,96 = 26,46 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,25 m

Distancia cubierta por segundo espaciamiento = 1,50 m

Distancia total cubierta desde el apoyo= 3,80 m

Cuarto espaciamiento

Como cuarto tramo se cubrirá una distancia de 1,00 metros.

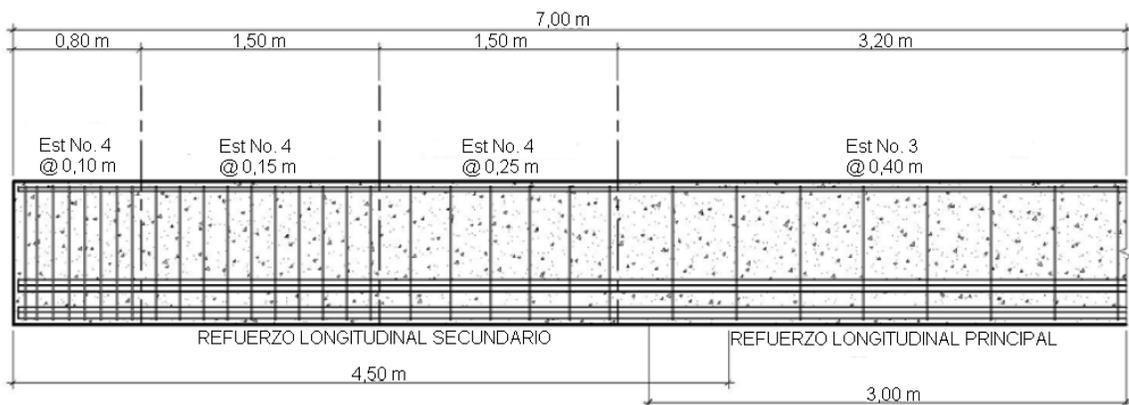
$$V_4 = \frac{(4,5 - 3,8) * 40\ 808,79}{4,5} = 6\ 348,03 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 3:

$$S = 0,85 * 2 * 810 * 87 * 2 * 0,71 / 6 * 348,03 = 46,48 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 3 @ 0,40 m hasta el centro de la viga

Figura 22. **Detalle de armado por corte en viga intermedia**



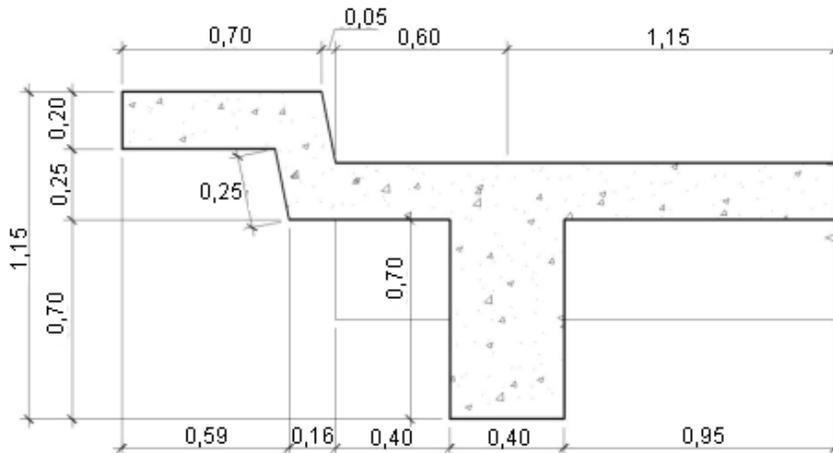
Fuente: elaboración propia.

2.2.5.2.4. Viga exterior

- Diseño por momento flexionante

El diseño se realiza asumiendo inicialmente que el elemento funciona como una viga T. Además para optimizar el diseño se determina el refuerzo requerido por el momento máximo y el requerido a una distancia de 4,50 metros de los apoyos.

Figura 23. Sección transversal de viga exterior



Fuente: elaboración propia.

- Momento debido al peso propio

El momento máximo ocurre en el centro de la viga, sin embargo se calculará el momento producida a 4,50 metros del apoyo a fin de no sobrediseñar el elemento.

$$W_{\text{Losa}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Losa}} * b_{\text{Losa}}$$

$$W_{\text{Losa}} = 2\ 400 * 0,20 * 1,90 = 912,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Nervio}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Nervio}} * b_{\text{Nervio}}$$

$$W_{\text{Nervio}} = 2\ 400 * 0,70 * 0,40 = 672,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Acera}} = \gamma_{\text{concreto}} * t_{\text{Acera}} * b_{\text{Acera}}$$

$$W_{\text{Acera}} = 2\ 400 * 0,20 * 0,70 = 336,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Barandal}} = 109,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Poste}} = 24,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Losas}} + W_{\text{Nervio}} + W_{\text{Acera}} + W_{\text{Barandal}} + W_{\text{Poste}}$$

$$W_{\text{Total}} = 912 + 672 + 336 + 109 + 24 = 2\ 053,00 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$M_{\text{máx}} = W \frac{L^2}{8}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = Momento máximo, para elementos simplemente apoyados (kg-m)

W = Carga distribuida debida al peso propio (kg/m)

L = Luz libre del puente (m)

$$M_{\text{máx}} = 2\ 053 * \frac{14^2}{8} = 50\ 298,50 \text{ kg - m}$$

$$M_{4,5} = 2\ 053 * \frac{(14 - 4,5)^2}{8} = 23\ 160,40 \text{ kg - m}$$

- Momento debido a la sobrecarga

Como una rueda incide directamente sobre la viga, entonces su factor de distribución es 1 y por proporción de factores de distribución se determinan los momentos de sobrecarga.

$$M_{S.C.m\acute{a}xima} = \frac{1}{1,28} * 49\ 571,80 = 38\ 727,97 \text{ kg - m}$$

$$M_{S.C.m\acute{a}xima_{4,5}} = \frac{1}{1,28} * 42\ 297,57 = 33\ 041,07 \text{ kg - m}$$

- Momento debido al impacto

$$M_I = I * M_{S.C.}$$

Donde:

M_I = Momento debido al impacto (kg-m)

I = Factor de impacto (%)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

$$M_{I_{m\acute{a}ximo}} = 0,3 * 38\ 727,97 = 11\ 618,39 \text{ kg - m}$$

$$M_{I_{4,5}} = 0,3 * 33\ 041,07 = 9\ 914,12 \text{ kg - m}$$

- Momento total

$$M_T = 1,3 \left[M_{P.P.} + \frac{5}{3} (M_{S.C.} + M_I) \right]$$

Donde:

M_T = Momento total o de dise\~no (kg-m)

$M_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

$M_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

M_i = Momento debido al impacto (kg-m)

$$M_{T_m\acute{a}x} = 1,3 \left[50\,298,5 + \frac{5}{3}(38\,727,97 + 11\,628,39) \right] = 17\,4471,83 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{T_{4,5}} = 1,3 \left[23\,160,40 + \frac{5}{3}(33\,041,07 + 9\,914,12) \right] = 123\,174,20 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Cálculo del refuerzo

Asumiendo una viga rectangular, tendrá un recubrimiento inferior de 3 centímetros

$$A_s = \frac{M_u}{\theta \cdot f_y \cdot (d - \frac{t}{2})}$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm²)

M_u = Momento último (kg-m)

θ = Factor de corrección de forma

f_y = Resistencia del acero (kg/cm²)

t = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

$$d = t_{\text{viga}} - \text{rec}$$

$$d = 90 - 3 = 87 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \frac{17\,447\,183,00}{0,90 * 2\,810 * (87 - \frac{20}{2})} = 89,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{4,5}} = \frac{12\,317\,420,00}{0,90 * 2\,810 * (87 - \frac{20}{2})} = 63,25 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$a_{\text{máx}} = \rho * f_y * \frac{d}{0,9} * f'c$$

Donde:

$a_{\text{máx}}$ = Altura equivalente del bloque rectangular (cm^2)

ρ = Cuantía de acero balanceado, para una sección rectangular (kg-m)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

$$a_{\text{máx}} = \frac{89,59}{(230 * 87)} * 2\,810 * \frac{87}{0,9} * 210 = 5,79 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$a_{4,5} = \frac{63,25}{(230 * 87)} * 2\,810 * \frac{87}{0,9} * 210 = 4,09 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto la viga trabaja como rectangular en toda su longitud.

Entonces:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 \left[\frac{6\ 090 f'_c}{f_y(6\ 090 + f_y)} \right]$$

Donde:

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

β_1 = Factor o coeficiente de forma

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 \left[\frac{6\ 090 * 210}{2\ 810(6\ 090 + 2\ 810)} \right] = 0,036947$$

Entonces:

$$\rho_M = 0,5 * \rho_b$$

Donde:

ρ_M = Cuantía de acero máxima para zona sísmica

ρ_b = Cuantía de acero balanceada

$$\rho_M = 0,5 * 0,036947 = 0,01847$$

Entonces:

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_M * bd$$

Donde:

$A_{s_{m\acute{a}x}}$ = \u00c1rea de acero m\u00e1xima permitida (cm²)

ρ_M = Cuant\u00eda de acero m\u00e1xima

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,01847 * 40 * 87 = 64,28 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$M_{M\acute{A}X} = \theta * A_s * f_y * (d - A_s * \frac{f_y}{1,7 * f'_c * b})$$

Donde:

$M_{M\acute{A}X}$ = Momento m\u00e1ximo resistido por el refuerzo (kg-m)

θ = Factor de correcci\u00f3n de forma

A_s = \u00c1rea de acero requerida (cm²)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$M_{M\acute{A}X} = 0,9 * 64,28 * 2\ 810 * (87 - 64,28 * \frac{2\ 810}{1,7 * 210 * 40}) = 120\ 868,15 \text{ kg-m}$$

Debido a que $M_{M\acute{A}X} < M_{DISE\u00d1O}$ entonces se necesita calcular un momento residual para poder dotar a la viga de un refuerzo a compresi\u00f3n extra.

$$M_{\text{RESIDUAL}} = M_{\text{DISEÑO}} - M_{\text{MÁXIMO}}$$

$$M_{\text{RESIDUAL_MÁX}} = 174\,471,83 - 120\,868,15 = 56\,619,28 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{RESIDUAL_4,5}} = 123\,174,20 - 120\,868,15 = 2\,321,65 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Entonces:

$$A_{\text{S}_{\text{RESIDUAL}}} = \frac{M_{\text{RESIDUAL}}}{\theta * f_y * (d - d')}$$

Donde:

$A_{\text{S}_{\text{RESIDUAL}}}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

M_{RESIDUAL} = Momento residual ($\text{kg} \cdot \text{m}$)

θ = Factor de corrección de forma

d' = Recubrimiento superior de la viga (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{\text{S}_{\text{RESIDUAL_MÁX}}} = \frac{5\,361\,928,00}{0,9 * 2\,810 * (87 - 5)} = 25,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{S}_{\text{RESIDUAL_4,5}}} = \frac{232\,165,00}{0,9 * 2\,810 * (87 - 5)} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Se debe asegurar la falla por fluencia del acero a tensión por lo cual se debe modificar el A_s con la siguiente fórmula.

$$As' = \frac{As_{RESIDUAL}}{0,75}$$

Donde:

As' = Área de acero para la cama superior (cm^2)

$As_{RESIDUAL}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

$$As'_{MÁX} = \frac{25,86}{0,75} = 34,48 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 6 No. 8 + 1 No. 7}$$

$$As'_{4,5} = \frac{1,12}{0,75} = 1,49 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 2 No. 8}$$

Entonces:

$$As = As_{MÁX} + As_{RESIDUAL}$$

Donde:

As = Área de acero para la cama inferior (cm^2)

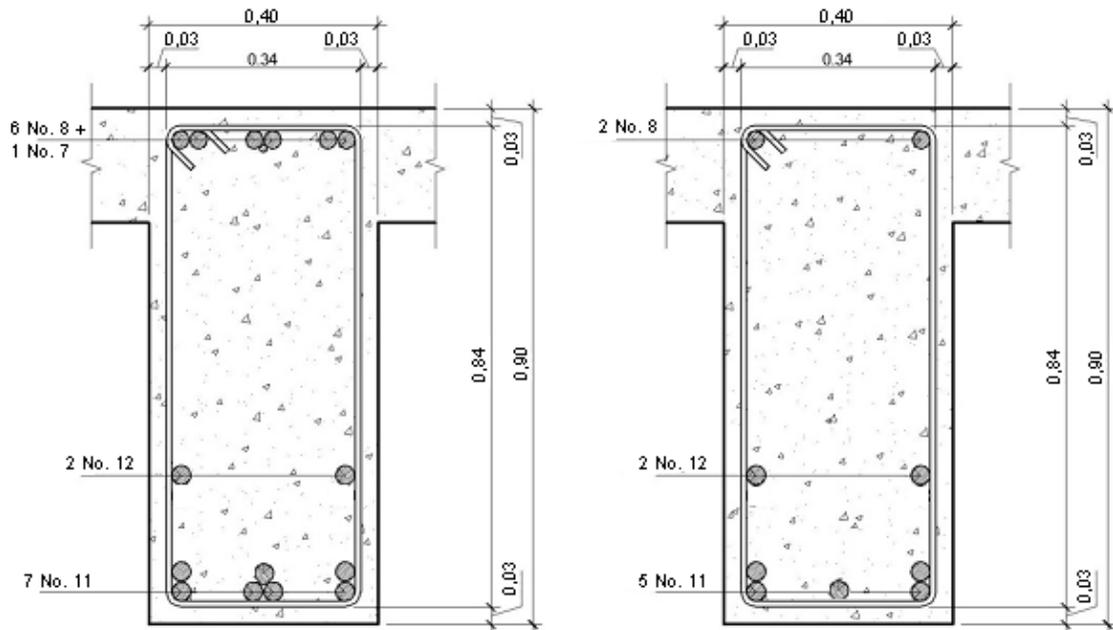
$As_{MÁX}$ = Área de acero máxima permitida (cm^2)

$As_{RESIDUAL}$ = Área de acero requerida por el momento residual (cm^2)

$$As = 64,28 + 25,86 = 90,13 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 7 No. 11 + 2 No. 12}$$

$$As = 64,28 + 1,12 = 65,39 \text{ cm}^2 \therefore \text{Colocar 5 No. 11 + 2 No. 12}$$

Figura 24. Detalle de armado de viga exterior, al centro y a 4,5 metros del apoyo



Fuente: elaboración propia.

