



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS  
Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES,  
SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA**

**Allan Josué Mejía Hernández**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, julio de 2013



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS  
Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES,  
SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**ALLAN JOSÚE MEJÍA HERNÁNDEZ**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 2013



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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

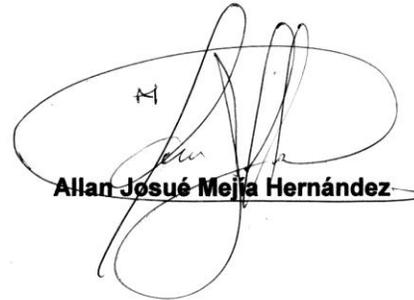


**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS  
Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES,  
SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de febrero de 2012.



**Allan Josué Mejía Hernández**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 08 de marzo de 2013  
Ref.EPS.DOC.304.03.13

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Allan Josué Mejía Hernández** con carné No. **200615055**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA”**.

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. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MAAO/ra





**USAC**  
**TRICENTENARIA**  
 Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
 Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,  
 3 de abril de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Allan Josué Mejía Hernández**, con Carnet No. 200615055, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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.

*Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua*







**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,  
27 de mayo de 2013

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

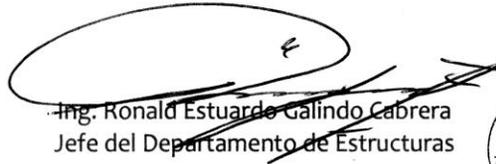
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Allan Josúe Mejía Hernández, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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.

**Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua**





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 29 de mayo de 2013  
Ref.EPS.D.406.05.13

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

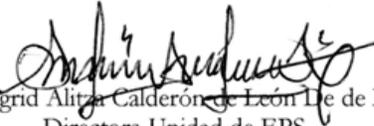
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Allan Josué Mejía Hernández**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

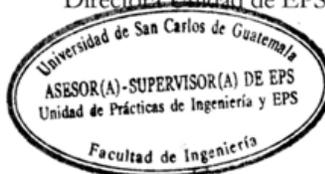
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Sigrid Aliza Calderón de León de León  
Directora Unidad de EPS

SACdL/ra







**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Allan Josué Mejía Hernández, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

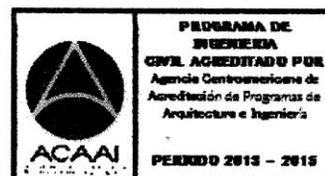
*Hugo Leonel Montenegro Franco*  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio 2013

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Universidad de San Carlos  
De Guatemala

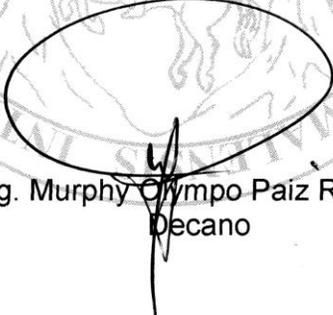


Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.488-2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO LAS CORTINAS Y PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA**, presentado por el estudiante universitario: **Allan Josué Mejía Hernández**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE

  
Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, julio de 2013

/cc



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Pues es quien me ha dado la sabiduría, la inteligencia.
- Mis padres** Carlos Alfredo Mejía y Olga Yolanda Hernández, les rindo homenaje tan importante de mi vida.
- Mis hermanos** Lidia Lissette, Jairo Osvaldo, Carlos Riquelmi, Mejía Hernández, por haberme brindado su apoyo, cariño durante el desarrollo de mi vida.
- Abuelos** Maternos y paternos.
- Mis amigos** Oscar Esquivel, Rudy García, Francisco Castellanos, Pablo Bautista, Martín Velasquez, Cecilia de León, Nathalie Morán, Julio Linares, Rodrigo Ruiz y Oscar Montez.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por darme la oportunidad de poder superarme intelectualmente.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	En especial a la Facultad de Ingeniería y sus catedráticos.
<b>Ingeniero</b>	Manuel Alfredo Arivillaga Ochaeta.
<b>Municipalidad de San Rafael Las Flores</b>	Por darme la oportunidad de poner en práctica cada uno de los conocimientos adquiridos en la universidad.

Y para todas esas personas que de alguna u otra forma prestaron su ayuda y colaboración para el desarrollo del presente informe del Ejercicio Profesional Supervisado.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES .....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XI
GLOSARIO .....	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS .....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía del municipio de San Rafael las Flores.....	1
1.1.1. Aspectos físicos.....	1
1.1.1.1. Ubicación y localización .....	1
1.1.1.2. División política .....	2
1.1.1.3. Clima .....	3
1.1.1.4. Hidrografía .....	4
1.1.1.5. Orografía .....	4
1.1.1.6. Producción agrícola.....	5
1.1.1.7. Población .....	5
1.2. Aspectos de infraestructura .....	6
1.2.1. Vías de acceso .....	6
1.2.2. Servicios públicos .....	7
1.2.3. Organización comunitaria .....	7
1.2.4. Principales necesidades de infraestructura del municipio .....	8
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	9

2.1.	Diseño del sistema de agua potable para el caserío	
	Las Cortinas, San Rafael Las Flores, Santa Rosa.....	9
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	9
2.1.2.	Levantamiento topográfico .....	10
	2.1.2.1.    Altimetría.....	10
	2.1.2.2.    Planimetría.....	11
2.1.3.	Fuentes de agua .....	11
2.1.4.	Caudal de aforo.....	11
2.1.5.	Análisis de la calidad del agua .....	12
	2.1.5.1.    Examen bacteriológico.....	12
	2.1.5.2.    Examen físico químico sanitario.....	13
2.1.6.	Criterios de diseño .....	13
	2.1.6.1.    Período de diseño.....	13
	2.1.6.2.    Población de diseño.....	14
	2.1.6.3.    Dotación.....	14
	2.1.6.4.    Factores de consumo.....	15
	2.1.6.4.1.    Factor de Día	
	Máximo.....	16
	2.1.6.4.2.    Factor de Hora	
	Máximo.....	16
2.1.7.	Determinación de caudales .....	17
	2.1.7.1.    Caudal medio diario .....	17
	2.1.7.2.    Caudal máximo diario .....	17
	2.1.7.3.    Caudal máximo horario .....	18
	2.1.7.4.    Factor de gasto .....	18
2.1.8.	Captación.....	18
2.1.9.	Línea de conducción .....	19
2.1.10.	Tanque de almacenamiento .....	26
2.1.11.	Desinfección .....	39

2.1.12.	Línea de distribución.....	41
2.1.13.	Cálculo hidráulico de la red de distribución .....	43
2.1.13.1.	Caudal de uso simultáneo .....	44
2.1.13.2.	Caudal unitario .....	45
2.1.13.3.	Diámetro de tubería .....	45
2.1.13.4.	Velocidad del agua.....	47
2.1.13.5.	Cota piezométrica .....	47
2.1.13.6.	Presión dinámica.....	47
2.1.13.7.	Presión estática.....	47
2.1.14.	Conexiones domiciliarias .....	48
2.1.15.	Obras de arte.....	48
2.1.16.	Válvulas .....	49
2.1.17.	Elaboración de planos .....	50
2.1.18.	Presupuesto .....	50
2.1.19.	Programa de operación y mantenimiento .....	52
2.1.20.	Propuesta de tarifa .....	55
2.1.21.	Evaluación socio económica.....	58
2.1.21.1.	Valor Presente Neto .....	59
2.1.21.2.	Tasa Interna de Retorno .....	61
2.1.22.	Evaluación de Impacto Ambiental inicial .....	61
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES .....	67
3.1.	Antecedentes .....	67
3.2.	Levantamiento topográfico .....	67
3.3.	Estudio hidrológico .....	67
3.3.1.	Área tributaria.....	69
3.3.2.	Precipitación máxima en 24 horas.....	70
3.3.3.	Cálculo del caudal máximo.....	71

3.3.4.	Cálculo de crecidas.....	72
3.3.4.1.	Método de sección pendiente .....	72
3.4.	Estudios de suelos.....	75
3.4.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	75
3.4.2.	Granulometría .....	79
3.4.3.	Límites de Atterberg .....	79
3.5.	Descripción general de la alternativa propuesta.....	79
3.6.	Datos y especificaciones de diseño .....	80
3.6.1.	AASHTO .....	80
3.7.	Diseño de la superestructura .....	81
3.7.1.	Análisis y diseño de losa .....	81
3.7.1.1.	Cálculo del peralte .....	82
3.7.1.2.	Cálculo de los momentos.....	82
3.7.1.3.	Cálculo del acero de refuerzo .....	86
3.7.1.4.	Bombeo y drenajes .....	94
3.7.2.	Análisis y diseño de vigas .....	95
3.7.2.1.	Cálculo de peralte y base.....	96
3.7.2.2.	Cálculo de los momentos.....	96
3.7.2.3.	Cálculo del refuerzo .....	102
3.7.2.4.	Cálculo de esfuerzos cortantes .....	104
3.7.3.	Análisis y diseño de diafragmas .....	107
3.7.3.1.	Dimensionamiento .....	107
3.7.3.2.	Diafragma interior .....	108
3.7.3.3.	Diafragma exterior .....	111
3.8.	Análisis y diseño del barandal.....	114
3.9.	Diseño de la subestructura .....	116
3.9.1.	Diseño elastomérico.....	117
3.9.2.	Análisis y diseño de la cortina .....	126
3.9.2.1.	Cálculo del momento de diseño .....	129