- Diseño por esfuerzo cortante
 - Cortante debido al peso propio

$$V_{p.p.} = \frac{W_{C.M.} \cdot l}{2}$$

$$V_{p.p.} = \frac{2\,053 \cdot 14}{2} = 14\,371,00 \text{ kg}$$

- Cortante debido a la sobrecarga

Una rueda incide sobre la viga, su FD es 1, y por proporción de factores de distribución se determinan los esfuerzos cortantes de la sobrecarga.

$$V_{s.c.} = \frac{1}{1,28} * 16\ 816,30 = 13\ 137,73 \text{ kg}$$

- Cortante debido al impacto

$$V_I = I * V_{s.c.}$$

Donde:

V_I = Cortante debido al impacto (kg-m)

I = Factor de impacto (%)

$V_{s.c.}$ = Cortante debido a la sobrecarga (kg-m)

$$V_I = 0,30 * 13\ 137,73 = 3\ 941,32 \text{ kg}$$

- Cortante total

$$V_T = 1,3 \left[V_{P.P.} + \frac{5}{3} (V_{s.c.} + V_I) \right]$$

Donde:

V_T = Momento total o de diseño (kg-m)

$V_{P.P.}$ = Momento debido al peso propio (kg-m)

$V_{S.C.}$ = Momento debido a la sobrecarga (kg-m)

V_i = Momento debido al impacto (kg-m)

$$V_T = 1,3 \left[14\,371,00 + \frac{5}{3} (13\,137,73 + 3\,941,32) \right] = 55\,686,91 \text{ kg}$$

- Cálculo del refuerzo

Cortante resistido por el concreto

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{f'_c} * b * d$$

Donde:

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

b = Base de la sección analizada (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{210} * 40 * 87 = 22\,718,71 \text{ kg}$$

Entonces:

$$V_{du} = V_{\text{máx}} - \phi V_c$$

Donde:

V_{du} = Cortante resistido por el refuerzo (kg)

$V_{m\acute{a}x}$ = Cortante máximo aplicado (kg)

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

$$V_{du} = 55\,686,91 - 22\,718,71 = 32\,968,20 \text{ kg}$$

El concreto es capaz de resistir la fuerza de corte crítico aplicada con el refuerzo mínimo, pero solamente hasta cierta distancia, a continuación se determinará cuál es ésta longitud donde se colocaran estribos con el espaciamiento máximo

$$Dv_c = \frac{L * \phi V_c}{2 * V_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

Dv_c = Tramo de viga a trabajar con espaciamiento máximo medida a partir del centro hacia los extremos (m)

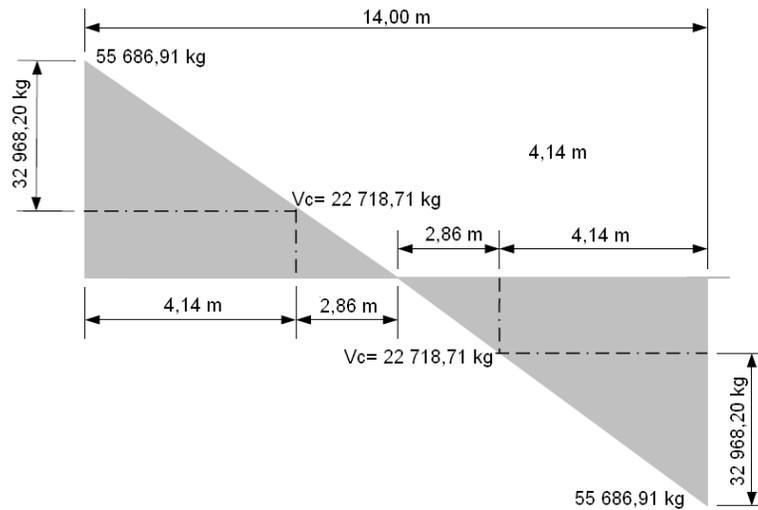
L = Luz libre del puente (m)

$V_{m\acute{a}x}$ = Cortante máximo aplicado (kg)

ϕV_c = Cortante resistido por el concreto (kg)

$$Dv_c = \frac{14 * 22\,718,71}{2 * 55\,686,91} = 2,86 \text{ m}$$

Figura 25. Diagrama de corte



Fuente: elaboración propia.

- Límites de espaciamiento máximo

$$\text{Si: } \varphi * 1,1 * \sqrt{f'c} * b * d < Vdu < \varphi * 2,1\sqrt{f'c} * b * d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{d}{4}$$

$$\text{Si: } Vdu < \varphi * 1,1 * \sqrt{f'c} * b * d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

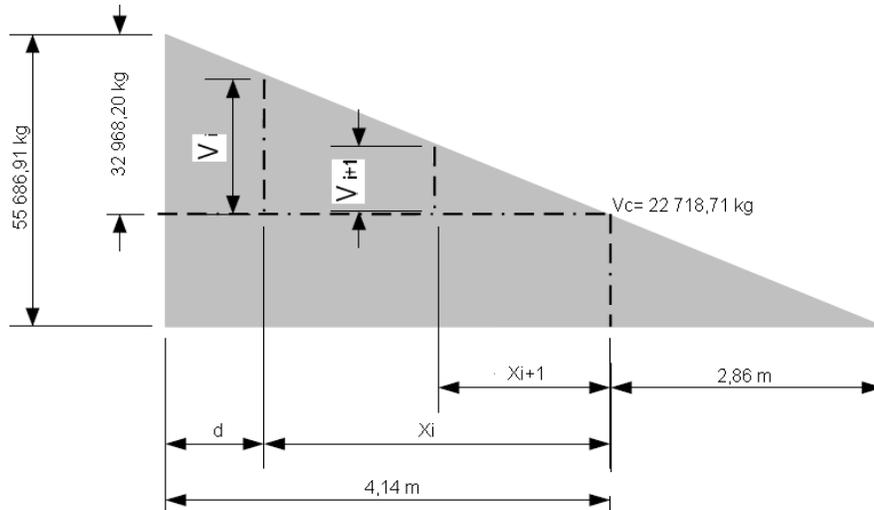
$$0,85 * 1,1 * \sqrt{210} * 40 * 87 = 47\ 152,04 \text{ kg} > Vdu \therefore S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{87}{2} = 43,50 \text{ cm}$$

- Espaciamientos

Por optimización de diseño se deben determinar distintos espaciamientos para distintos esfuerzos cortantes variando la longitud del tramo para dicho espaciamiento, a continuación se muestra el procedimiento general para el efecto.

Figura 26. Variación del esfuerzo cortante en distintas longitudes de viga



Fuente: elaboración propia.

Primer espaciamiento

Por norma el primer espaciamiento junto al apoyo no debe de ser mayor que el mismo peralte de la viga, entonces primer espaciamiento es igual a $d=0,87$ utilizando el cortante ultimo de diseño.

$$S = 0,85 * f_y * d * 2 * A_v / V_{du}$$

Donde:

S = Separación entre estribos (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

A_v = Área de la varilla propuesta (cm^2)

V_{du} = Cortante resistido por el refuerzo (kg)

Utilizando varilla No. 4:

$$S = 0,85 * 2 810 * 87 * 2 * 1,27 / 32 968,20 = 16,01 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,15 m

Distancia cubierta desde el apoyo= 0,80 m

Segundo espaciamiento

Como segundo tramo se cubrirá una distancia de 1,20 metros.

$$V_2 = \frac{(4,14 - 0,80) * 22 718,71}{2,86} = 26 531,64 \text{ kg}$$

$$S = 0,85 * 2 810 * 87 * 2 * 1,27 / 26 531,64 = 19,89 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,20 m

Distancia cubierta por segundo espaciamiento = 1,20 m

Tercer espaciamiento

Como tercer tramo se cubrirá una distancia de 1,20 metros.

$$V_3 = \frac{(4,14 - 2,00) * 22 718,71}{2,86} = 16 999,31 \text{ kg}$$

$$S = 0,85 * 2 810 * 87 * 2 * 1,27 / 16 999,31 = 31,05 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 4 @ 0,30 m

Distancia cubierta por segundo espaciamiento = 1,20 m

Cuarto espaciamiento

Como cuarto tramo se cubrirá una distancia de 1,00 metros.

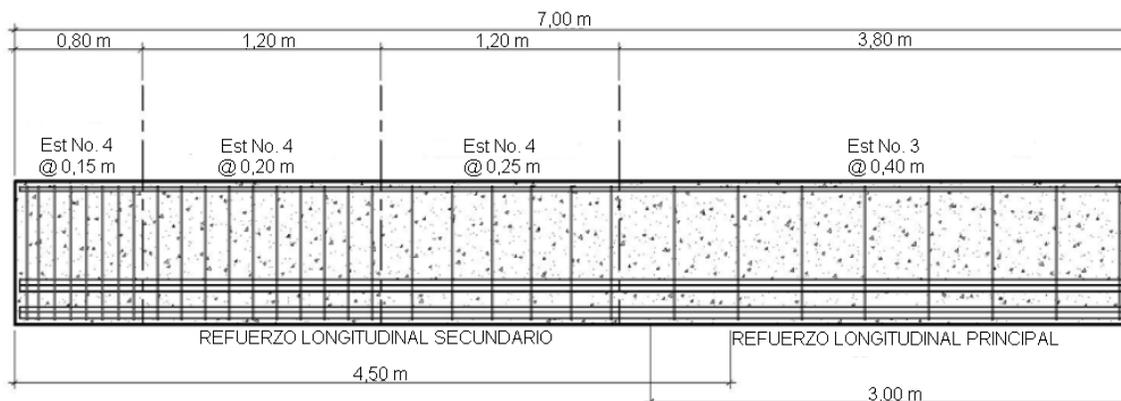
$$V_4 = \frac{(4,5 - 3,20) * 22\ 718,71}{2,86} = 7\ 466,99 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 3:

$$S = 0,85 * 2\ 810 * 87 * 2 * 0,71 / 7\ 466,91 = 39,52 \text{ cm}$$

Armado: Estribo No. 3 @ 0,40 m hasta el centro de la viga

Figura 27. **Detalle de armado por corte en viga exterior**



Fuente: elaboración propia.

2.2.6. Diseño de subestructura

2.2.6.1. Cortina

Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. La altura de la misma está determinada por la altura de las vigas más 0,05 metros por la colocación de neopreno y su base se toma a criterio.

Para calcular el momento máximo de empotramiento se utilizan los siguientes grupos de cargas, según AASHTO 1.2.2 los grupos I, III, VII. Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

- Empuje de tierra (E)

Se debe incrementar la altura del relleno en 0,61 metros, sobre la parte superior de la cortina, que representa el mínimo por la presión ejercida por los vehículos en el enfoque. De acuerdo con la AASHTO 1.2.19, la estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido igual a 480 kg/m^3 .

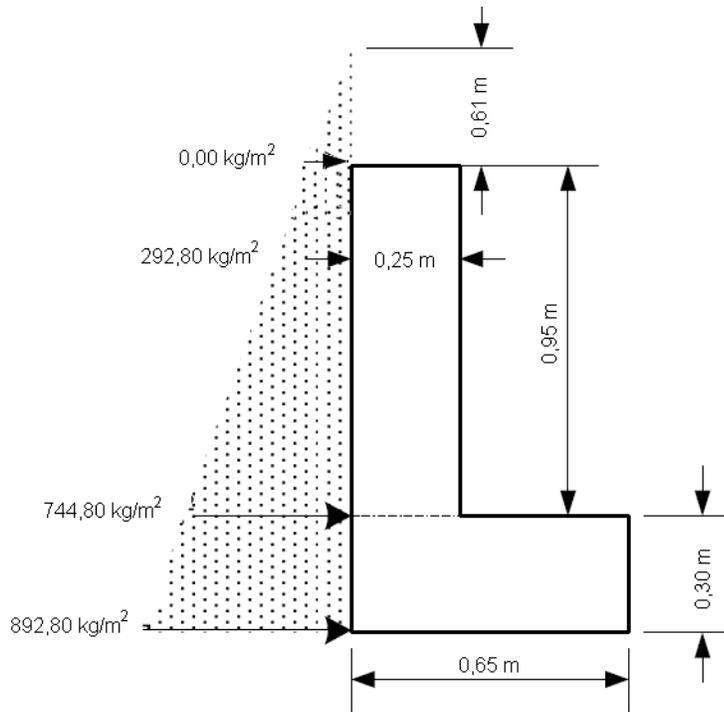
$$E = \sum e_i$$

Donde:

E = Empuje equivalente total (kg)

$\sum e_i$ = Empuje equivalente de cada área (kg)

Figura 28. Diagrama de presiones



Fuente: elaboración propia.

$$E = (292,80 * 0,95) + (0,5 + 0,95 * (748,80 - 292,80)) = 494,76 \text{ kg/m}$$

Brazo:

$$Y = \frac{\sum e_i * y_i}{E}$$

Donde:

Y = Brazo o distancia el centroide de empuje de la cortina (m)

$\sum e_i * y_i$ = Sumatoria de momentos debidos al empuje de cada área, respecto a la base de la cortina (kg-m)

E = Empuje equivalente total (kg)

$$Y = \frac{((292,80 * 0,95^2 / 2) + ((748,80 - 292,80) * 0,5 * 0,95^2 / 3))}{494,76} = 0,41 \text{ m}$$

- Fuerza longitudinal

Según AASHTO 1.2.13 la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se supone a 1,80 metros sobre la rodadura.

$$C.V. = 5\% * 0,8 * W$$

Donde:

C.V. = Carga viva horizontal aplicada a la cortina (kg)

W = Carga del camión de diseño (kg)

$$C.V. = 0,05 * 0,8 * 18\ 356,11 = 734,24 \text{ kg}$$

Entonces:

$$FL = \frac{C.V.}{2 * h}$$

Donde:

FL = Fuerza horizontal longitudinal (kg/ml)

C.V. = Carga viva horizontal aplicada a la cortina (kg)

h = Altura de la cortina (m)

Brazo=0,95

$$FL = \frac{734,24}{2 * 0,95} = 386,44 \text{ kg/ml}$$

- Fuerza del sismo

Se utilizará un coeficiente sísmico de 8 % de la carga muerta.

$$C.M. = h * b * \gamma_{\text{Concreto}}$$

Donde:

C.M. = Carga muerta aplicada a la cortina (kg/ml)

h = Altura de la cortina (m)

b = Base o ancho de la cortina (m)

$$C.M. = 0,95 * 0,25 * 2 \cdot 400 = 570 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$EQ = C.M. * 8\%$$

Donde:

EQ = Fuerza de sismo (kg/ml)

C.M. = Carga muerta aplicada a la cortina (kg/ml)

$$EQ = C.M. * 0,08 = 45,60 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 0,95/2 = 0,475 \text{ m}$$

- Grupos de cargas

- Grupo I

$$M = E * b_E$$

Donde:

M = Momento total (kg-m)

E = Empuje equivalente total (kg/ml)

b_E = Brazo del empuje equivalente (m)

$$M = 494,76 * 0,41 = 202,85 \text{ kg - m}$$

- Grupo III

$$M = 1,3(E + FL)$$

Donde:

M = Momento total (kg-m)

E = Empuje equivalente total (kg/ml)

FL = Fuerza horizontal longitudinal (kg/ml)

$$M = 1,3(494,76 + 386,44) = 1\ 145,56 \text{ kg - m}$$

- Grupo VII

$$M = 1,3(E + EQ * b_{EQ})$$

Donde:

M = Momento total (kg-m)

E = Empuje equivalente total (kg/ml)

EQ = Fuerza de sismo (kg/ml)

b_{EQ} = Brazo de la fuerza de sismo (m)

$$M = 1,3(494,76 + 45,6 * 0,475) = 671,35 \text{ kg - m}$$

- Momento máximo

De los tres grupos calculados, el máximo es el del grupo III.

$$M_{M\acute{a}x} = 1\ 145,56 \text{ kg - m}$$

Refuerzo por flexión

$$A_s = \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_T * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida (cm^2)

$f'c$ = Resistencia del concreto, (kg/cm^2)

f_y = Resistencia del acero (kg/cm^2)

b = Ancho unitario de losa (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

M_T = Momento total o de diseño (kg-m)

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{2\ 810} \left[(25 * 95) - \sqrt{(25 * 95)^2 - \frac{1\ 145,56 * 25}{0,003825 * 210}} \right] = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,002 * b * d$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$ = Área de acero mínima requerida (cm²)

b = Ancho unitario de cortina (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{\min}} = 0,002 * 25 * 95 = 4,75 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 3

No.Varillas = $4,75/0,71 = 6,69$. ∴ Por razones constructivas colocar 8 varillas No. 3

Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1,3(E + FL)$$

$$V = 1,3(494,76 + 386,44) = 1\ 145,56 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1,3(E + EQ)$$

$$V = 1,3(494,76 + 45,60) = 702,47 \text{ kg}$$

$$V_{\text{MÁX}} = 1\ 145,56 \text{ kg}$$

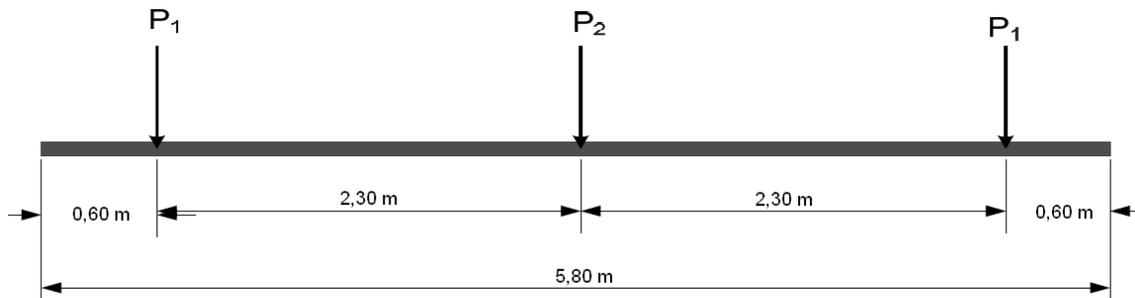
$$\theta V_C = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{210} * 25 * 95 = 15\ 504,86 \text{ kg}$$

Dado que $\theta V_C > V_{M\acute{A}X}$, entonces

$$S_{M\acute{A}X} = d/2 = 0,95/2 = 0,475 \text{ m} \quad \therefore \text{ Colocar estribo No. 3 @ 0,40 m}$$

2.2.6.2. Viga de apoyo

Figura 29. Diagrama de cargas



Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas
 - Carga muerta

Las cargas muertas para cada una de las vigas fueron determinadas en incisos anteriores.

Viga externa

$$P_1 = 1,3(W_{C.M.} * L/2)$$

Donde:

P_1 = Carga puntual ejercida por la carga muerta de la viga externa (kg)

$W_{C.M.}$ = Carga muerta distribuida de la viga externa (kg/m)

L = Luz libre del puente (m)

$$P_1 = 1,3(2\ 053 * 14/2) = 18\ 682,30\ \text{kg}$$

Viga interna

$$P_2 = 1,3(W_{C.M.} * L/2)$$

Donde:

P_1 = Carga puntual ejercida por la carga muerta de la viga interna (kg)

$W_{C.M.}$ = Carga muerta distribuida de la viga interna (kg/m)

L = Luz libre del puente (m)

$$P_2 = 1,3(1\ 776 * 14/2) = 16\ 161,60\ \text{kg}$$

- Carga viva

Viga externa

$$P_{1_P} = (1,3 * 5/3)(W_{C.V.P.} * L/2)$$

Donde:

P_{1_P} = Carga puntual ejercida por la carga peatonal de la viga externa (kg)

$W_{C.V.P.}$ = Carga peatonal distribuida de la viga externa (kg/m)

L = Luz libre del puente (m)

$$P_{1_P} = (1,3 * 5/3)(65 * 14/2) = 985,83 \text{ kg}$$

- Sobrecarga

La sobrecarga se considera aplicada sobre cada viga; en la viga interna podría tener dos camiones simultáneamente, sin embargo por las condiciones de tránsito observadas en el sitio de construcción esto no sucede. Esta consideración generaría una sobrecarga doble en la viga. Por lo tanto, se deben incrementar la carga integrando a la vez los efectos de impacto y de mayoramiento.

$$P_{1S.C.} = (1,3 * 5/3)(1 + \frac{1}{100})(F.D. * 0,4W_{S.C.})$$

Donde:

P_{1SC} = Carga puntual ejercida por la sobre carga de la viga externa (kg)

I = Porcentaje de incremento por impacto

$F.D.$ = Factor de distribución para la viga externa

$W_{S.C.}$ = Carga del camión de diseño (kg/m)

$$P_{1S.C.} = (1,3 * 5/3)(1 + \frac{28}{100})(1,00 * 0,4 * 18\ 356,11) = 20\ 636,04 \text{ kg}$$

Entonces:

$$P_{2S.C.} = (1,3 * 5/3)(1 + \frac{I}{100})(F.D. * 0,4W_{S.C.})$$

Donde:

P_{1SC} = Carga puntual ejercida por la sobre carga de la viga interna (kg)

I = Porcentaje de incremento por impacto

F.D. = Factor de distribución para la viga interna

$W_{S.C.}$ = Carga del camión de diseño (kg/m)

$$P_{2S.C.} = (1,3 * 5/3)(1 + \frac{28}{100})(1,28 * 0,4 * 18\ 356,11) = 26\ 064,70\ \text{kg}$$

- Cargas totales

$$P_{1_TOTAL} = P_1 + P_{1P} + P_{1S.C.}$$

$$P_{1_TOTAL} = 18\ 682,30 + 985,83 + 20\ 363,04 = 40\ 031,17\ \text{kg}$$

$$P_{2_TOTAL} = P_2 + P_{2S.C.}$$

$$P_{2_TOTAL} = 16\ 161,60 + 20\ 064,70 = 42\ 266,30\ \text{kg}$$

- Distribución de cargas

$$W = (2 * P_{1_TOTAL} + P_{2_TOTAL}) / \text{Ancho}$$

$$W = (2 * 40\ 031,17 + 42\ 266,30)/5,8 = 21\ 091,14 \text{ kg/m de ancho.}$$

- Diseño por flexión

La viga de apoyo se encuentra apoyada sobre toda su longitud, por lo tanto supuestamente no soporta esfuerzos flexionantes, por lo tanto, se diseñará con el área de acero de refuerzo mínima solicitada por la sección de la viga.

$$A_{s_{\min}} = 0,002 * b * d$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$ = Área de acero mínima requerida (cm²)

b = Ancho unitario de cortina (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$A_{s_{\min}} = 0,002 * 65 * (30 - 2,5) = 3,58 \text{ cm}^2$$

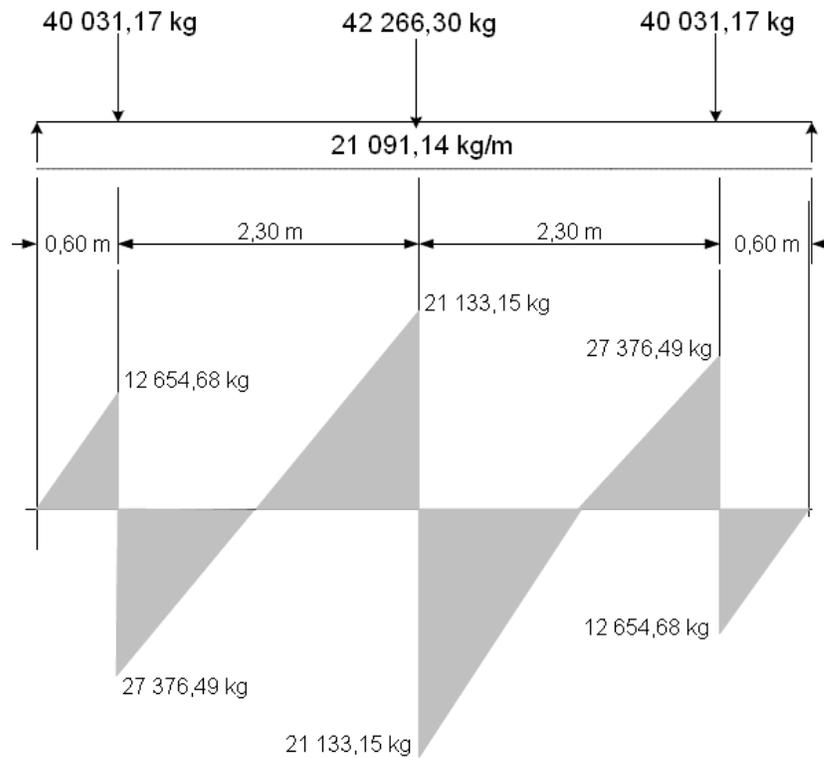
Utilizando varilla No. 3

$$\text{No. de varillas} = 3,58/0,71 = 5,04$$

Por razones constructivas se colocarán 6 varillas No. 3

- Diseño por corte

Figura 30. Diagrama de cargas y corte



Fuente: elaboración propia.

Del diagrama anterior se obtiene:

$$V_{\text{DISEÑO}} = 21\,133,15 \text{ kg}$$

Entonces:

$$\theta V_C = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{f'_c} * b * d$$

Donde:

θV_C = Cortante resistido por el concreto (kg)

b = Base de la sección analizada (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$\theta V_C = 0,85 * 0,53 * \sqrt[2]{210} * 65 * (30 - 2,5) = 11\ 669,45 \text{ kg}$$

Entonces:

$$V_{du} = V_{m\acute{a}x} - \theta V_C$$

Donde:

V_{du} = Cortante resistido por el refuerzo (kg)

$V_{m\acute{a}x}$ = Cortante máximo aplicado (kg)

θV_C = Cortante resistido por el concreto (kg)

$$V_{du} = 21\ 133,15 - 11\ 669,45 = 9\ 463,70 \text{ kg}$$

Espaciamiento:

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

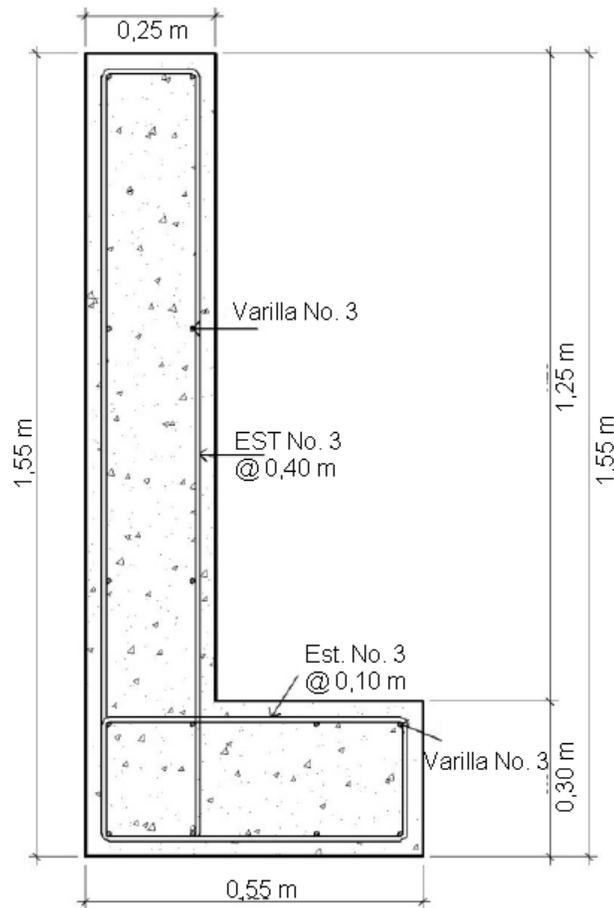
$$S_{m\acute{a}x} = 27,5/2 = 13,5 \text{ cm}$$

Utilizando varilla No. 3

$$S = 0,85 * f_y * d * 2 * A_v / V_{du}$$

$$S = 0,85 * 2810 * 27,5 * 2 * 0,71 / 9463,70 = 9,96 \text{ cm}^2 \therefore \text{estribos No.3 @ 10,00 cm}$$

Figura 31. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3. Diseño de asentamiento o base

El neopreno es un químico artificial que se utiliza como sucedáneo del caucho. Su fórmula química es C_4H_5CL y posee características tan similares a las del caucho natural, que puede incluso cumplir las mismas funciones. Además de comportarse como tal, el neopreno es aún más resistente a la luz del sol, a los aceites y a las grasas que el mismo caucho. El neopreno es obtenido del cloro butadieno, elemento que se origina a partir de otro elemento denominado acetileno.

Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, así como la de darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas originadas por la vibración de los vehículos así como el movimiento generado por la dilatación térmica. Los apoyos integrales de neopreno serán rectangulares, formados por placas, interpuestas de neopreno puro de dureza "A" de 60.