3.9.2.2.	Acero de refuerzo .....	130
3.9.3.	Análisis y diseño de la viga de apoyo .....	130
3.9.3.1.	Cálculo de acero de refuerzo.....	132
3.9.4.	Análisis y diseño de estribos.....	133
3.9.4.1.	Cálculo del momento de volteo .....	134
3.9.4.2.	Cálculo de momento estabilizante .....	136
3.9.4.3.	Revisión del muro sin superestructura .....	136
3.9.4.4.	Revisión del muro con superestructura .....	138
3.9.4.5.	Revisión del muro con sismo.....	139
3.10.	Elaboración de planos .....	142
3.11.	Presupuesto .....	143
3.12.	Programa de operación y mantenimiento .....	143
3.12.1.	Propuesta de tarifa .....	146
3.12.2.	Evaluación socioeconómica.....	149
3.13.	Valor Presente Neto .....	150
3.14.	Tasa Interna de Retorno.....	151
3.15.	Estudio de Impacto Ambiente inicial del puente vehicular .....	152
3.15.1.	Diagnóstico de riesgo de Impacto Ambiental .....	152
3.15.2.	Descripción del ambiente físico .....	153
3.15.3.	Análisis de vulnerabilidad del entorno.....	153
3.15.4.	Consideraciones a tomar para no causar daños ....	153
CONCLUSIONES .....		155
RECOMENDACIONES.....		157
BIBLIOGRAFÍA.....		159
ANEXOS .....		161



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Mapa de San Rafael Las Flores .....	2
2.	Organigrama municipal de San Rafael Las Flores, Santa Rosa .....	7
3.	Tanque de almacenamiento .....	29
4.	Diseño de la losa del tanque .....	30
5.	Momentos en losa .....	32
6.	Armado de losa .....	34
7.	Diagrama de fuerzas sobre las paredes del tanque .....	37
8.	Presión estática y dinámica.....	47
9.	Planta y corte de caja rompe presión .....	48
10.	Paso aéreo.....	49
11.	Paso de zanjón .....	49
12.	Sección transversal del cauce del río.....	68
13.	Modelo matemático del tramo con voladizo.....	83
14.	Detalle final de armado de losa .....	89
15.	Detalle de losa esviajada .....	91
16.	Diagrama de un puente esviajada .....	92
17.	Detalle de drenaje .....	95
18.	Sección transversal de la superestructura.....	96
19.	Diagrama de cuerpo libre para carga muerta en viga.....	98
20.	Diagrama de cuerpo libre debido a carga viva en viga .....	99
21.	Diagrama de carga para viga exterior .....	101
22.	Esquema de armado de viga .....	104
23.	Diagrama de cargas para esfuerzo cortante máximo .....	105

24.	Armado de diafragmas .....	114
25.	Esquema de cargas de diseño de postes .....	115
26.	Propuesta del elastómero .....	118
27.	Relación entre presión específica y deformación - 60° Shore .....	124
28.	Detalle de ubicación y dimensiones de neopreno .....	126
29.	Triángulo de presiones .....	128
30.	Esquema de la viga de apoyo.....	131
31.	Esquema de armado de cortina y viga de apoyo .....	133
32.	Geometría del estribo y diagrama de presiones.....	134

## TABLAS

I.	Dotaciones recomendadas .....	15
II.	Costo de tubería según su diámetro .....	23
III.	Costo del uso de una bomba de diesel .....	24
IV.	Costo de tubería a utilizar .....	24
V.	Datos a utilizar en el diseño de una viga .....	35
VI.	Momento estabilizante de muro .....	38
VII.	Presupuesto para abastecimiento de agua potable en caserío Las Cortinas, San Rafael Las Flores, Santa Rosa.....	51
VIII.	Programa de operación y mantenimiento .....	55
IX.	Medidas de mitigación de impacto ambiental .....	64
X.	Valores para determinar el coeficiente de escorrentía .....	69
XI.	Datos obtenidos del estudio hidrológico .....	71
XII.	Estación hidrológica Los Esclavos.....	72
XIII.	Resultados de ensayo triaxial para el puente Los Callejones .....	76
XIV.	Resultados de ensayo triaxialfactorado .....	77
XV.	Presión máxima permisible de un suelo .....	78
XVI.	Carga muerta en voladizo.....	83

XVII.	Carga muerta en losa.....	85
XVIII.	Carga que soportan las vigas.....	97
XIX.	Armado principal de diafragmas.....	114
XX.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas .....	119
XXI.	Momento de volteo.....	135
XXII.	Momento estabilizante .....	136
XXIII.	Momento estabilizante en estribo sin carga viva .....	141
XXIV.	Presupuesto para puente vehicular, sobre el río Los Callejones, San Rafael Las Flores, Santa Rosa .....	144
XXV.	Programa de operación y mantenimiento.....	146



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
@	A cada cierta distancia
h	Altura
Y máx	Altura de tirante máximo
As	Área de acero
AT	Área total
b	Base
Q	Caudal
V máx	Corte máximo
CP	Cota piezométrica
D	Diámetro total de tubo
E	Empuje
t	Espesor de losa
Est.	Estación
e	Excentricidad
Ha	Hectáreas
I	Impacto
lts/ hab/ día	Litros por habitantes al día
lts/s	Litros por segundo
S	Luz eficaz entre vigas
L	Luz entre puntos distintos
m <sup>2</sup>	Metros cuadrados
m <sup>3</sup> /s	Metros cúbicos por segundo
Mcm	Momento por carga muerta

<b>Mcv</b>	Momento por carga viva
<b>Mt</b>	Momento total
<b>Mu</b>	Momento último
<b>s</b>	Pendiente
<b>d</b>	Peralte
<b>P</b>	Presión
<b>PO</b>	Punto observado
<b>CBR</b>	Relación de soporte California
<b>fy</b>	Resistencia del acero
<b>f'c</b>	Resistencia nominal del concreto
<b>H 20-44</b>	Sobrecarga, camión Standard
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo
<b>v</b>	Velocidad de diseño
<b>Vol</b>	Volumen

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	Asociación Americana Estatal de Carreteras Oficiales de Transporte.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto.
<b>Aforo</b>	Proceso de medir la cantidad de agua que lleva una corriente, en una unidad de tiempo.
<b>Agua potable</b>	Es una sustancia sanitariamente segura y de gusto a nuestros sentidos.
<b>Azimut</b>	Es el ángulo horizontal de un punto medido en grados respecto al del norte, su valor tiene rango de 0 grados a 360 grados.
<b>Caudal</b>	Volumen de agua que pasa por determinado elemento en la unidad de tiempo.
<b>Coeficiente de rugosidad</b>	Factor que se aplica a formulas que determinan caudales y su valor depende de la superficie del material por el que la corriente fluye.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción con aspecto de piedra, que se obtiene de una mezcla proporcional de cemento, arena, piedra y agua, que a diferencia del concreto reforzado, las piedras son mucho más grandes.

<b>Concreto reforzado</b>	Material de construcción que se obtiene de una mezcla cuidadosamente proporcional de cemento, arena, piedra y agua, esto se combina con el refuerzo de acero.
<b>Cota piezométrica</b>	Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o en la red de distribución que alcanzará una columna de agua, también es el equivalente a la cota de salida menos la pérdida de carga por fricción que ocurre en la distancia de separación.
<b>Crecida</b>	Estado de una corriente de agua, cuando aumenta el caudal de cierto valor específico.
<b>Estribo</b>	Son los apoyos extremos de la superestructura.
<b>Obras de arte</b>	Toda estructura necesaria para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.
<b>Pérdida de carga</b>	Es el gasto de energía necesario para vencer las resistencias que se oponen al movimiento del agua, de un punto a otro en una sección de tubería.
<b>Presión</b>	Representa a la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua.

## RESUMEN

En el presente trabajo de graduación, del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en el municipio de San Rafael Las Fores en el departamento de Santa Rosa, se desarrolla el diseño del sistema de agua potable para el caserío las cortinas y puente vehicular sobre el río Los Callejones, iniciando con una monografía general del municipio donde se localizan los proyectos.

A continuación, con el diseño del sistema de agua potable, se pretende llegar a toda la comunidad, empezando con una visita de campo, el aforo de la fuente, análisis de laboratorio, seguidamente realizar un levantamiento topográfico donde se determina que el sistema trabajará por gravedad debido a la topografía del terreno, la ubicación del tanque de almacenamiento y todas las obras de arte que son necesarias para el desarrollo del proyecto, la red de distribución cuenta con ramales abiertos,

También se diseña el puente vehicular sobre el río Los Callejones, se hace el estudio topográfico para determinar la luz y geometría del mismo, estudio de la calidad del suelo para encontrar el valor soporte, análisis estructural, el diseño de la superestructura y subestructura.

Se elaboraron los presupuestos, los planos y finalmente la evaluación de impacto ambiental.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Proponer soluciones a problemas que se presentan, mediante proyectos de infraestructura y salubridad, contribuyendo así en el desarrollo de las comunidades en el municipio de San Rafael Las Flores, Santa Rosa.

### **Específicos**

1. Diseñar un sistema de agua potable que cubra a todo el caserío La Cortinas y que provea de agua en cualquier época del año a toda su población, dando la facilidad que llegue a sus viviendas, mejorando las condiciones de higiene y salubridad.
2. Contribuir con el desarrollo de la comunidad, con una vía de comunicación eficiente y de fácil acceso, para beneficio social y de comercialización de sus productos.
3. Realizar el diseño, cálculo, presupuesto y planos de los proyectos de abastecimiento de agua potable, y del puente vehicular para provecho de estas poblaciones.