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab}, \quad \sigma_r = \frac{R}{ab}$$

Y para los apoyos fijos móviles la siguiente fórmula:

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,50$$

Donde:

ΔL = Máximo desplazamiento horizontal

a,b = Dimensiones del apoyo (cm)

$\sigma_p, \sigma_a, \sigma_r$ = Esfuerzos permisible, admisible y a compresión

T,t = Espesor total del elastómetro y espesor de una lámina

Datos:

$$L = 14,00 \text{ m}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$R = 42,27 \text{ t (corte último para la viga interior que es la crítica)}$$

$$M_{CM} = 91,51 \text{ t (para la viga interior que es la crítica)}$$

$$M_{CV+H} = 98,82 \text{ t (para la viga interior que es la crítica)}$$

$$\sigma_p = \frac{8 * 40 * 40}{1,3 + 40 * 40} = 7,99 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_r = \frac{42 * 266,30}{40 * 40} = 26,42 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo de 100 kg/cm^2 por lo que los esfuerzos chequean. Para el desplazamiento horizontal se utilizará la ley de Hooke:

$$\sigma_f = 1700 \text{ kg/cm}^2 \quad \Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} * L = \frac{1700}{2090000} * 1400 = 1,13 \text{ cm}$$

La deformación por carga muerta se calcula partiendo del desplazamiento horizontal:

$$\Delta e_{cm} = \frac{\Delta e_t * M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+H}} = \frac{1,13 * 91,51}{91,51 + 98,82} = 1,35 \text{ cm}$$

La deformación por contracción es: $\Delta c = 0,000165L = 0,295 \text{ cm}$

La deformación por temperatura es: $\Delta t = 0,000011D^\circ L = 0,295 \text{ cm}$

Las deformaciones máximas son:

$$\text{Contracción: } \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 1,35 - (0,295 + 0,295) = 0,76 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación: } (\Delta e + \Delta t) - \Delta c = (1,46 + 0,295) - 0,295 = 1,46 \text{ cm}$$

Entonces máximo desplazamiento horizontal es de 1,46 cm

- Movimiento por temperatura

MT= Coef. térmico para concreto * máximo cambio de temperatura * Luz puente

$$MT= 10,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} * 21^\circ\text{C} * 14\,000 \text{ mm} = 3,15 \text{ mm}$$

- Espesor de la capa de elastómero

El espesor de las capas de elastómero (neopreno) debe de ser del doble del movimiento de las vigas (movimiento por temperatura y encogimiento del concreto) y recubierto por una capa exterior que no puede ser mayor del 70% del espesor de las capas internas, por lo que:

$$\text{Espesor de elastómero} = 2 * (1 + 3,15 \text{ mm}) = 8,3 \text{ mm}$$

Propuesta:

2 capas interiores de 13 mm, 2 capas externas de 9 mm \therefore espesor total= 44 mm

- Refuerzo de acero

El refuerzo de acero para el apoyo debe ser diseñado para sostener el esfuerzo tensionante inducido por la compresión del apoyo. El espesor del refuerzo de acero (h_s) debe satisfacer:

$$S_i = \frac{400 * 400}{2(13,00)(400 + 400)} = 7,69$$

$$\delta_L = 0,66(1,0 \text{ MPa})(7,69) = 5,07$$

Estado límite de servicio:

$$h_s = \frac{3h_{\text{máx}} * \sigma_s}{f_y} = \frac{3(13,00)(4,96)}{280} = 0,69 \text{ mm}$$

Estado límite de fatiga:

$$h_s = \frac{2h_{\text{máx}} * \sigma_L}{\Delta F_{\text{TH}}} = \frac{2(13,00)(5,07)}{165} = 0,80 \text{ mm}$$

Se colocarán 2 capas interiores de elastómetro de 13 milímetros, + 2 capas exteriores de elastómero de 9 milímetros + 3 capas de acero de 1 milímetro= 4,7 centímetros. (El detalle se puede ver en planos constructivos del puente)

$$\frac{1,46}{4,7} = 0,311 \leq 0,50 \therefore \text{chequea}$$

2.2.6.4. Estribo de concreto ciclópeo

Valor soporte del suelo

Datos de laboratorio

Descripción del suelo = Arena limosa color café con partículas de grava

Dimensión y tipo de probeta	= 2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna	= 33,27°
Cohesión Cu	= 15,30 t/m ²
Base B	= 4,10 m
Peso específico	= 1 650 kg/m ³
Desplante Df	= 1,50 m

Factores de capacidad

$$N'_c = 12,05$$

$$N'_q = 4,60$$

$$N'_w = 3,35$$

Aplicando la fórmula de *Terzaghi* se obtiene:

- Esfuerzo límite

$$q_d = 185,81 \text{ t/m}^2$$

- Valor soporte del suelo

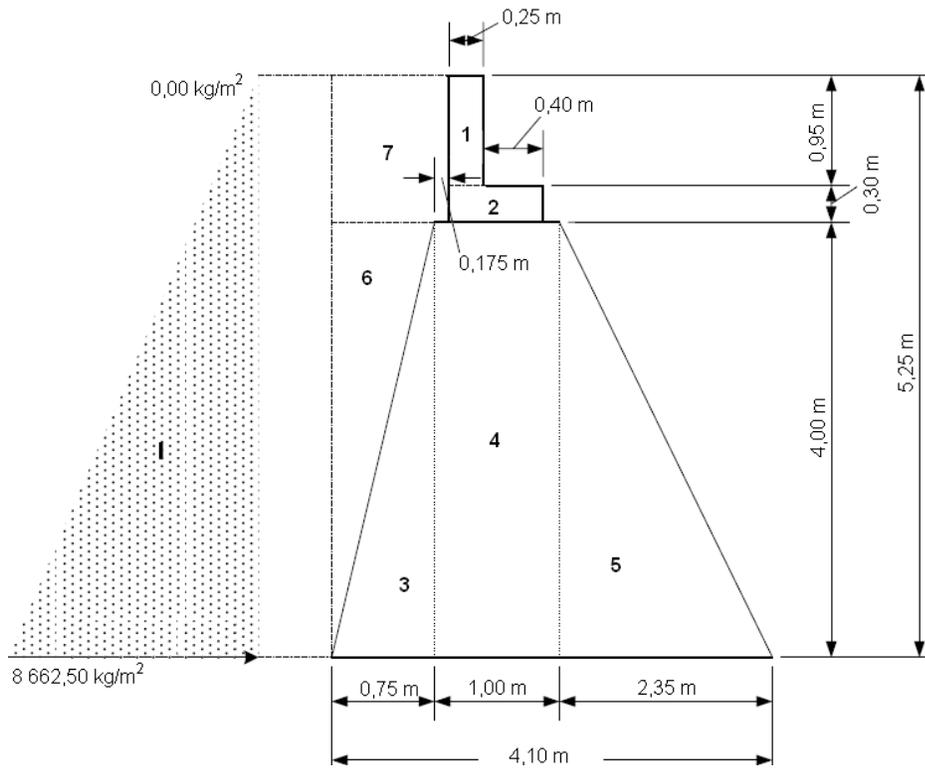
$$V_s = 185,81/6 = 30,97 \text{ t/m}^2$$

- Volteo de muro

$$I: 1\ 650 \text{ kg/m}^3 \cdot 5,25 \text{ m} = 8\ 662,50 \text{ kg/m}^2$$

$$E: 8\ 662,50 \text{ kg} \cdot (5,25/2) = 22\ 739,06 \text{ kg}$$

Figura 32. Sección de estribo



Fuente: elaboración propia.

Tabla 4. Momento de volteo

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	22 739,06	1,75	39 793,36

Fuente: elaboración propia.

Tabla 5. **Momento estabilizante**

Sección	Área (kg)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,24	576,00	3,05	1 756,80
2	0,20	480,00	2,85	1 368,00
3	1,50	4 050,00	3,60	14 580,00
4	4,00	10 800,00	2,85	30 780,00
5	4,70	12 690,00	1,57	19 923,30
6	1,50	2 475,00	3,85	9 528,75
7	1,16	1 914,00	3,64	6 966,96
		32 985,00		84 903,81

Fuente: elaboración propia.

- Verificación estribo sin ninguna sobrecarga
 - Verificación de estabilidad contra volteo

$$V = ME / MV$$

Donde:

V = Factor de volteo

ME = Momento estabilizante debido al peso propio de la estructura y el suelo
(kg-m)

MV = Momento de volteo debido al empuje del suelo (kg-m)

$$V = 84\ 903,81 / 39\ 793,36 = 2,13 > 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento

$$D = P/E$$

Donde:

D = Factor de deslizamiento

P = Peso de la estructura y del suelo (kg)

E = Empuje del suelo (kg)

$$D = 32\,985 / 22\,739,06 = 1,5 \geq 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de hundimiento

$$X = \frac{(84\,903,81 - 39\,739,36)}{32\,985} = 1,37$$

$$e = \frac{4,10}{2} - 1,37 = 0,68 = 0,68 \therefore \text{chequea}$$

$$P = \left[\frac{32\,985}{4,12} * 1 \right] * \left[1 \pm 6 * \frac{0,68}{4,10} \right]$$

$$P_{\text{máx}} = \left[\frac{32\,985}{4,12} * 1 \right] * \left[1 + 6 * \frac{0,68}{4,10} \right] = 16\,051,00 \text{ kg} < V_s \therefore \text{chequea}$$

$$P_{\text{mín}} = \left[\frac{32\,985}{4,12} * 1 \right] * \left[1 - 6 * \frac{0,68}{4,10} \right] = 39,24 \text{ kg} > 0 \therefore \text{chequea}$$

- Muro con superestructura y carga viva

$W = 21\,091,14$ kg/m del inciso b) Distribución de cargas, en la viga de apoyo.

Brazo = 2,725

$M_e = 21\,091,14 * 2,725 = 57\,578,81$ kg-m

Momento estabilizante total = $84\,903,81 + 57\,578,81 = 142\,482,62$ kg-m

- Verificación de estabilidad contra volteo

$$V = ME / MV$$

Donde:

V = Factor de volteo

ME = Momento estabilizante debido al peso propio de la estructura y el suelo (kg-m)

MV = Momento de volteo debido al empuje del suelo (kg-m)

$$V = 142\,482,62 / 39\,793,36 = 3,58 > 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento

$$D = P / E$$

Donde:

D = Factor de deslizamiento

P = Peso de la estructura y del suelo (kg)

E = Empuje del suelo (kg)

$$D = (32\ 985 + 21\ 091,14)/22\ 739,06 = 2,37 > 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de hundimiento

$$X = \frac{(142\ 482,62 - 39\ 739,36)}{32\ 985 + 21\ 091,14} = 1,90$$

$$e = \frac{4,10}{2} - 1,90 = 0,15 < 0,68 \therefore \text{chequea}$$

$$P = \left[\frac{(32\ 985 + 21\ 091,14)}{4,10} * 1 \right] * \left[1 \pm 6 * \frac{0,15}{4,10} \right]$$

$$P_{\text{máx}} = \left[\frac{(32\ 985 + 21\ 091,14)}{4,10} * 1 \right] * \left[1 + 6 * \frac{0,15}{4,10} \right] = 16\ 084,52 \text{ kg}$$

$$16\ 084,52 \text{ kg} < V_s \therefore \text{chequea}$$

$$P_{\text{mín}} = \left[\frac{(32\ 985 + 21\ 091,14)}{4,10} * 1 \right] * \left[1 - 6 * \frac{0,15}{4,10} \right] = 10\ 294,09 \text{ kg}$$

$$10\ 294,09 \text{ kg} > 0 \therefore \text{chequea}$$

- Muro con carga sísmica y sin carga viva

$$P1 = 18\ 682,30 \text{ kg}$$

$$P2 = 16\ 161,60 \text{ kg}$$

$$W = (2 * 18\ 682,30 + 16\ 161,60) / 5,80 = 9\ 228,66 \text{ kg/m de ancho}$$

Brazo estabilizante = 2,73 m

Brazo de volteo = 4,30 m

$W_{TOTAL} = 9\,228,66 + 32\,985,00 = 42\,213,66$ kg

Momento estabilizante total = $84\,903,81 + 9\,228,66 * 2,73 = 110\,098,05$ kg-m

Fuerza horizontal = $22\,739,06 * 1,08 + 42\,213,66 * 0,08 = 27\,935,28$ kg

Tabla 6. **Momento con carga sísmica y sin carga viva**

Sección	Área (kg)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,24	576,00	4,78	2 753,28
2	0,20	480,00	4,15	1 992,00
3	1,50	4 050,00	1,33	5 386,50
4	4,00	10 800,00	2,00	21 600,00
5	4,70	12 690,00	1,33	16 877,70
6	1,50	2 475,00	2,67	6 608,25
7	1,16	1 914,00	4,63	8 861,82
		32 985,00		64 079,55

Fuente: elaboración propia.

$M_{EQ} = 0,08 * 64\,079,55 = 5\,126,36$ kg-m

$M_{VOLTEO} = (1,08 * 39\,793,36) + (9\,228,66 * 4,30 * 0,08) + 5\,126,36 = 51\,277,85$ kg/m

- Verificación de estabilidad contra volteo

$$V = ME / MV$$

Donde:

V = Factor de volteo

ME = Momento estabilizante debido al peso propio de la estructura y el suelo
(kg-m)

MV = Momento de volteo debido al empuje del suelo (kg-m)

$$V = 110\ 098,05 / 51\ 277,85 = 2,15 > 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento

$$D = P/E$$

Donde:

D = Factor de deslizamiento

P = Peso de la estructura y del suelo (kg)

E = Empuje del suelo (kg)

$$D = 42\ 213,66 / 27\ 935,28 = 1,51 > 1,5 \therefore \text{chequea}$$

- Verificación de hundimiento

$$X = \frac{(110\ 098,05 - 51\ 277,85)}{42\ 213,66} = 1,39$$

$$e = \frac{4,10}{2} - 1,39 = 0,66 < 0,68 \therefore \text{chequea}$$

$$P = \left[\frac{42 \cdot 213,66}{4,10} * 1 \right] * \left[1 \pm 6 * \frac{0,66}{4,10} \right]$$

$$P_{\text{máx}} = \left[\frac{42 \cdot 213,66}{4,10} * 1 \right] * \left[1 + 6 * \frac{0,66}{4,10} \right] = 20 \cdot 240,66 \text{ kg} < V_s \therefore \text{chequea}$$

$$P_{\text{mín}} = \left[\frac{42 \cdot 213,66}{4,10} * 1 \right] * \left[1 - 6 * \frac{0,66}{4,10} \right] = 351,27 \text{ kg} > 0 \therefore \text{chequea}$$

2.2.7. Evaluación de impacto ambiental

Es el procedimiento que sirve para identificar, prevenir e interpretar cualitativamente los impactos ambientales positivos y/o negativos, que producirá el proyecto en el entorno, en caso de ser ejecutado.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio, por ser removido al momento de la excavación y este a su vez provocará polvo y generará ruido, que afectará a las personas que viven cerca de la construcción del proyecto, debido a las condiciones del clima, principalmente por el viento.

Suelo

Puede causar un impacto negativo, ya que los aproches deben de rellenarse por lo que pueden haber muchas partículas de suelo en el ambiente y esto pudiera causar daño a la población en las cercanías del proyecto.

Hídrico

El proyecto no representa algún tipo de impacto pues el agua de esa corriente no está siendo aprovechada aguas abajo en la actualidad.

Ruido

Existirá un impacto negativo en los alrededores, al momento de la excavación y relleno del suelo.

2.2.8. Evaluación socio-económica

2.2.8.1. Valor presente neto

El método del valor presente neto es bastante utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación, la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Cuando el VPN es menor que cero, implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, o por el contrario, si el VPN es mayor que cero representa una ganancia.

$$\text{VPN} = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

Debido a que este es un proyecto de carácter social, no se contempla ningún tipo de utilidad (no hay ingresos), los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

VPN = 0 – costo total del proyecto

VPN = – costo total del proyecto

2.2.8.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión. Para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR, mediante el uso de alguna fórmula.

2.2.9. Presupuesto para puente vehicular

Tabla 7. Presupuesto puente vehicular El Tempisque

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
MUNICIPIO DE QUEZADA, JUTIAPA

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
1,0	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	Replanteo topográfico	Global	1,00	Q20 333,27	Q20 333,27
1,2	Limpieza y excavación	Mts ²	400,00	Q350,57	Q140 226,34
					Q160 559,61

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
2,0	SUBESTRUCTURA				
2,1	Estribos	Unidad	2,00	Q76 098,03	Q152 196,07
					Q152 196,07

Continuación tabla 7...

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
3,0	SUPERESTRUCTURA				
3,1	Viga Longitudinal Interna	ml	14,00	Q2 178,57	Q30 499,95
3,2	Viga Longitudinal Externa	ml	28,00	Q2 145,40	Q60 071,07
3,3	Diafragma	ml	11,60	Q1 025,15	Q11 891,72
3,4	Losa	Mts ²	81,20	Q1 266,52	Q102 841,29
					Q205 304,00

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
4,0	VIGA DE APOYO Y CORTINA				
4,1	Viga de apoyo	ml	11,60	Q1 194,56	Q13 856,87
4,3	Cortina	ml	11,60	Q1 273,97	Q14 778,08
					Q28.635,00

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
5,0	BARANDAL				
5,1	Barandal	ml	28,00	Q498,56	Q13 959,81
					Q13 960,00

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
6,0	APROCHES				
6,1	Aproches	Mts ³	348,00	Q510,31	Q177 586,20
					Q177 586,00

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
7,0	NEOPRENO				
7,1	Neopreno	Unidad	6,00	Q2 718,10	Q16 308,60
					Q16 308,60

TOTAL PUENTE VEHICULAR					Q754 549,28
-------------------------------	--	--	--	--	--------------------

Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Planos

Los planos constructivos del puente vehicular El Tempisque son el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente.

El juego de planos contiene lo siguiente:

- Plano de planta y curvas de nivel
- Plano de detalle de armado de vigas y losas
- Plano de detalles

Ver anexo planos constructivos

CONCLUSIONES

1. Con la construcción del proyecto de alcantarillado sanitario en la aldea La Pava, del municipio de Quesada, se mejorará notablemente la calidad de vida de sus habitantes, principalmente porque las aguas servidas dejarán de correr a flor de tierra y por lo tanto se evitarán los focos de contaminación que generan enfermedades y problemas de saneamiento, siendo los niños los mayores beneficiados con éste proyecto, al disminuir considerablemente uno de los factores más importantes que merman su adecuado crecimiento.
2. Las redes de alcantarillado sanitarias se consideran un servicio básico, sin embargo, la implementación de estas redes en las comunidades, aldeas o en los municipios de países en vías de desarrollo es muy bajo, debido a esto es importante que al sistema de alcantarillado sanitario se le dé buen mantenimiento y un uso correcto, para asegurar un servicio eficiente durante los años para los cuales fue diseñado y por lo tanto pueda desarrollar a cabalidad su período de vida útil aprovechando así al máximo los recursos invertidos.

3. El diseño del puente vehicular El Tempisque, es de gran beneficio para el municipio de Quesada, cumpliendo también con los requisitos de cálculo exigidos, lo que asegura su buen funcionamiento, su construcción beneficiará a múltiples comunidades, contribuyendo grandemente con las actividades comerciales, laborales y educativas de los lugareños, así como con la seguridad de los peatones al utilizar las banquetas, pero sobre todo como un medio de comunicación entre distintas comunidades, con la cabecera municipal.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Quesada, departamento de Jutiapa

1. Durante la construcción de los proyectos de alcantarillado sanitario para la aldea La Pava y del puente vehicular en el casco municipal, se debe cumplir con lo establecido, planos y especificaciones técnicas, para asegurar el buen funcionamiento de la obra.
2. Gestionar todo el apoyo gubernamental o no gubernamental para el debido financiamiento de los proyectos.
3. Elaborar el plan de mantenimiento de ambos proyectos, para asegurar el buen funcionamiento de los mismos.

A los COCODES de las comunidades

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

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specification: *Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD*. Estados Unidos: AASHTO, 2002. 1010 p.
2. ARTHUR H. Nilson. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw Hill, 2004. 706 p.
3. Dirección General de Caminos. *Normas y especificaciones para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: DGC, 2001. 723 p.
4. Instituto de Fomento Municipal. *Manual para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2001. 32 p.

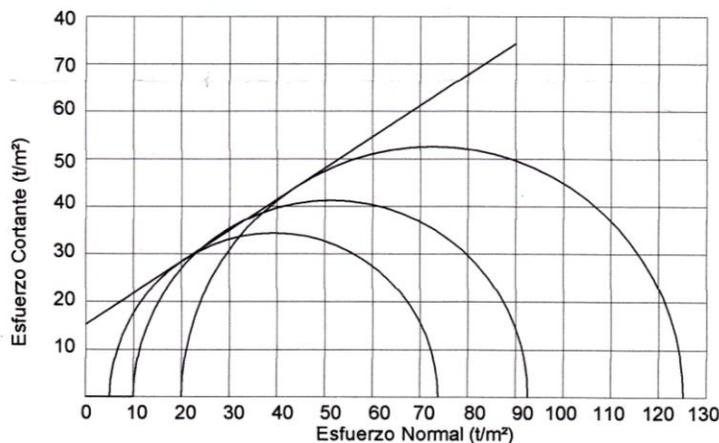
APÉNDICE 1

ESTUDIO DE SUELOS, ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 094 S.S. O.T.: 26,635
 INTERESADO: Miguel Antonio Hernández Alarcón
 PROYECTO: EPS-Puente Vehicular.
 UBICACIÓN: El Tempisque para El Municipio de Quezada, Departamento de Jutiapa.
 Fecha: 02 de marzo de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 33.27^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 15.3 \text{ t/m}^2$
---	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café con partículas de grava.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m ²)	68.74	82.61	105.16
PRESION INTERSTICIAL u(t/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.5	5.0	7.0
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1.69	1.69	1.69
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	2.10	2.10	2.10
HUMEDAD (%H)	27.1	27.1	27.1

Atentamente,

Vo. Bo.

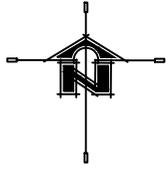
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



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

APÉNDICE 2

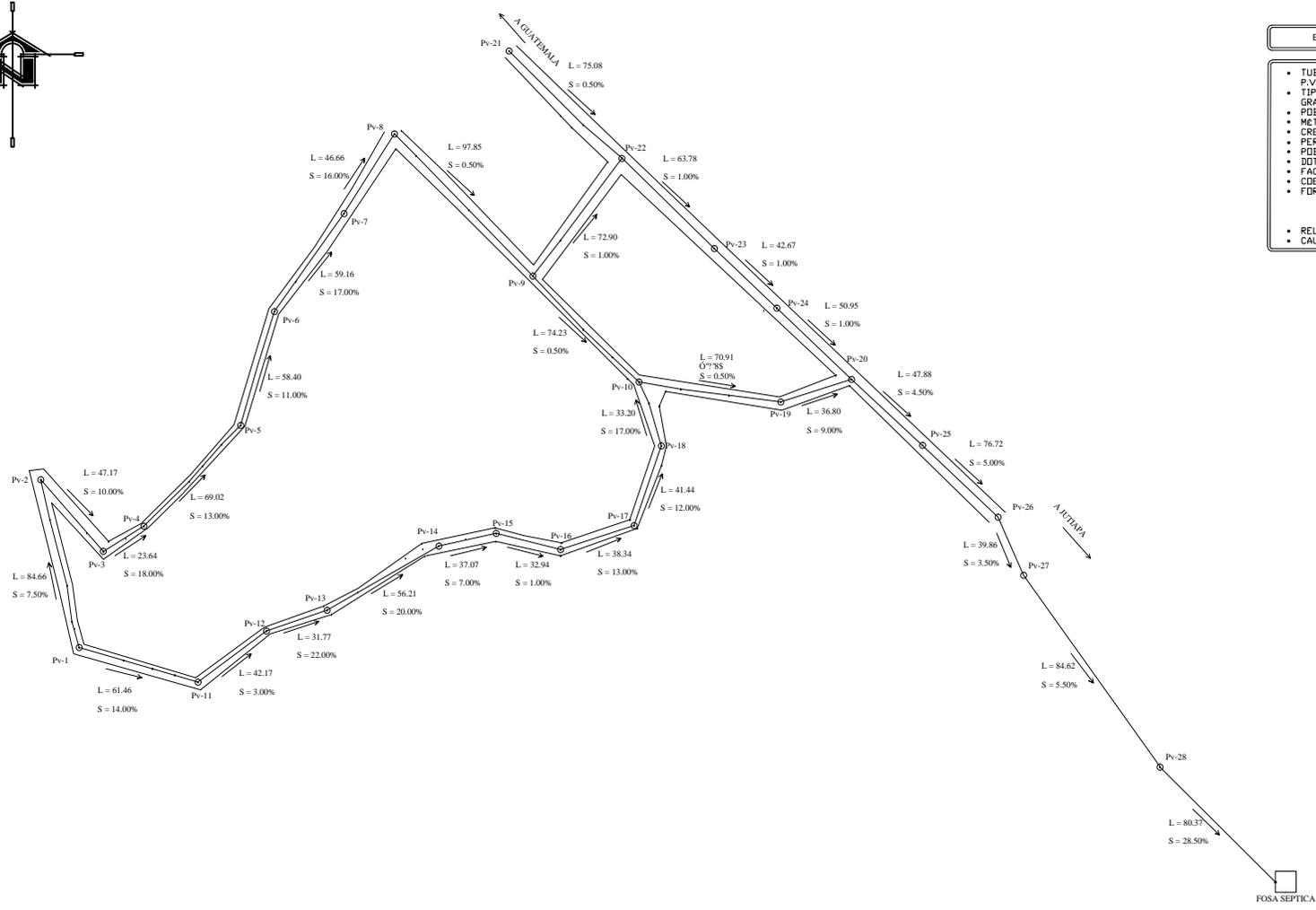
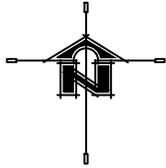
CÁLCULO HIDRÁULICO Y PLANOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA ALDEA LA PAVA, MUNICIPIO DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA



PLANTA Y DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA: INDICADA

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
		PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAJA			
EPI-5		PLANO NO: PLANTA Y DENSIDAD DE VIVIENDA			
DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ		PROYECTADO POR: MUNICIPALIDAD DE GUEZATA, JUTIPA			
CALIFICADO: MIGUEL HERNANDEZ	OPINION: MIGUEL ANTONIO HERNANDEZ ALARCON	CANTON: 2404-0507			
DIBUJO: MIGUEL HERNANDEZ	VALIDA:	FECHA:			
ESCALA: 1:1000	NO. DE VIVIENDAS: 28	MIGUEL HERNANDEZ OPINION:			
FOYER: MAYO 2011		<table border="1"> <tr> <td>1</td> <td>10</td> </tr> </table>		1	10
1	10				



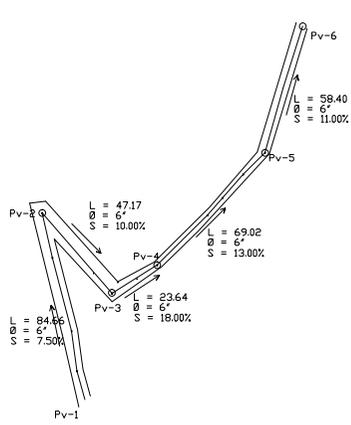
- ESPECIFICACIONES TECNICAS DE DISEÑO**
- TUBERIA CON DIAMETRO DE 6" Y 8" SERA DE P.V.C. NORMA ASTM F-949
 - TIPO DE RED: ALCANTARILLADO SANITARIO POR GRAVEDAD.
 - POBLACION ACTUAL: 959 HAB. EN 137 FAMILIAS.
 - METODO DE POBLACION FUTURA: GEOMETRICO
 - CRECIMIENTO POBLACIONAL: 2.80%
 - PERIODO DE DISEÑO: 21 AÑOS.
 - POBLACION FUTURA: 1713 HABITANTES.
 - DOTACION: 180 L/HAB/DIA
 - FACTOR DE CAUDAL MEDIO: 0.002
 - COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA P.V.C.: 0.010
 - FORMULA DE DISEÑO: MANNING
- $$V = 0.03429 \frac{D^{8/3}}{S^{1/2}}$$
- $V = 0.03429 \frac{D^{8/3}}{S^{1/2}}$
 $Q = A * V$
 CAUDAL DE DISEÑO: 3.75 Lts/seg

PK	EL. INICIAL	EL. FINAL	EL. MEDIO	EL. SUPERFICIE
1	1120.81	1120.14	1120.48	1120.81
2	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
3	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
4	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
5	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
6	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
7	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
8	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
9	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
10	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
11	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
12	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
13	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
14	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
15	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
16	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
17	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
18	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
19	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
20	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
21	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
22	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
23	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
24	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
25	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
26	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
27	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14
28	1120.14	1120.14	1120.14	1120.14