## INTRODUCCIÓN

Al ser el agua un elemento indispensable y esencial para la vida, debe ser agradable a los sentidos, mantener una calidad estando exenta de patógenos y sustancias tóxicas para consumo humano y evitar posibles enfermedades. El sistema de abastecimiento de agua potable elevará la calidad y nivel de vida de la población dando como resultado el desarrollo social, económico y especialmente el de salud.

Debido a que el desarrollo económico y social del país, se ve afectado por la falta de vías de comunicación a los lugares con recursos naturales que tienen potencial económico significativo, surge de ahí la necesidad de planificar y desarrollar estructuras como los puentes, para mejorar el tránsito y el acceso de vehículos para contribuir al desarrollo del municipio.

El diseño consiste de un puente vehicular de concreto de sección en viga y losa, simplemente apoyado, diseño de losa, vigas, diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto ciclópeo y barandal de protección. Se utilizará para la superestructura, cortina y viga de apoyo concreto reforzado, mientras que los estribos serán de concreto ciclópeo.

Para los proyectos, además de los diseños, se presentan los presupuestos y planos para su ejecución, adicionalmente se encuentra una evaluación de impacto ambiental donde se describe el ambiente físico, un diagnóstico de riesgo, un análisis de vulnerabilidad y consideraciones que se deben tomar para no causar daños al medio ambiente.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de San Rafael Las Flores, Santa Rosa**

El municipio de San Rafael las Flores se encuentra ubicado en el departamento de Santa Rosa, pertenece a la región suroriente del país.

### **1.1.1. Aspectos físicos**

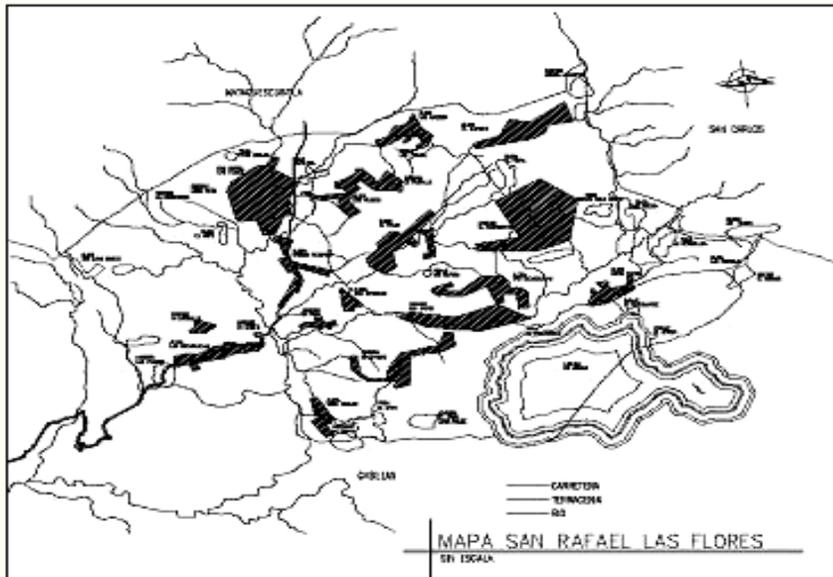
Es uno de los catorce municipios del departamento de Santa Rosa, actualmente tiene más de 12 400 habitantes, celebra su fiesta titular el 14 de octubre de cada año en honor a San Rafael Arcángel, que es el patrón del municipio. La étnia de los pobladores que habitan en el municipio equivalente del 99,60% es gente de raza ladina.

#### **1.1.1.1. Ubicación y localización**

Geográficamente el municipio de San Rafael Las Flores se encuentra localizada en: latitud 14 grados 28 minutos 28 segundos, longitud 90 grados 10 minutos 52 segundos. Tiene una extensión territorial de 84 kilómetros cuadrados, sus colindancias son:

- Al norte: con el municipio de Mataquescuintla, Jalapa
- Al sur: con el municipio de Casillas, Santa Rosa
- Al oriente: con los municipios de San Carlos Alzatate, Jalapa y Casillas, Santa Rosa.
- Al occidente: con el municipio de Casillas, Santa Rosa

Figura 1. **Mapa de San Rafael Las Flores**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, San Rafael Las Flores

### 1.1.1.2. **División política**

Tiene una extensión territorial de 84 kilómetros cuadrados. El municipio, en su división política administrativa, según el Instituto Nacional de Estadística (INE), se encontraba constituido en: el casco urbano (pueblo), 9 aldeas, 12 caseríos, 4 fincas y población dispersa.

Pero en el análisis territorial efectuado en el proceso de planificación por parte de SEGEPLAN para el municipio en 2009, la división política administrativa ha variado y se ha constituido de la siguiente manera: el casco urbano, 15 aldeas, 10 caseríos, constituyendo veintiséis lugares poblados, los cuáles con relación al 2002, muchos caseríos se han conformado en la

categoría de aldea, siendo estos, El Chanito, El Fucío, La Cuchilla, El Volcancito, La Vega y Los Planes.

La distancia hacia los centros poblados desde el casco urbano en kilómetros es la siguiente:

- Sabana Redonda, a una distancia de 2 con carretera de asfalto
- Los Planes, a una distancia de 1 con carretera de terracería
- Las Nueces, a una distancia de 5 con carretera de terracería
- El Copante, a una distancia de 9 con carretera de terracería
- Estanzuelas, a una distancia de 8 con carretera de asfalto
- San Juan Bosco, a una distancia de 14 con carretera de terracería
- El Chán Grande, a una distancia de 16 con carretera de terracería
- El Chanito, a una distancia de 8 con carretera de terracería
- La Vega, a una distancia de 6 con carretera de terracería
- San Rafaelito, a una distancia de 5 con carretera de terracería
- El Fucío, a una distancia de 3 con carretera de terracería
- El Quequexque, a una distancia de 6 con carretera de terracería
- Media Cuesta, a una distancia de 10 con carretera de terracería
- El Volcancito, a una distancia de 5 con carretera de terracería
- La Cuchilla, a una distancia de 4 con carretera de terracería

### **1.1.1.3. Clima**

Según datos tomados del centro de salud, con base a la estación meteorológica Los Esclavos, estos son los siguientes:

- Temperatura media anual: de 12 a 18 grados centígrados

- Altitud: varía de 900 a 1 400 metros sobre el nivel del mar, esto se debe a la irregularidad del terreno.
- Precipitación: de 1,000 a 2 300 milímetros anuales
- Vientos: de norte a sur

Por su altitud se encuentra un clima templado, la temperatura más baja se halla de noviembre a enero, y los meses más cálidos son en marzo y abril, para luego entrar a la época de lluvias, que es de mayo a octubre, teniendo en este último mes las precipitaciones más grandes.

#### **1.1.1.4. Hidrografía**

En el municipio de san Rafael Las Flores, están los siguientes ríos y otros:

- Ríos: Dorado, Tapalapa, Los Vados, Abajo, Los Esclavos, El Salto
- Quebradas: Las Culebras, Piedras de Afilas, Peña Oscura Onda, Escobal
- Laguna de Ayarza
- Cerros: La Muñeca, Las Flores, Del Mudo, El Volcancito y La Cumbre

#### **1.1.1.5. Orografía**

El territorio de San Rafael Las Flores, Santa Rosa participa en la zona orográfica meridional del país. La cordillera principal se compone de cerros formados por rocas eruptivas que causan hundimientos en el descenso de las montañas hacia el litoral. Se inicia en las estribaciones de la Sierra Madre y los volcanes Cerro Redondo y Jumaytepeque.

#### **1.1.1.6. Producción agrícola**

Se basa en el comercio que realizan a través de cultivos y los productos de artesanía, se cosechan semillas y cereales principalmente, también cosechan frutas y verduras.

Entre las actividades de artesanía que realizan están la alfarería y la jarca; también elaboran petates de tule y materiales de construcción. En el municipio existen muchos aserraderos y de allí se elaboran productos de pabela. Los productos más cosechados son: trigo, maíz, frijol, arroz.

#### **1.1.1.7. Población**

De acuerdo al Censo Poblacional del INE del 2002, San Rafael Las Flores tiene una población de 9 078 habitantes, 4 614 hombres y 4 474 mujeres, con una población ladina de 99,60% y una densidad de 117 habitantes por kilómetro cuadrado. Es conveniente enfatizar que esta población ha tenido un crecimiento significativo en los últimos años y por ende la demanda de servicios y atención que necesita para los mismos.

El Instituto Nacional de Estadística, con sus siglas INE, reporta un crecimiento poblacional del 34% para el 2010, el mayor del departamento, lo que indica que la población de 9 078 habitantes que registró el censo de 2002, ascenderá a 12 137, caracterizándose con una mayor concentración en el área rural.

## **1.2. Aspectos de infraestructura**

Esta comprende toda la infraestructura del lugar, así como la red vial que comunica al municipio con la capital y la cabecera departamental, la cual en su mayoría se encuentra en buenas condiciones.

### **1.2.1. Vías de acceso**

Por la carretera departamental Santa Rosa 3-N rumbo suroeste, hay 18 kilómetros a Casillas, al suroeste 7,5 kilómetros a Nueva Santa Rosa y 1,5 kilómetros a Santa Rosa de Lima, de donde en dirección oestesuroeste son aproximadamente 20 a Barberena, que entronca con la carretera Interamericana CA-1, que rumbo este-sureste 8 kilómetros conduce a la cabecera departamental de Cuilapa.