PLANTA Y LINEA CENTRAL DE ALCANTARILLADO SANITARIO

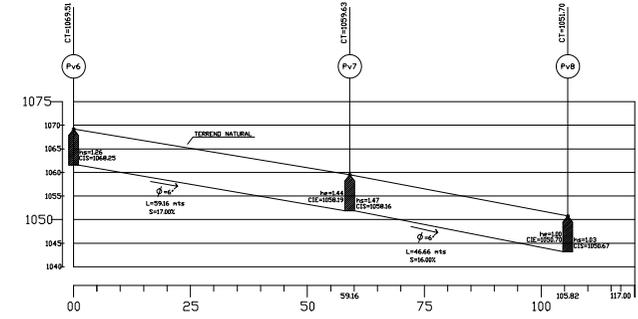
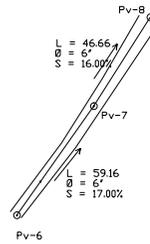
ESCALA: 1:1000

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	PROFESOR: ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAVA
	TITULO DE: PLANTA Y LINEA CENTRAL DE ALCANTARILLADO SANITARIO
DISEÑO: MIEMBRO: HERNANDEZ	PROYECTO DE: MUNICIPALIDAD DE QUEZADA
CALLE: MIEMBRO: HERNANDEZ	CIUDAD: JUTIAPA
DISEÑO: MIEMBRO: HERNANDEZ	DISEÑO DE: MIEMBRO: ANTONIO HERNANDEZ ALARCON
ESCALA: 1:1000	FECHA: 2024-03-07
FECHA: 2024-03-07	HOJA: 2
DISEÑO: MIEMBRO: HERNANDEZ	SUPERVISADO: MIEMBRO: HERNANDEZ



PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-6 a Pv-8

ESCALA 1:1000



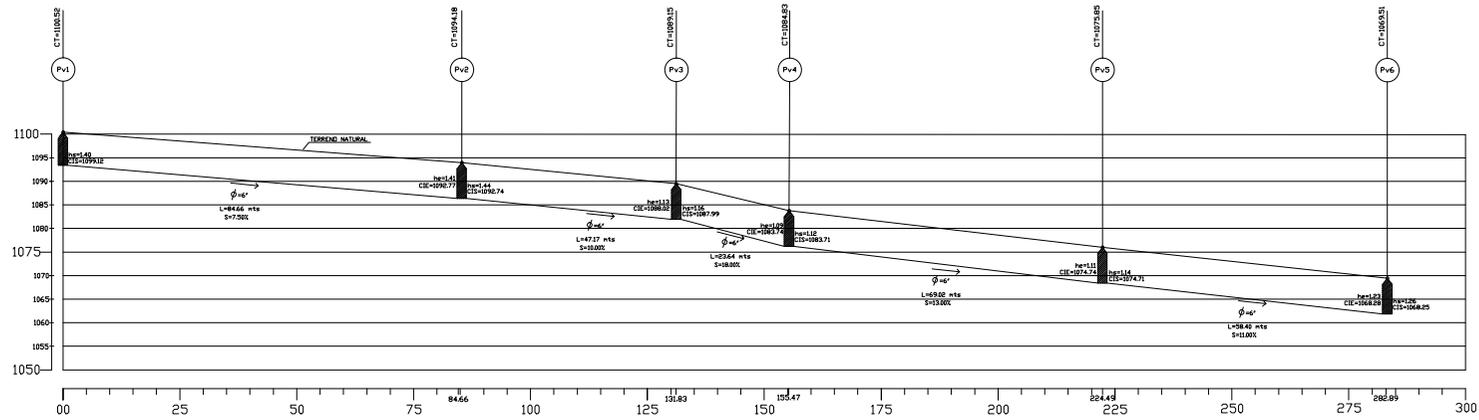
PERFIL DRENAJE SANITARIO Pv-6 a Pv-8

ESCALA VERTICAL 1:500
ESCALA HORIZONTAL 1:500

PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-1 a Pv-6

ESCALA 1:1000

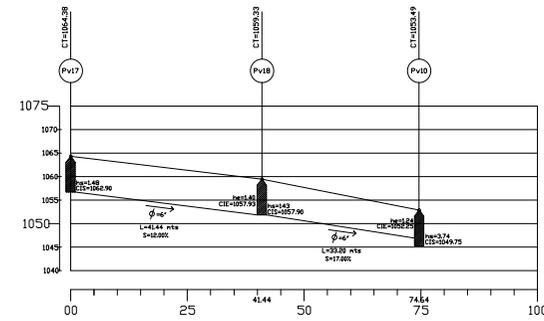
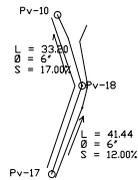
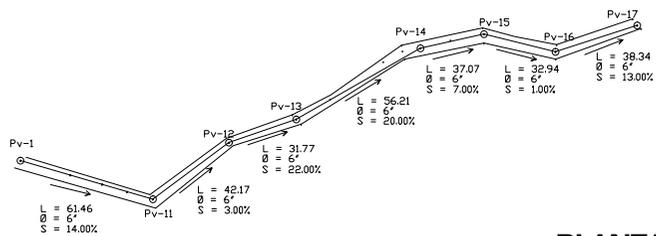
- Pv-1 = POZO DE VISITA 1
- CIE = COTA INVERT DE ENTRADA
- CIS = COTA INVERT DE SALIDA
- he = ALTURA DE ENTRADA
- hs = ALTURA DE SALIDA
- L = LONGITUD DE TRAMO
- S = PENDIENTE DE TUBERIA EN %
- ø = DIAMETRO DE TUBO PVC
- TODA LA TUBERIA SERA INDAFORT DE P.V.C. ASTM F-949



PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO Pv-1 a Pv-6

ESCALA VERTICAL 1:500
ESCALA HORIZONTAL 1:500

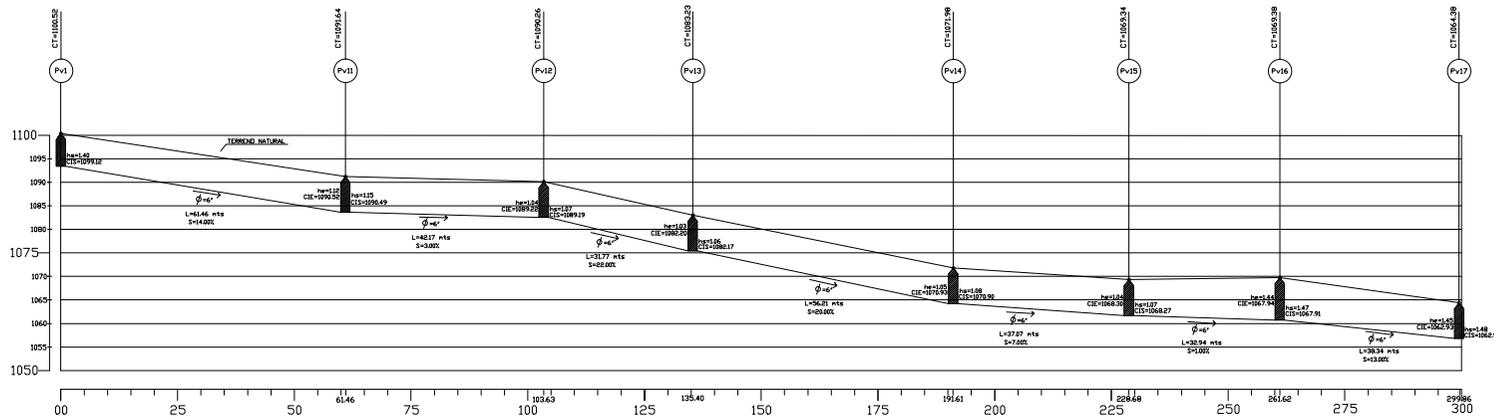
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAVA	PLANO NO.:	PLANTA-PERFIL Pv-1 a Pv-8
EMPRESA: MUEL HERNANDEZ	PROPIEDAD DE:	MUNICIPALIDAD DE QUEZADA JUMPA	
PROYECTISTA: MUEL HERNANDEZ	PROYECTADO POR:	MUEL ANTONIO HERNANDEZ ALARCON	FECHA: 12/24-2017
REVISOR: MUEL HERNANDEZ	VERIFICADO POR:		ESCALA: 1:500
APROBADO POR: MUEL HERNANDEZ	APROBADO POR:	MUEL HERNANDEZ	FECHA: 12/24-2017



PERFIL DRENAJE SANITARIO Pv-17 a Pv-18 y Pv-10
 ESCALA VERTICAL 1:500
 ESCALA HORIZONTAL 1:500

PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-17 a Pv-18 y Pv-10
 ESCALA 1:1000

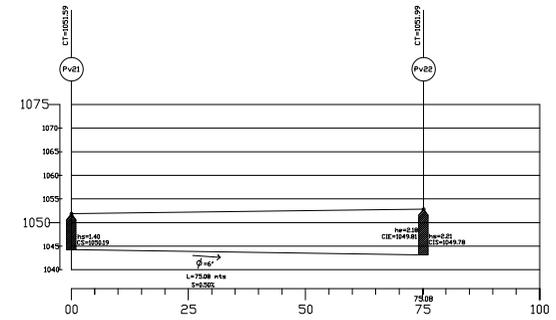
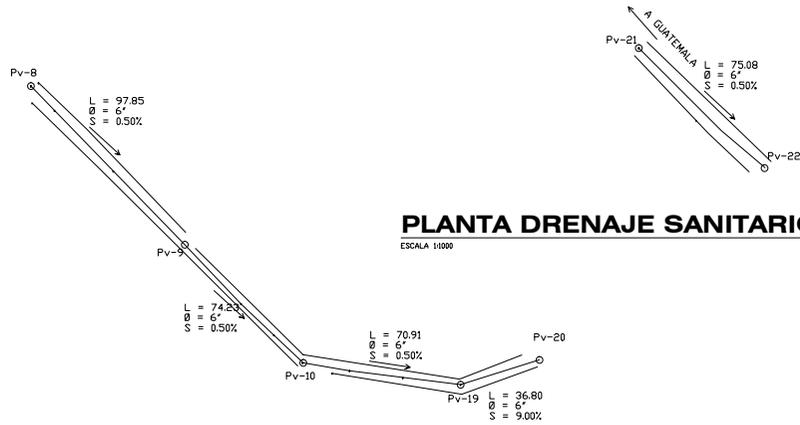
PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-1 y Pv-11 a Pv-17
 ESCALA 1:1000



PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO Pv-1 y Pv-11 a Pv-17

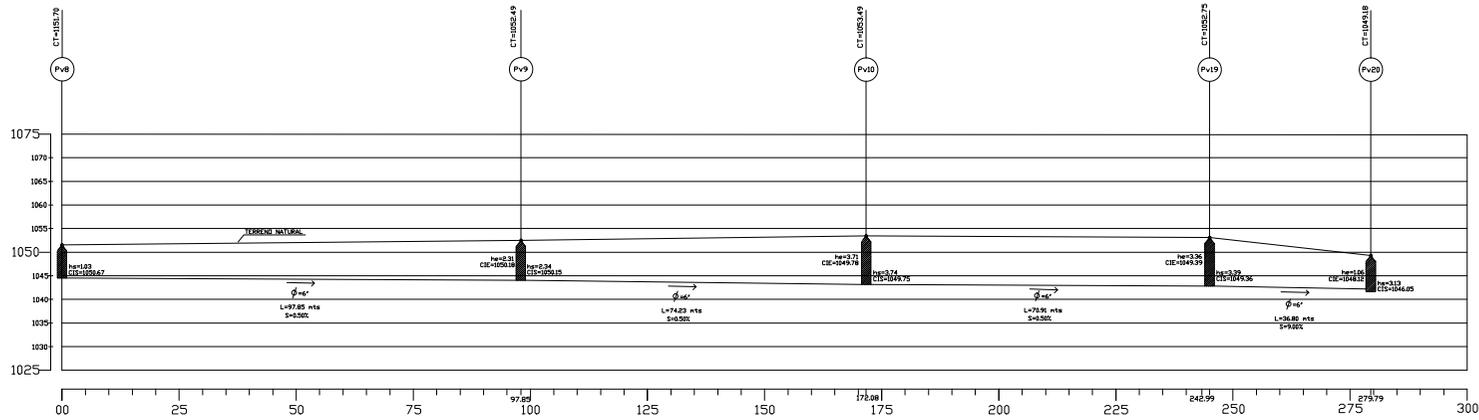
ESCALA VERTICAL 1:500
 ESCALA HORIZONTAL 1:500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAVA
EPS	PLANTA DE	PLANTA-PERFIL Pv-1, Pv-11 a Pv-16 y Pv-17
PROPIEDAD	PROYECTO DE	MUNICIPALIDAD DE QUEZADA, JUTUPA
PROYECTISTA	PROYECTISTA	MUEL HERNANDEZ ALARCON
ESCALA	FECHA	2024-11-27
PROYECTISTA	PROYECTISTA	MUEL HERNANDEZ ALARCON
PROYECTISTA	PROYECTISTA	MUEL HERNANDEZ ALARCON
PROYECTISTA	PROYECTISTA	MUEL HERNANDEZ ALARCON
PROYECTISTA	PROYECTISTA	MUEL HERNANDEZ ALARCON



PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-8 a Pv-10 y Pv-19 a Pv-20

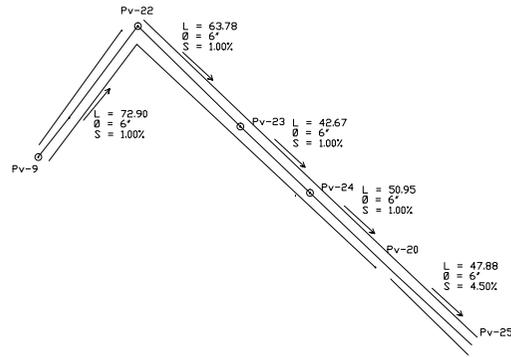
ESCALA 1:1000



PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO Pv-8 a Pv-10 y Pv-19 a Pv-20