La red vial que comunica al municipio con la capital y la cabecera departamental, está en buenas condiciones, pero las vías de comunicación hacia las comunidades son insuficientes, y están en mal estado, comenzando con la carretera de acceso a la cabecera municipal que son tres kilómetros de mala terracería.

Para llegar al área urbana del municipio de San Rafael las Flores se cuenta con tres accesos; del norte, vía Mataquescuintla. Del sur, vía Casillas, Barberena. Donde su carretera es transitable todo el tiempo. Del oriente, vía Ayarza, Jutiapa.

### **1.2.2. Servicios públicos**

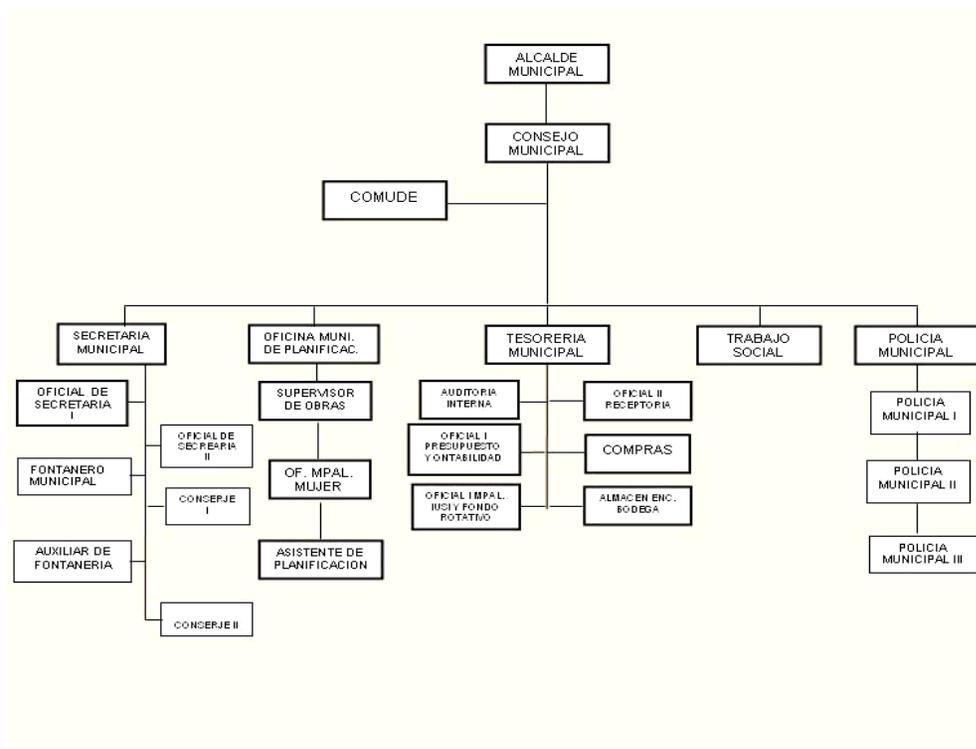
Son brindados por la municipalidad los cuales consisten en: alumbrado público, drenajes, agua potable, caminos, escuelas, centros de salud,

seguridad. A demás de contar con entidades privadas como bancos, colegios, clínicas y otros.

### 1.2.3. Organización comunitaria

El municipio de está organizado de la siguiente manera:

Figura 2. **Organigrama municipal de San Rafael Las Flores, Santa Rosa**



Fuente: Secretaria Municipal de San Rafael Las Flores, Santa Rosa.

### 1.2.4. Principales necesidades de infraestructura del municipio

Diseño de un sistema de agua potable para el caserío Las Cortinas y un puente vehicular sobre el río Los Callejones.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño del sistema de agua potable para el Caserío las Cortinas, San Rafael Las Flores, Santa Rosa**

La selección del sistema a utilizar se hace de acuerdo con la fuente disponible y la capacidad económica de la comunidad para costear la operación y mantenimiento del mismo; el sistema más económico y conveniente de construir es el de gravedad, por lo que se verificó en primer lugar si las condiciones del terreno lo permitían.

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

Para este sistema se cuenta con un sistema de bombeo del agua al tanque de captación, línea de conducción, tanque de distribución, red de distribución, cajas, válvulas, conexiones domiciliarias. Para la ejecución física del proyecto, la comunidad, consciente de la importancia del vital líquido, aportará la mano de obra no calificada requerida.

- Orden de los levantamientos topográficos

Dependiendo del tamaño, tipo de proyecto, habitantes a ser beneficiados, características del terreno, aparatos a emplearse y errores permisibles, los levantamientos topográficos pueden ser: de primero, segundo o tercer orden, para el tipo de caso que se tiene se usará el de primer orden.

- Levantamiento topográfico de primer orden

Debe usarse en levantamientos de sistema por gravedad con diferentes totales de altura entre puntos obligados críticos menores de 5 m/Km. También debe usarse en sistemas por bombeo.

El levantamiento planimétrico se referirá al meridiano magnético y será efectuado con teodolito de precisión y cinta métrica metálica de precisión. El levantamiento altimétrico será efectuado con nivel de precisión de trípode, referenciado al banco de marca convencional o de preferencia geodésico.

## **2.1.2. Levantamiento topográfico**

Tiene por objeto medir las extensiones del terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno, tanto en línea de conducción como en distribución así como tanques y demás obras en sistema, la topografía se compone de planimetría y altimetría, los cuales se pueden realizar con teodolito y nivel de precisión respectivamente, dependiendo del orden del levantamiento topográfico.

### **2.1.2.1. Altimetría**

La altimetría o nivelación se realizó a través de un método indirecto, el cual es llamado taquimétrico; permite definir las cotas del terreno a trabajar, tanto en las irregularidades, cambios de dirección importantes como en lugares donde se realizaran obras.

### **2.1.2.2. Planimetría**

Es la manifestación de la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario; para este proyecto se utilizó el método de conservación del azimut, considerando un norte arbitrario como referencia.

### **2.1.3. Fuentes de agua**

Las fuentes de agua constituyen el principal recurso en el suministro de agua en forma individual o colectiva para satisfacer sus necesidades de alimentación, higiene y aseo de las personas que integran una localidad. Su ubicación, tipo, caudal y calidad del agua serán determinantes para la selección y diseño del tipo de sistema de abastecimiento de agua que ha de diseñarse y construirse.

Es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para dotar de agua en cantidad suficiente a la población y, por otro, realizar el análisis físico, químico y bacteriológico del agua y evaluar los resultados con los valores de concentración máxima admisible recomendados, en este caso el tipo de fuente de agua será subterránea y es un recurso muy bueno en cuanto a la calidad del agua se refiere, ya que ésta es muy difícil que esté contaminada.

### **2.1.4. Caudal de aforo**

El aforo es la operación para medir un caudal, es decir, el volumen de agua por unidad de tiempo y éste se mide en lts/seg. La fuente de agua para el caserío Las Cortinas proviene de un pozo, la cual se bombeará agua hacia el tanque.

Cuando en el aforo por bombeo se observan descensos producidos en el pozo, estos se llaman ensayos de bombeo y/o ensayos de interferencia. La medición de los niveles del agua, después del cese de bombeo en el propio pozo de bombeo, se llama ensayo de recuperación. Todos esos bombeos se realizan en condiciones controladas, a fin de que después de conocida la variación de una magnitud y sus efectos, se puedan determinar las

### **2.1.5. Análisis de la calidad del agua**

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que su calidad debe ser agua sanitariamente segura para consumo humano que está exenta de patógenos y sustancias tóxicas cumpliendo las Normas COGUANOR NGO 29 001. Para la misma se tomo una muestra del pozo para análisis de laboratorio los resultados se adjuntan en el anexo.

#### **2.1.5.1. Examen bacteriológico**

Mediante el examen bacteriológico es posible determinar la presencia del grupo coliforme total, representado por la EscherichiaColi, la cual es una bacteria que no es patógena pero se encuentra presente en los intestinos de los seres vivos. Las muestras para análisis bacteriológicos se tomarán en envases adecuados, esterilizados, de boca ancha y tapón hermético esmerilado, cuya capacidad mínima debe de ser de 100 mililitros.

Cuando las aguas no llenan los requisitos de potabilidad, éstas deben ser tratadas, mediante procesos adecuados, como por ejemplo el desarenamiento, sedimentación, filtración y desinfección, este último debe adoptarse en todos los sistemas públicos para asegurar la calidad del agua, principalmente si se determina que existe contaminación bacteriológica.

### **2.1.5.2. Examen físico químico sanitario**

Este análisis determina las características físicas del agua las cuales son percibidas a través de los sentidos por medio del olor, color, sabor, el potencial hidrógeno, que determina la acidez o alcalinidad del agua; y la turbidez que es el efecto óptico que es consecuencia de la dispersión o interferencias de los rayos luminosos que pasan a través del agua, la que contiene pequeñas partículas en suspensión.

Este análisis es de gran importancia, ya que permite determinar las cantidades de materia mineral y orgánica que se encuentran en el agua, que pueden afectar su calidad, proporciona datos acerca de su contaminación y también puede mostrar variaciones ocasionadas por el tratamiento, lo cual es indispensable para controlar el proceso de purificación del agua

### **2.1.6. Criterios de diseño**

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable comprende la determinación de cantidades, diámetros, resistencia y tipo de tuberías, diseño de obras complementarias, planos de construcción, presupuesto, análisis del agua y otros aspectos importantes para el óptimo funcionamiento del sistema.