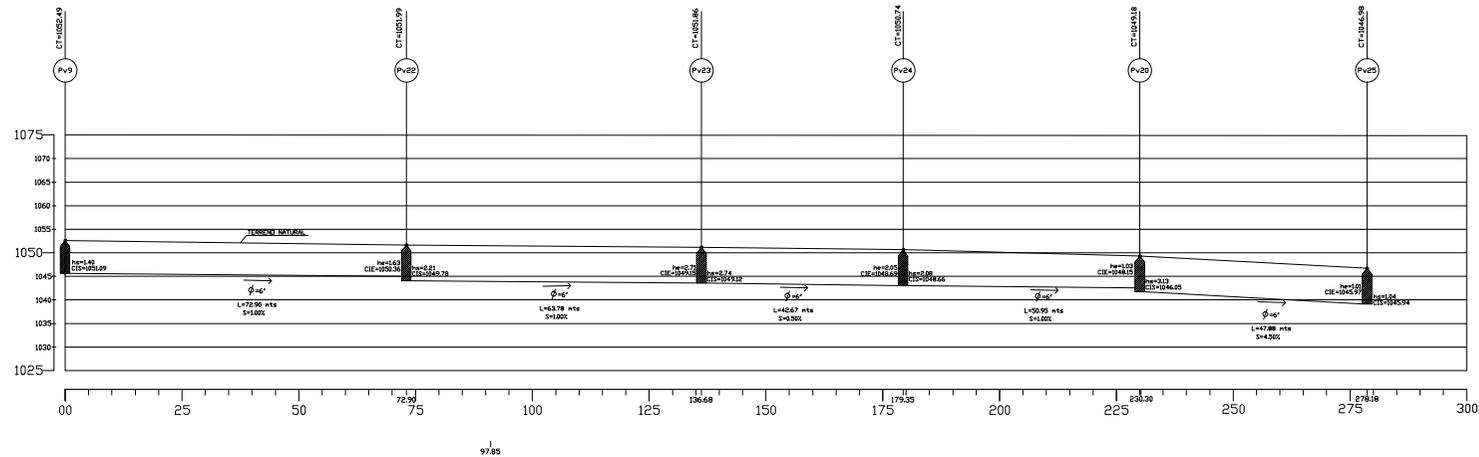
ESCALA VERTICAL 1:500
ESCALA HORIZONTAL 1:500

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAJA EPS	PLANO DE PLANTA-PERFIL Pv-8 a Pv-10, Pv-19 a Pv-20 y Pv-21 a Pv-22
PROYECTO: MUEL HERNANDEZ	PROYECTO DE: MUNICIPIO DE QUESADA, JUTUPA	CANTON: 2024-1507	
CALLE: MUEL HERNANDEZ	PROYECTO: MUEL ANTONIO HERNANDEZ ALARCON	VALOR: 1500	
QUINTO: MUEL HERNANDEZ	ESCALA: 1:500	FECHA: MAYO 2024	
ESCALA: 1:500	FECHA: MAYO 2024	ELABORADO POR: MUEL HERNANDEZ EPS	REVISADO POR: EPS



PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-9 y Pv-22 a Pv-25

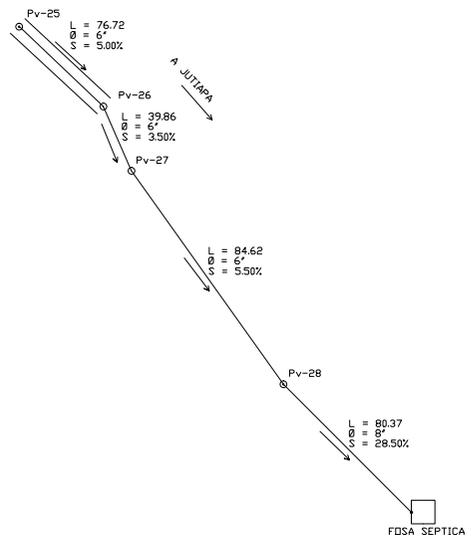
ESCALA: 1/1000



PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO Pv-9 y Pv-22 a Pv-25

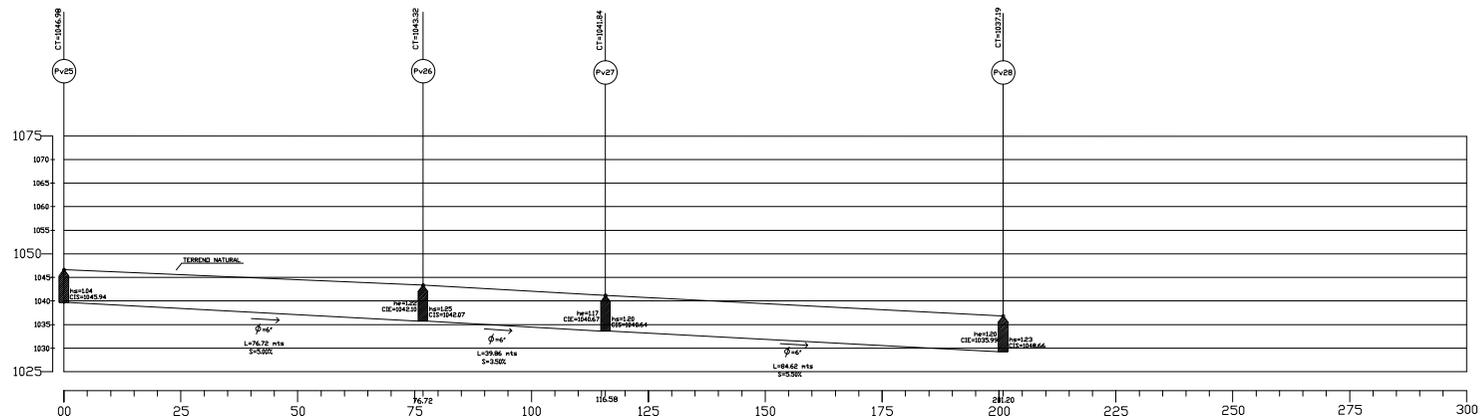
ESCALA VERTICAL: 1/500
ESCALA HORIZONTAL: 1/500

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA ELEGIO GONZALEZ PROFESOR SUPERVISOR	
EPS		ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAJA	
PROYECTO		PLANTA-PERFIL Pv-9 y Pv-22 a Pv-25	
PROPIEDAD		MUNICIPALIDAD DE QUEZADA	
DISEÑO		JUNTA	
PROYECTO		2024-11/27	
DISEÑO		V.M.	
PROYECTO		1/2024	



PLANTA DRENAJE SANITARIO Pv-25 a Pv-28

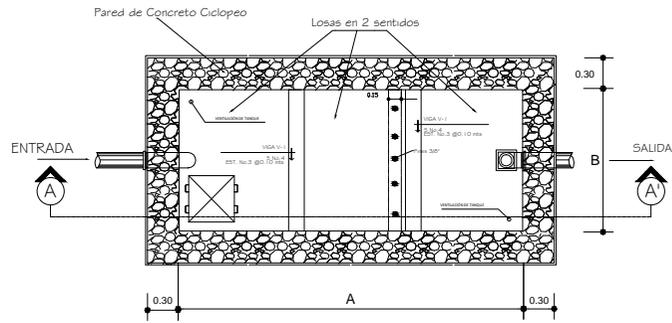
ESCALA 1:1000



PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO Pv-25 a Pv-28

ESCALA VERTICAL 1:500
ESCALA HORIZONTAL 1:500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	PROFESOR: E.P.S.	ALICANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAJA	
DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ	PLAN NO: PLANTA-PERFIL Pv-25 a Pv-28	MUNICIPIO DE:	
CALCULO: MIGUEL HERNANDEZ	MUNICIPIO DE:	MUNICIPALIDAD DE: GUEZAMA, JUTIPA	
DIBUJO: MIGUEL HERNANDEZ	FECHA: 2024-10-07	VALOR:	
ESCALA: 1:500	HOJA: 7	TOTAL: 10	
FOLIO: 10	INGENIERO SUPERVISOR: E.P.S.	INGENIERO EJECUTIVO: E.P.S.	INGENIERO AUXILIAR: E.P.S.

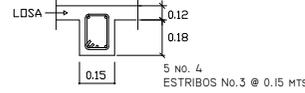


PLANTA GENERAL

ESCALA 1:30

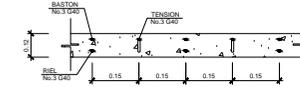
F O S A S É P T I C A	
1	2
3	4
5	6
7	8
9	10
11	12
13	14
15	16
17	18
19	20
21	22
23	24
25	26
27	28
29	30
31	32
33	34
35	36
37	38
39	40
41	42
43	44
45	46
47	48
49	50
51	52
53	54
55	56
57	58
59	60
61	62
63	64
65	66
67	68
69	70
71	72
73	74
75	76
77	78
79	80
81	82
83	84
85	86
87	88
89	90
91	92
93	94
95	96
97	98
99	100

LA ALDEA DE LA PAVA DEPENDE DE AQUEL DE ADESA.



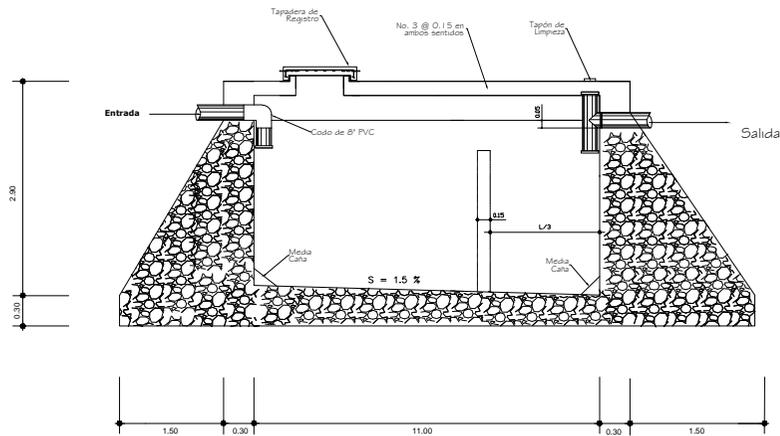
VIGA 1

SIW ESCALA



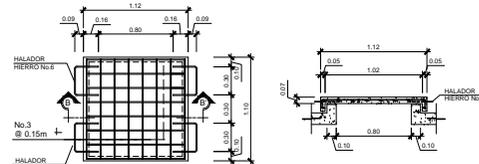
DETALLE ARMADO DE LOSA SUPERIOR

ESCALA 1:10



SECCIÓN A - A'

ESCALA 1:30



PLANTA

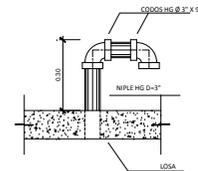
ESCALA 1:25

SECCIÓN B - B'

ESCALA 1:25

DETALLE DE TAPADERA DE CONCRETO

ESCALA INDICADA



DETALLE DE VENTILACIÓN DE TANQUE

ESCALA 1:10

NOTAS GENERALES

MATERIALES

- CONCRETO PARA VIGAS Y LOSAS: SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 kg/cm² A LOS 28 DIAS.
- ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE Fy= 2,810 kg/cm²
- SOBRE LA LOSA SUPERIOR DEBERÁ FORMARSE UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS MUROS Y LOSA INFERIOR SERÁ 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO Fc = 210 kg/cm².
- LOS MURD SE DEBERÁN SUPERMURALLARSE INTERNAMENTE. PROPORCION DE SABITA PARA ALSADO 1:2 (CEMENTO- ARENA DE RIO), ESPESOR 0.5cm
- EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL INFERIOR DEBERÁ SER CONVENIENTEMENTE COMPACTADO.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

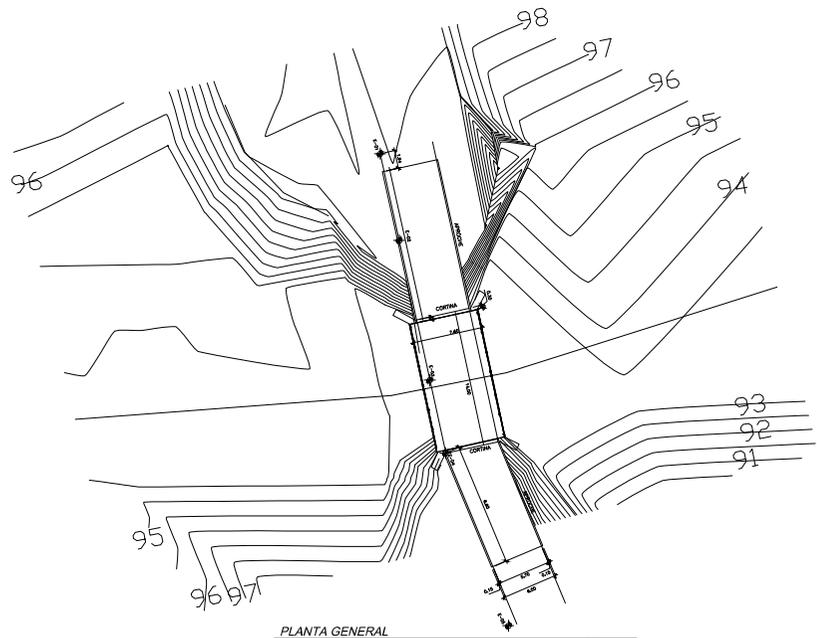
FOSA SÉPTICA

ESCALA: INDICADA

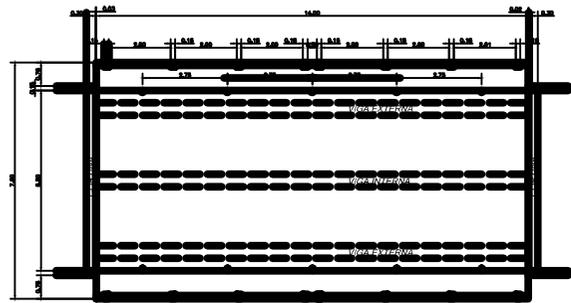
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROFESOR EP5	ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LA PAVA
PROYECTO EP5	FOSA SEPTICA
PROYECTO NO MUEL HERNANDEZ	MUNICIPALIDAD DE QUEZADA
CALLE MUEL HERNANDEZ	JUJUPA
QUINTO MUEL HERNANDEZ	PROYECTO MUEL ANTONIO HERNANDEZ ALARCON
ESCALA INDICADA	FECHA 2024-12-07
PROYECTO MUEL HERNANDEZ	VERO MUEL HERNANDEZ
PROYECTO MUEL HERNANDEZ	PROYECTO MUEL HERNANDEZ

APÉNDICE 3

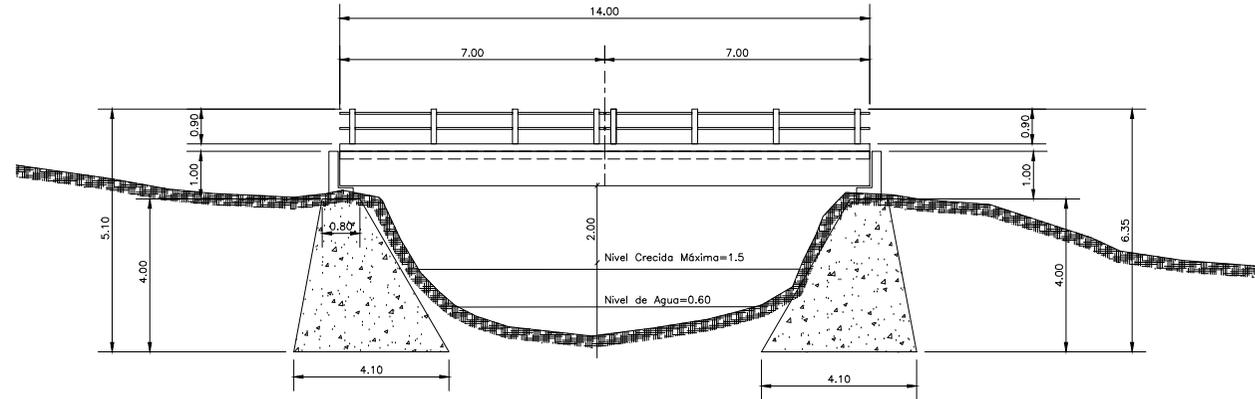
**PLANOS DE PUENTE VEHICULAR EL TEMPISQUE, PARA EL MUNICIPIO
DE QUESADA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.**



PLANTA GENERAL
ESCALA 1:200

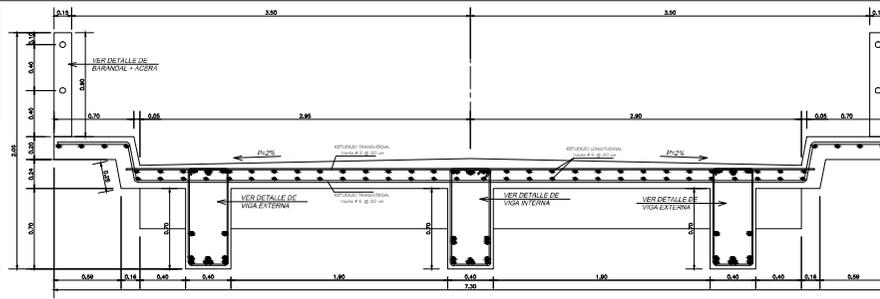


PLANTA DE PUENTE
ESCALA 1:75



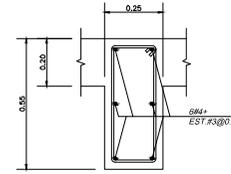
ELEVACION LATERAL PUENTE
ESCALA 1:50

 EPS		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ELECTRICIDAD PROFESIONAL SUPERVISADO	
Proyecto: PUENTE VEHICULAR EL TEMPGQUE		PLAN DE: PLANTA Y CURVAS DE NIVEL	
Propio: MIGUEL HERNANDEZ		Propio de: MUNICIPIO DE QUEZADA GUATEMA	
Calculo: MIGUEL HERNANDEZ		Proyecto: MIGUEL ANTONIO FERNANDEZ ALARCON	
Dibujo: MIGUEL HERNANDEZ		Fecha: 2004-10-07	
Escala:		Voto:	
Revisado:		No. de Hojas: 1	
Total: 1		Hoja: 1	
Elab. por: MIGUEL HERNANDEZ		Revisado por: MIGUEL HERNANDEZ	



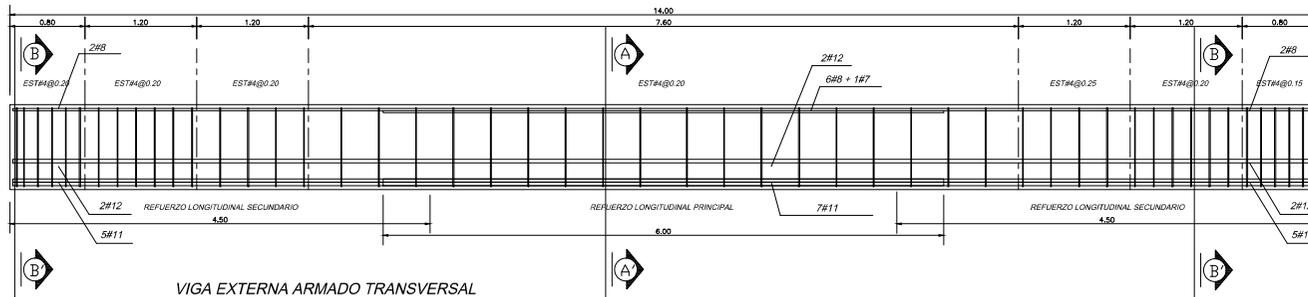
SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE

ESCALA 1:20



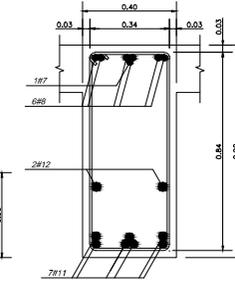
DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:10



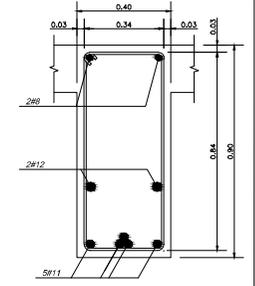
VIGA EXTERNA ARMADO TRANSVERSAL

ESCALA 1:25



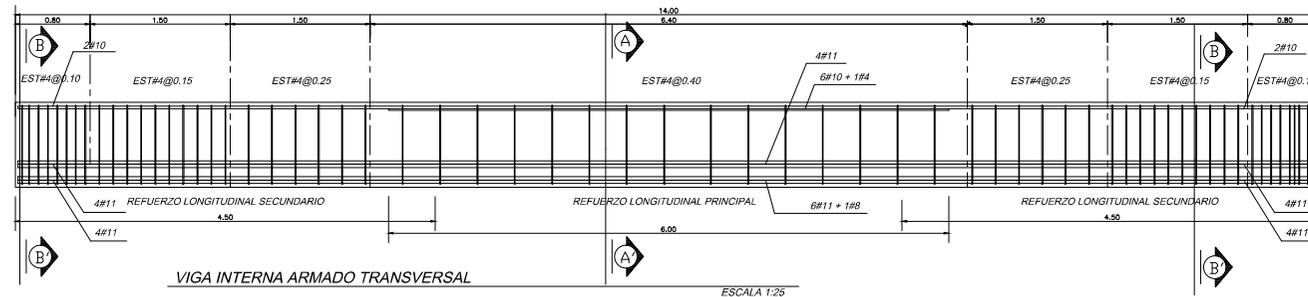
VIGA EXTERNA SECCIÓN A-A

ESCALA 1:10



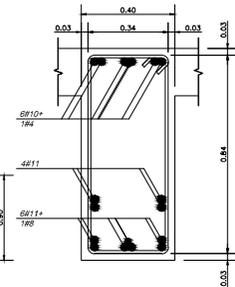
VIGA EXTERNA SECCIÓN B-B

ESCALA 1:10



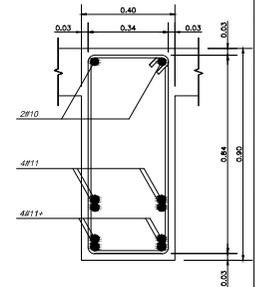
VIGA INTERNA ARMADO TRANSVERSAL

ESCALA 1:25



VIGA INTERNA SECCIÓN A-A

ESCALA 1:10



VIGA INTERNA SECCIÓN B-B

ESCALA 1:10

TRASLAPE EN VIGAS

VARILLA LONGITUDINAL (mm/min)

2	0.35
3	0.45
4	0.65
5	0.80
6	0.95
7	1.10

TRASLAPE TIPO B MAX. EN TRASLAPADO EN EL ARMAZO PLANTO

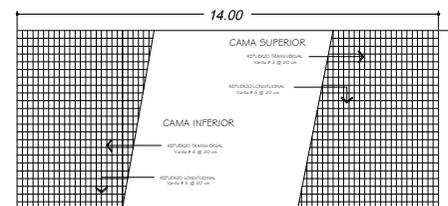


TRASLAPE EN VIGAS

VARILLA LONGITUDINAL (mm/min)

8	1.25
9	1.40
10	1.60
11	1.75
12	1.90

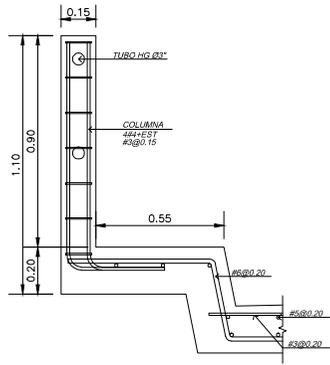
TRASLAPE TIPO B MAX. EN TRASLAPADO EN EL ARMAZO PLANTO



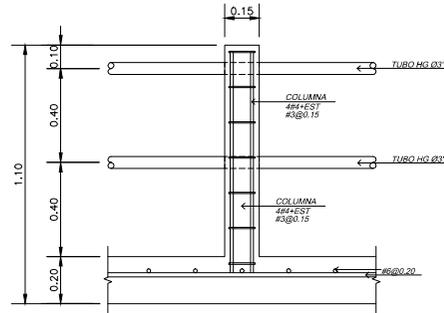
ARMADO DE LOSA

SIN ESCALA

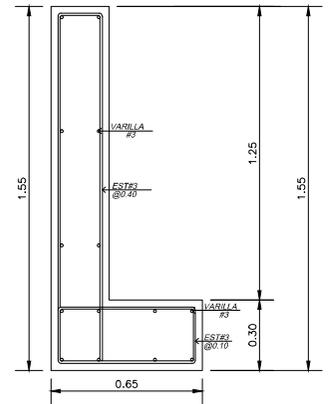
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR EL TEMPALQUE	PLAN NO: DETALLES DE ARMADO DE LOSA Y VIGAS
DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ	PROYECTO NO: MANIPALDEO DE GUEZATA JUMPA	CARGA: MIGUEL HERNANDEZ
DIBUJO: MIGUEL HERNANDEZ	REVISOR: MIGUEL ANTONIO HERNANDEZ ALONSO	FECHA: 2024-12-07
ESCALA: 1:20	REVISOR NO: MIGUEL HERNANDEZ	FECHA: 2024-12-07
REVISOR NO: MIGUEL HERNANDEZ	REVISOR NO: MIGUEL HERNANDEZ	PAGINA: 2



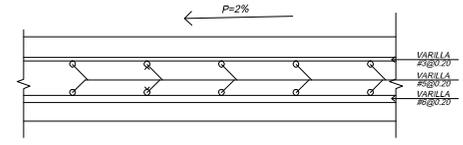
DETALLE TRANSVERSAL
ACERA Y BARANDAL
ESCALA 1:10



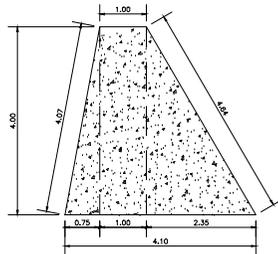
DETALLE LONGITUDINAL
ACERA Y BARANDAL
ESCALA 1:10



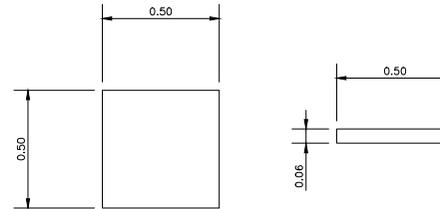
VIGA DE APOYO
ESCALA 1:10



DETALLE TRANSVERSAL
ARMADO DE LOSA
ESCALA 1/5

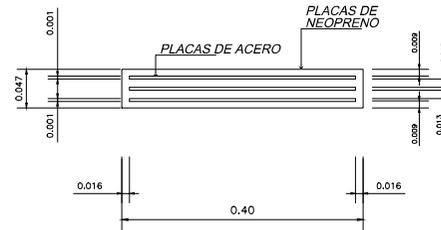


SECCIÓN DEL ESTRIBO
ESCALA 1:50



PLANTA
ELEVACIÓN

APOYO NEOPRENO
ESCALA 1:10



DETALLE DE APOYO DE NEOPRENO
ESCALA 1:5

NOTAS GENERALES

- LOS TRASLAPES MOSTRADOS EN ESTOS PLANOS SON PARA FACILITAR EL TRABAJO DEL CONSTRUCTOR. ESTE PODRÁ CAMBIAR A SU CRITERIO LOS ARMADOS SIEMPRE Y CUANDO CUMPLA CON LOS TRASLAPES INDICADOS EN ESTOS PLANOS Y CON LOS REQUISITOS DEL A.C.I. ESPECIALMENTE.
- VIGAS A.C.I. NO DEBEN EMPALMARSE TRASLAPES: a) DENTRO DE LAS JUNTAS b) NI EN UNA DISTANCIA DE DOS VECES EL PERALTE DEL ELEMENTO DESDE LA CABA DE LA JUNTA
- COLUMNAS A.C.I.: LOS TRASLAPES SE PERMITEN SOLO DENTRO DE LA MITAD CENTRAL DE LA LONGITUD DEL ELEMENTO

COMENTOS:
CAPACIDAD SOPORTE: 30.97 TONELADAS/METRO?
REVISAR EN OBRA CALIDAD DEL SUELO, NIVEL FREÁTICO Y ROCA FRACTURADA.
SE RECOMIENDA REALIZAR UN ESTUDIO DE SUELOS PARA VERIFICAR LA CAPACIDAD SOPORTE.

- SE UTILIZARÁ ACERO DE 40,000 P.S.I.
- RECUBRIMIENTO SUPERIOR DE 5.00 CENTÍMETROS.
- RECUBRIMIENTO LATERAL E INTERIOR DE 3.00 CENTÍMETROS.
- SE UTILIZARÁ CONCRETO TIPO "C" CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN ESTÁTICA DE 210 KG/CM² A LOS 28 DÍAS.
- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ - $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- LA TUBERÍA DE DRENAJE ES DE P.V.C. DE 93" INCLINADO 45° RESPECTO DE LA HORIZONTAL.
- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS MUROS Y LOSA INFERIOR SERÁ 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR EL TEMPALQUE		PLAN NO: DETALLES DE ESTRIBO Y BARANDAL	
PROYECTO DE: MUNICIPIO DE QUEZENA JUTUPA		CANTON: 2004-2107	
DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ	CÁLCULO: MIGUEL HERNANDEZ	TITULO: MIGUEL HERNANDEZ	VALOR: 2004-2107
ESCALA: BARANDA	DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ	TITULO: MIGUEL HERNANDEZ	VALOR: 2004-2107
TITULO: MIGUEL HERNANDEZ	DISEÑO: MIGUEL HERNANDEZ	TITULO: MIGUEL HERNANDEZ	VALOR: 2004-2107