#### **2.1.6.1. Período de diseño**

Es el número de años, para el cual el sistema va a proporcionar un servicio satisfactorio a la población, es recomendable que éste no sea menor de 20 años; además, se debe contemplar un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción, aproximadamente de 2 años, por lo que en este proyecto, se tomó un período de diseño de 30 años.

### 2.1.6.2. Población de diseño

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional, se recomienda utilizar el Método Geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones de países en vías de desarrollo.

Para el efecto, se utiliza la población actual que registra el último censo realizado en la comunidad, siempre y cuando éste sea confiable, para la tasa de crecimiento poblacional, puede considerarse las estimaciones calculadas por el Instituto Nacional de Estadística, en el proyecto, se utilizó la tasa la cual es del 2,30 %. La ecuación para calcular la población de diseño es:

$$P_F = P_O(1+r)^n$$

Donde:

$P_F$ = Población Futura;

$P_O$ = Población inicial = 324 habitantes

$r$ = Tasa de crecimiento = 3,40 %;

$n$ = período de diseño = 30 años

$$P_F = 324(1+0,034)^{30} = 884 \text{ habitantes}$$

### 2.1.6.3. Dotación

La dotación se determina en función de aspectos como: la demanda de la comunidad, la cual está en función a sus costumbres, que están regidas por la cultura y el clima que afecta a la zona; disponibilidad del caudal de la fuente, la capacidad económica de la comunidad para costear el mantenimiento y operación del sistema la dotación del sistema será de 100 litros sobre segundo.

Algunas dotaciones recomendadas por algunas instituciones en el país dependiendo del tipo de abastecimiento que se tenga:

**Tabla I. Dotaciones recomendadas**

Dotación (l/s)	Sistema de Abastecimiento
30 a 40	Pozo excavado y bomba manual
50 a 100	Pozo excavado y bomba de gasolina
100 a 150	Pozo excavado y bomba eléctrica
40 a 50	Llena Cántaros en clima frío
50 a 60	LLena Cántaros en clima cálido
60 a 80	Conexión predial en clima frío
100 a 150	Conexión domiciliar en clima frío y en zonas urbanas marginales
150 a 200	Conexión domiciliar en clima cálido y en colonias no residenciales
200 a 250	Colonias residenciales

Fuente: normas de diseño, INFOM – UNEPAR.

#### **2.1.6.4. Factores de consumo**

En un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por una serie de factores que varían en función del tiempo, las costumbres de la región, las condiciones climáticas, y las condiciones económicas que son inherentes a una comunidad, y que varían de una comunidad a otra.

Estos factores de seguridad se utilizan, para garantizar el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua, en cualquier época del año, bajo condiciones no previstas.

#### **2.1.6.4.1. Factor de Día Máximo**

Este incremento porcentual se utiliza, cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. En acueductos rurales, el FDM puede variar de 1,20 a 1,50 y se recomienda utilizarlo de la siguiente forma:

- Para poblaciones menores de 1,000 habitantes un FDM de 1,40 a 1,50
- Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes un FDM de 1,20 a 1,30

Para el proyecto del caserío Las Cortinas, se utilizó un factor de día máximo de 1,50 ya que la población actual es de 90 habitantes < 1 000 habitantes.

#### **2.1.6.4.2. Factor de Hora Máximo**

Este otro factor, como el anterior, también depende del número de habitantes a beneficiar según sus costumbres. El FHM para sistemas rurales puede variar de 2,20 a 2,50 se puede considerar de la manera siguiente:

- Para poblaciones menores de 1 000 habitantes, un FHM de 2,40 a 2,50
- Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes, un FHM de 2,20 a 2,30

Para el sistema de abastecimiento de agua del caserío Las Cortinas, se utilizó un Factor de Día Máximo de 2,50 porque su población es menor a 1,000 habitantes.

### 2.1.7. Determinación de caudales

Es conocido también como caudal medio ( $Q_m$ ) y es la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con estos registros, se puede calcular en función de la población futura y la dotación asignada en un día.

#### 2.1.7.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario para Caserío las Cortinas, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{MED} = \frac{P_f * \text{dotación}}{86\ 400}; \quad Q_{MED} = \frac{884 \text{ hab} * 100 \text{ l/hab/día}}{86\ 400 \text{ s/día}} = 1,02 \text{ l/s}$$

#### 2.1.7.2. Caudal máximo diario

Es el caudal de consumo máximo que se da durante las 24 horas del día observado durante un año; también es conocido como caudal de conducción, debido a que es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción. Para su cálculo se utiliza un Factor de Día Máximo (FDM), este valor según las normas de diseño varía entre 1,20 y 1,50 para el área rural, este valor se tomará de 1,5 que es el usado para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes, además por el nivel socioeconómico de su población. El caudal máximo diario, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{MAX \text{ DIARIO}} = F_{dm} * Q_{Med};$$

$$Q_{MAX \text{ DIARIO}} = 1,50 * 1,02 \text{ l/s} = 1,53 \text{ l/s}$$

### 2.1.7.3. Caudal máximo horario

Este es el caudal de máximo consumo durante una hora de un día en el periodo de un año por la población, el caudal de hora máxima es el que se utiliza para diseñar la red de distribución, en el cálculo se usa el Factor de Hora Máximo (FHM), este factor se usa con las normas de diseño que tiene valores de 2 a 3; se tomara el valor 2,50 por tener una población futura menor de 1 000 habitantes, también por el nivel socioeconómico de su población.

El caudal máximo horario, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{MAX HORARIO}} = F_{\text{hm}} * Q_{\text{MED}};$$

$$Q_{\text{MAX HORARIO}} = 2,50 * 1,02 = 2,55 \text{ l/s}$$

### 2.1.7.4. Factor de gasto

El factor de gasto es el consumo de agua que se distribuye por vivienda, el caudal de hora máxima (caudal de distribución) se distribuye en los tramos de tubería que componen la línea de distribución, asignándoles a cada vivienda una dotación uniforme si ese es el caso.

$$FG = \frac{Q_{\text{Max Horario}}}{\text{No. de viviendas}}; \quad FG = \frac{2,55}{54} = 0,47 \text{ l/s/vivienda}$$

### 2.1.8. Captación

La captación es una estructura de concreto que sirve para proteger al manantial y recolectar el agua para abastecer a la población.

Para este proyecto se hará una captación subterránea. Elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable, se construye una estructura de captación que permita recolectar el agua, para que luego pueda ser transportada mediante las tuberías de conducción hacia el tanque de almacenamiento.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación dependerán de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase del manantial; buscando no alterar la calidad y la temperatura del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial, evitar cualquier obstrucción.

### **2.1.9. Línea de conducción**

Previamente a iniciar el levantamiento de la línea de conducción, deberá hacerse un recorrido desde la fuente hacia el caserío para hacer una selección preliminar de la localización de dicha línea.

- Diseño de línea de conducción

Esta puede definirse como el conjunto de tubería que inicia desde las obras de captación, hasta el tanque de distribución, las cuales están diseñadas para trabajar a presión. Para dicha línea, se debe seleccionar la clase y diámetro de tubería que se ajuste a la máxima economía, siempre y cuando la capacidad de la tubería sea suficiente para transportar el caudal deseado.

Es conveniente incrementar la longitud horizontal de la misma, en un porcentaje de 2% a 5%, de acuerdo con pendiente del terreno, cuanto más quebrado sea, mayor será el porcentaje; para el proyecto se tomó un 5% de incremento. Para hacer eficiente la línea de conducción.

Puede requerirse de desarenadores, cajas rompe presión, válvulas reguladoras de presión, válvulas de expulsión de aire, válvulas de limpieza, llaves de paso, reductores, codos, anclajes etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño, según a las condiciones y características particulares.

- Presiones y velocidades

La presión hidrostática en línea de conducción es recomendable mantenerla debajo de 80 metro columna de agua ya que arriba de ésta se hace necesario prestar especial atención; la máxima presión permisible bajo este cuidado es de 90 metro columna de agua.

En caso de no poder mantener presiones debajo de los límites, se hace necesario el uso de cajas rompe presión; esto para evitar mal funcionamiento del sistema. La presión hidrodinámica en la línea de conducción no debe ser mayor de 60 metro columna de agua a continuación un ejemplo de un tramo.

Datos:

De Tanque A E – 12,1

Cota inicial del terreno = 1 000

Cota final del terreno = 969,72

Longitud = 313,69 m

Caudal = 1,53 l/s

Coefficiente de rugosidad = 150

Al aplicar la fórmula de Hazen & Williams y sustituir valores, se puede obtener el diámetro adecuado para el tramo que se está analizando.

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \Phi^{4,87}} \rightarrow \Phi = \left( \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * h_f} \right)^{1/4,87}$$

$$\Phi = \left( \frac{1743,811 * 313,69 * 1,53^{1,85}}{150^{1,85} * 30,28} \right)^{1/4,87} = 1,31$$

Por lo que el diámetro a utilizar es de 1 1/2"

$$H_f = \frac{1743,811 * 313,69 * 1,53^{1,85}}{150^{1,85} * 1,5^{4,87}} = 15,70 \text{ m}$$

$$\text{Cota Piezométrica} = \text{Cota Tanque} - H_f = 1\ 000 - 15,70 = 984,30 \text{ m}$$

- Cálculo del diámetro económico a utilizar en la línea de conducción desde el pozo de captación, hasta el tanque de almacenamiento.

Datos a utilizar:

Bomba de eje horizontal (PVC de junta rápida)

$$Q = 1,53 \text{ l/s}$$

$$\text{Tiempo de bombeo} = 12 \text{ horas}$$

$$\text{Tiempo} = 30 \text{ años}$$

$$\text{Interes (R)} = 15\%$$

Generador de Diesel

$$\text{Rendimiento} = 0,065 \text{ gal/hr/HP}$$

$$\text{Eficiencia} = 60\%$$

$$\text{Costo del diesel} = Q\ 36.50$$

- Cálculo de caudal de bombeo

$$QB = \frac{Q_{\text{Maxdiario}} * 24}{TB}; \quad QB = \frac{1,53 * 24}{12} = 3,06 \text{ l/s}$$

Donde:

QB = caudal de bombeo

TB = Tiempo de bombeo

- Cálculo de diámetros a utilizar

$$\Phi = \sqrt{\frac{1,974 * QB}{V}}; \quad \Phi = \sqrt{\frac{1,974 * 3,06}{0,60}} = 3,17'' \quad \Phi = \sqrt{\frac{1,974 * 3,06}{2}} = 1,74''$$

Donde:

V = velocidad de 0,60 a 2 l/s, para evitar el golpe de ariete

$$\Phi = (2'', 2 \frac{1}{2}'', 3'')$$

- Cálculo del costo de la tubería

$$\Delta = \frac{R(R+1)^n}{(R+1)^n - 1}; \quad R = \frac{\text{Interes anual}}{12}; \quad n = \text{Nb. de años} * 12$$

$$R = \frac{0,15}{12} = 0,0125; \quad n = 30 * 12 = 360 \text{ meses}$$

$$\Delta = \frac{0,0125(0,0125+1)^{360}}{(0,0125+1)^{360} - 1} = 0,016$$

$$\text{No. de tubos a usar} = \frac{L * 1,05}{6} = \frac{173\text{m} * 1,05}{6\text{m}} = 30,27 \cong 31 \text{ tubos}$$

Tabla II. Costo de tubería según su diámetro

$\Phi$	$\Delta$	No. de tubos	Precio (Q)	Total (Q)
2	0,016	31	276,58	8 573,98
2 1/2	0,016	31	343,23	10 640,13
3	0,016	31	409,87	12 705,97

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de las pérdidas en la tubería

$$Hf_{2"} = \frac{1743,811 * 173 * 1,05 * 3,06^{1,85}}{150^{185} * 2^{4,87}} = 8,08 \text{ m}$$

$$Hf_{2,5"} = \frac{1743,811 * 173 * 1,05 * 3,06^{1,85}}{150^{185} * 2,5^{4,87}} = 2,73 \text{ m}$$

$$Hf_{3"} = \frac{1743,811 * 173 * 1,05 * 3,06^{1,85}}{150^{185} * 3^{4,87}} = 1,12 \text{ m}$$

- Cálculo de las potencia según el diámetro

$$\text{Pot} = \frac{Hf * Qb}{76 * e^2}; \quad \text{Pot}_{2"} = \frac{8,08 * 3,06}{76 * 0,60^2} = 0,9036 \text{ HP}$$

$$\text{Pot}_{2,5"} = \frac{2,73 * 3,06}{76 * 0,60^2} = 0,3053 \text{ HP}; \quad \text{Pot}_{3"} = \frac{1,12 * 3,06}{76 * 0,60^2} = 0,0162 \text{ HP}$$

- Cálculo del tiempo de bombeo

$$\frac{12 \text{ hr}}{\text{día}} * \frac{30 \text{ días}}{1 \text{ mes}} * = 360 \text{ horas}$$

**Tabla III. Costo del uso de una bomba de diesel**

Φ	Potencia	No. de horas	Rendimiento	Costo diesel	Total (Q)
2	0,9036	360	0,065	36,50	771,76
2 1/2	0,3053	360	0,065	36,50	260,76
3	0,0162	360	0,065	36,50	13,84

Fuente: elaboración propia.

**Tabla IV. Costo de tubería a utilizar**

Φ	Costo de la tubería (Q)	Costo del Bombeo (Q)	Costo Total (Q)
2	8 573,98	771,76	9 345,73
2 1/2	10 640,13	260,76	10 900,89
3	12 705,97	13,84	12 719,81

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la potencia de la bomba: la altura del nivel de agua al eje de la bomba es de 1,75 metros.

$$H_{f_3} = \frac{1743,811 * 1,75 * 1,05 * 3,06^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}} = 1,08 * 10^{-2} \text{ m}$$

- Pérdida por la línea de impulsión

$$Hf_{3"} = \frac{1743,811 * 173 * 1,05 * 3,06^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}} = 1,12 \text{ m}$$

- Pérdida por velocidad

$$V = \frac{1,974 * 3,06}{(3,057)^2} = 0,65; \quad H = \frac{V^2}{2g}; \quad H = \frac{0,65^2}{2(9,81)} = 0,022 \text{ m}$$

- Pérdidas menores

$$10\% \text{ de } H_s; \quad 0,10 * 1,12 = 0,112$$

$$CDT = 1,75 + 1,08 * 10^{-2} + 1,12 + 0,22 + 0,112 + 70 = 73,21 \text{ m}$$

$$Pot = \frac{73,21}{76 * 0,6} = 1,60 \text{ HP}$$

- Verificando el golpe de ariete

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \left(\frac{2,07E4}{3E4}\right) * \left(\frac{3,057}{0,255}\right)}} = 171,07$$

$$\frac{\Delta P = \alpha * V}{g}; \quad \frac{\Delta P = 171,07 * 0,65}{9,81} = 11,33 \text{ HP}$$

$$H + AP < \text{Presión}; \quad 70 + 11,33 < 160; \quad 81,33 < 160 \text{ ok}$$

Se puede utilizar tubería de 160 psi y diámetro de 3 pulgadas.

### **2.1.10. Tanque de almacenamiento**

Para el sistema se utilizará un tanque de almacenamiento o distribución que tendrá como principales objetivos el de suministrar agua a la población durante todas horas, no importando las variaciones de consumo que se tengan y la de tener agua en reserva por cualquier suspensión del agua de la fuente, por lo que es muy importante para el funcionamiento del diseño del proyecto.

Dentro de los principales componentes del tanque se tienen: el depósito principal, caja de válvula de entrada y de salida, tapaderas para entrada, dispositivo de desagüe y rebalse, respiraderos y clorador, los requisitos sanitarios del tanque de almacenamiento.

- Cubierta hermética, que impida la penetración de aves, agua, polvo del exterior, con pendiente para drenar el agua de lluvia.
- Evitar la entrada de luz para que no nazcan algas.
- El tubo de ventilación tendrá la abertura exterior hacia abajo, con rejilla, para impedir la entrada de insectos y polvo.
- Escotilla de visita para inspección de limpieza, ubicada cerca de la tubería de entrada, para facilitar el aforo del caudal en cualquier momento.
- El diámetro mínimo de la tubería de rebalse será igual al de la tubería de entrada al tanque.

- El tubo de salida se colocará al lado opuesto del tubo de entrada, para que el agua circule en el tanque.
- Contará con escaleras interiores y exteriores, si el tanque excede de 1,20 metros de alto.
- La superficie del terreno alrededor del tanque, tendrá una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial, sobresaliendo las paredes por lo menos 30 centímetros, de la superficie del terreno.
- El fondo del tanque estará siempre por encima del nivel freático.
- Funciones principales de un tanque de distribución
  - Suplir las demandas máximas horarias, esperadas en la línea de distribución.
  - Almacenar un volumen determinado de reserva, por eventualidades
  - Regular presiones en la red de distribución
  - Proporcionar una presión suficiente, para que funcione el sistema

El volumen necesario para compensar la variación de consumo puede ser establecida mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la población estudiada y cuando se carezca de ésta, pueden adoptarse los criterios de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), los cuales establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario; que se aplican de acuerdo a las restricciones siguientes:

- En poblaciones menor de 1,000 habitantes, del 25% al 35% del consumo medio diario, sin considerar reserva por eventualidades.

- Si la población está entre 1,000 y 5,000 habitantes, 35% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades.
  - Para poblaciones mayores a 5,000 habitantes, 40% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades.
- Cálculo de volumen de tanque de distribución

Para el diseño del tanque de distribución se toma en cuenta el criterio que la población es menor a 1 000 habitantes, se toma un valor del 25% al 35% del caudal medio diario, para el presente diseño se utilizará el 30%.

- Determinación del volumen del tanque

El volumen del tanque de almacenamiento es el siguiente:

$$VOL_{TANQUE} = \frac{Q_{MED} * 86\ 400 * \%VARIACIÓN}{1000}$$

$$VOL_{TANQUE} = \frac{1,02 * 86\ 400 * 30\%}{1000} = 26,44\ m^3$$

- Dimensiones del tanque de almacenamiento

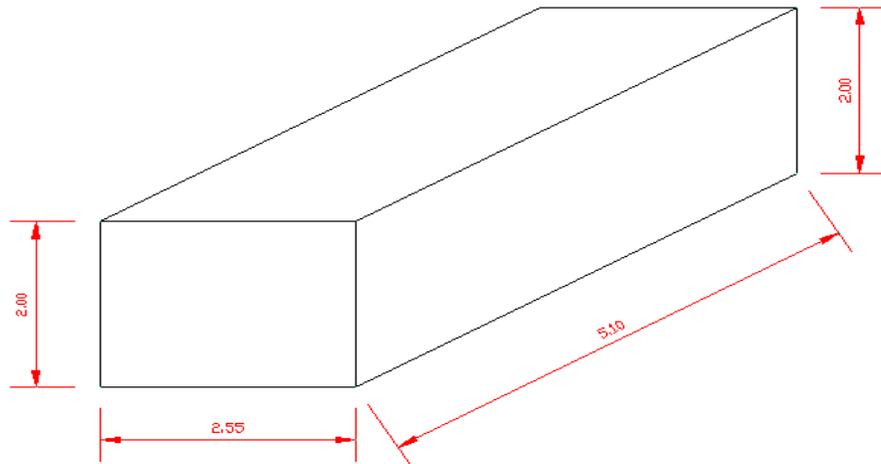
Sí;

$$L = 2 * a; \quad V = 2 * H * a^2; \quad \text{donde } H = 2,$$

$$26 = 2 * a^2 * 2;$$

$$\text{Entonces:} \quad a = 2,55\ m; \quad L = 2,55 * 2 = 5,10\ m; \quad H = 2,00\ m$$

Figura 3. **Tanque de almacenamiento**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- **Diseño de tanque de distribución**

El tanque poseerá muros contruidos de concreto ciclópeo, lo cual significa que estarán hechos de piedra bola y las medidas de la roca variarán desde dos hasta seis pulgadas de diámetro, las cuales se unirán entre si con mezcla de cemento o sabieta, utilizando una proporción de 1:3; los muros del tanque estarán sometidos a fuerzas del agua y del suelo, por lo cual se procederá a realizar su diseño, tomando en cuenta las dimensiones propuestas.

- **Diseño de losa**

Las dimensiones de la losa serán de 2,55 m \* 5,10 m empleándose el método 3 del Código ACI.

- Espesor de losa;  $t_{\text{LOSA}} = P / 180$ ; Donde P = Perímetro

$$t = \frac{2(2,55) + 2(5,10)}{180} = 0,085 \cong 0,09 \text{ m}$$

El espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cm, pero para su construcción se empleará un espesor de 10 cm, para determinar cómo trabaja la losa, se utiliza la siguiente ecuación:

$$M = a / b \geq 0,50 \text{ la losa trabaja en dos sentidos}$$

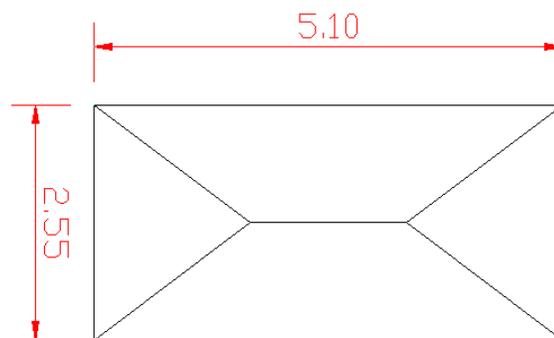
Donde:

a = Lado corto;

b = Lado mayor

$$M = \frac{2,55}{5,10} = 0,50; \text{ la losa trabaja en dos sentidos}$$

Figura 4. **Diseño de la losa del tanque**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Carga muerta (CM)

Son cargas que estarán durante toda la vida útil del proyecto,

$$W \text{ propio de losa} = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total carga muerta} = 240 \text{ Kg/m}^2 + 90 \text{ Kg/m}^2 = 330 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta última (CM}_U) = 1,40 * 330 \text{ Kg/m}^2 = 462 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga viva (CV): Son cargas que soportará la losa en ocasiones eventuales, por ser solo de cubierta.

Donde:  $(CV) = 100 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Carga viva última} = 1,70 * 100 = 170 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última (CU): Es cuando se le han aplicado los factores que recomienda el ACI a la carga viva y muerta.

$$CU = 1.4*(CM) + 1.7*(CV) = 462 \text{ kg/m}^2 + 170 \text{ kg/m}^2 = 632 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos: Para calcular los momentos de diseños se tomó una franja unitaria de 1,0 m; es decir si  $CU = 632 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 632 \text{ kg/m}$ , entonces el valor de  $CU = 632 \text{ kg/m}$

$$M_a(-) = C * CU_u * a^2 ;$$

$$M_b(-) = C * CU_u * b^2$$

$$Ma(+)= C * CVu * a^2 + C * CMu * a^2; \quad Mb(+)= C * CVu * b^2 + C * CMu * b^2$$

Donde: C= Coeficiente de tabla ACI; a = Lado considerado de la losa

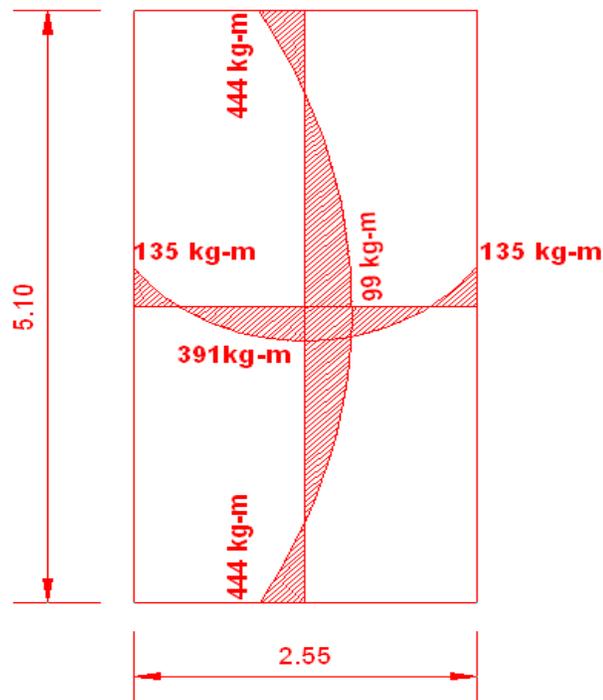
$$Ma(-) = 0,033 * 632 \text{ kg/m} * (2,55 \text{ m})^2 = 135,62 \text{ kg - m}$$

$$Mb(-) = 0,027 * 632 \text{ kg/m} * (5,10 \text{ m})^2 = 443,84 \text{ kg - m}$$

$$Ma(+)= 0,095 * 170 \text{ kg/m} * (2,55 \text{ m})^2 + 0,095 * 462 \text{ kg/m} * (2,55 \text{ m})^2 = 390,41 \text{ kg - m}$$

$$Mb(+)= 0,006 * 170 \text{ kg/m} * (5,10 \text{ m})^2 + 0,006 * 462 \text{ kg/m} * (5,10 \text{ m})^2 = 98,63 \text{ kg - m}$$

Figura 5. Momentos en losa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Cálculo del área de acero

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

$$M_A = 391 \text{ Kg-m}; \quad M_B = 444 \text{ Kg-m}$$

$$t = 10 \text{ cm}; \quad d = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2,5 = 7,50 \text{ cm}$$

$$A_{sA} = (100 * 7,50) - \left( \sqrt{\frac{(100 * 7,50)^2 - (391 * 100)}{0,003825 * 210}} \right) * 0,85 \left( \frac{210}{2810} \right) = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = (100 * 7,50) - \left( \sqrt{\frac{(100 * 7,50)^2 - (444 * 100)}{0,003825 * 210}} \right) * 0,85 \left( \frac{210}{2810} \right) = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Chequeo del área mínima de acero que requerirá la losa

$$A_{s(MIN)} = 0,40 \left( \frac{14,1}{2810} \right) * 100 * 7,50 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área mínima de acero es menor que la que necesitaría los lados A y B se ocupará el área encontrada para cada uno de los lados.

Área	Espaciamiento
2,11 cm <sup>2</sup>	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	S

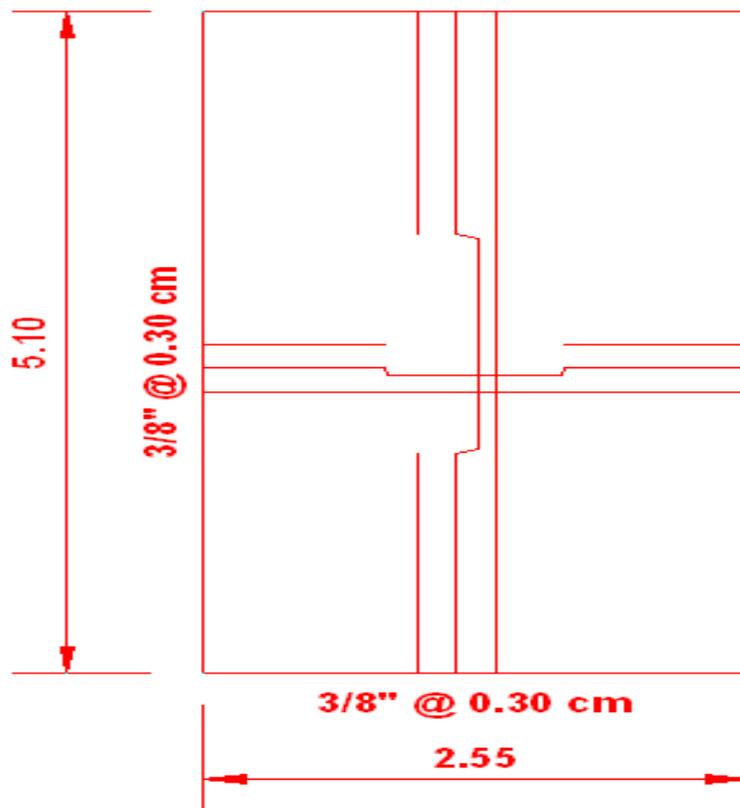
$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2,11 \text{ cm}^2} = 0,34$$

Área	Espaciamiento
2,40 cm <sup>2</sup>	100 cm
0,71 cm <sup>2</sup>	S

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2,40 \text{ cm}^2} = 0,29 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciamiento de S = 30 cm.

Figura 6. **Armado de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Diseño de viga, sección de viga de 0,15 cm x 0,20 cm

Tabla V. **Datos a utilizar en el diseño de una viga**

$F'c = 210 \text{ kg/m}^2$	$CV_U = 170 \text{ kg/m}$	$t = 10 \text{ cm}$
$Fy = 2810 \text{ kg/m}^2$	$CM_U = 462 \text{ kg/m}$	$Rec = 4 \text{ cm}$
$\delta_c = 2400 \text{ kg/m}^3$	$CU = 632 \text{ kg/m}$	$d = 16 \text{ cm}$

Fuente: elaboración propia.

Donde:

$$W_{LOSA} = \frac{C_u * a}{b}; \quad W_{LOSA} = \frac{632 \text{ kg/m} * 2,55 \text{ m}}{5,10 \text{ m}} = 316 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{W_{LOSA} * b^2}{8}; \quad M = \frac{316 \text{ kg/m} * (5,10 \text{ m})^2}{8} = 1028 \text{ kg/m}$$

$$AS = (15 * 16) - \left( \sqrt{\frac{(15 * 16)^2 - (1028 * 15)}{0,003825 * 210}} \right) * 0,85 \left( \frac{210}{2810} \right) = 2,80 \text{ cm}^2$$

- Chequeo con el área máxima y mínima de acero

$$AS_{(MIN)} = \left( \frac{14,1}{fy} \right) * b * d; \quad AS_{(MIN)} = \left( \frac{14,1}{2810} \right) * 15 * 16 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$AS_{MAX} = \rho_{MAX} * b * d;$$

donde:  $\rho_{MAX} = 0,50 \rho_{BALANCEADO}$

$$\rho_{\text{BALANCEADO}} = \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

$$\rho_{\text{BALANCEADO}} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2810} * \frac{6090}{2810 + 6090} = 0,037$$

$$\rho_{\text{MAX}} = 0,50 * 0,037 = 0,019$$

$$AS_{\text{MAX}} = 0,019 * 15 * 16 = 4,56 \text{ cm}^2$$

$$1,20 \text{ cm}^2 \leq 2,80 \text{ cm}^2 \leq 4,56 \text{ cm}^2$$

- Chequeo contra cortante

$$V_U = \frac{W_{\text{LOSA}} * b}{2}; \quad V_U = \frac{316 * 5,10}{2} = 805 \text{ kg}$$

$$V_R = 0,85 * \Phi * \sqrt{F'_c} * b * d$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 15 * 16 = 1567 \text{ kg}$$

$V_R = 1567 \text{ kg} > V_U = 805 \text{ kg}$ , la viga necesita estribos por armado.

- Diseño muros

Datos:

Peso específico del suelo ( $\delta_s$ ) = 1,400 Kg/m<sup>3</sup>

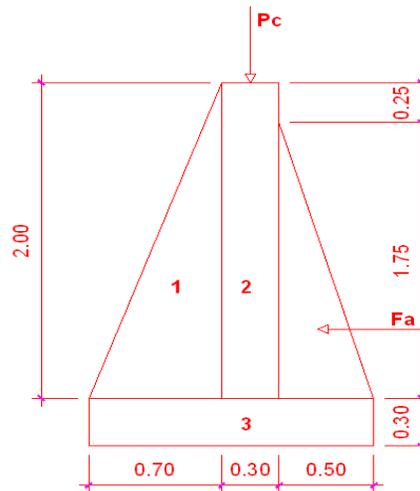
Peso específico del concreto ( $\delta_c$ ) = 2,400 Kg/m<sup>3</sup>

Peso específico del concreto ciclópeo ( $\delta_{cc}$ ) = 2,500 Kg/m<sup>3</sup>

Ángulo de fricción ( $\phi$ ) = 25°

Valor soporte del suelo ( $V_s$ ) = 15,000 kg/m<sup>2</sup>

Figura 7. Diagrama de fuerzas sobre las paredes del tanque



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$W_{\text{LOSA}} + \text{Viga de carga} = 316 \text{ kg/m} + 72 \text{ kg/m} = 388 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga puntual (Pc)} = 388 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 388 \text{ kg}$$

Momento por carga puntual ( $M_c$ )

$$M_c = 388 \text{ kg} * \left( 0,70 + \frac{0,30}{2} \right) = 330 \text{ kg} - \text{m}$$

- Fuerza Activa ( $F_a$ ) Fuerza del agua

$$F_a = \delta_{\text{Agua}} * \frac{H^2}{2}; \quad F_a = 1 \text{ 000 kg/m}^3 * \frac{1,75^2}{2} = 1 \text{ 532 kg/m}$$

- Momento de volteo respecto de 0

$$M_{Act} = Fa * \frac{H}{3}; \quad M_{Act} = 1532 * \frac{1,75}{3} = 894 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla VI. **Momento estabilizante de muro**

Sección	Dimensión (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso vol (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg) W <sub>R</sub> =A*V	Brazo (m)	Momento M <sub>R</sub> (kg-m)
1	0,70	2,00	1,40	2500	3500	2/3*(0,70) = 0,47	1645
2	0,30	2,00	0,60	2500	1500	(0,70+(0,30/2)) = 0,85	1275
3	1,50	0,30	0,45	2500	1125	1/2+0,25 = 0,75	844
					Σ = 6125		Σ = 3764

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Carga total (W}_T) = W + W_R$$

$$W_T = 388 + 6\ 125 = 6513 \text{ kg/m}$$

- Verificación de la estabilidad contra el volteo (Fsv) > 1.5

$$F_{sv} = \frac{M_R + M_C}{M_{ACT}}; \quad F_{sv} = \frac{3\ 764 + 330}{894} = 4,58$$

- Verificar la estabilidad contra deslizamiento (Fsd) > 1.5

$$F_d = W_T * \text{Coeficiente de fricción}$$

$$F_d = 6\ 513 * 0.9 \text{ Tg} (25^\circ) = 2\ 733,36 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = \frac{F_d}{F_a}; \quad F_{sd} = \frac{2\,733,36}{1\,532} = 1,78 > 1,50$$

- o Verificando la presión bajo la base del muro,  $P_{Max} < V_s$  y  $P_{Min} > 0$

$$e = \left( \frac{1}{2} * \text{Base} \right) - a; \quad e = \left( \frac{1}{2} * 1,50 \right) - 0,49 = 0,26 \text{ m}$$

$$a = \frac{M_R + M_C - M_{Act}}{WT}; \quad a = \frac{3\,764 + 330 - 894}{6\,513} = 0,49$$

El punto donde se está aplicando la fuerza es a 0,26 m.

- o Módulo de sección (Sx) por metro lineal

$$S_x = \frac{1}{6} * \text{Base}^2 * \text{Longitud}; \quad S_x = \frac{1}{6} * 1,50^2 * 1 = 0,38 \text{ m}^3$$

La presión máxima se calcula de la siguiente manera:

$$P_{Max} = \frac{WT}{A} + \frac{WT * ex}{S_x}; \quad P_{Max} = \left( \frac{6\,513}{1,5 * 1} \right) + \left( \frac{6\,513 * 0,26}{0,38} \right) = 8798,26 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{Max} \ 8\,798,26 \text{ kg/m}^2 < 15\,000 \text{ kg/m}^2$$

### 2.1.11. Desinfección

Para asegurar la calidad del agua, ésta debe someterse a tratamiento de desinfección, preferiblemente a base de cloro o compuestos clorados, el punto de aplicación de compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se

garantice una mezcla efectiva con el agua y aseguren un período de contacto de 20 minutos como mínimo, antes de que llegue el agua al consumidor, la desinfección debe ser tal que se asegure un residual de 0,20 a 0.50 miligramos sobre litro en el punto más lejano de la red.

- El cloro

Es un elemento que se utiliza como desinfectante y como blanqueador, ya sea de forma granular o líquida, este actúa de manera prolongada en el agua destruyendo los microorganismos de manera comercial lo se puede encontrar en las siguientes formas:

- Cloro gaseoso
- Cal clorada
- Hipoclorito de sodio
- Hipoclorito de calcio

- Hipoclorito de calcio

Para este sistema se propone la utilización de tabletas de hipoclorito de calcio  $\text{Ca(OCL)}$  con un contenido aproximadamente de 65% y 70% del cloro activo, para el funcionamiento no se requiere energía eléctrica, sino que será automático permitiendo el flujo del agua con las tabletas de hipoclorito de calcio para tener la solución.

Se debe mantener un rango de 5 y 20 galones por minuto a través del clorador, es de estructura sólida, con un fuerte olor, color blanco y que se disuelve fácilmente en el agua.

Debe tener dimensiones de aproximadamente 0,30 metros de diámetro y 0,90 metros de alto, se debe instalar una caja a la entrada del tanque de distribución que tendrá la función de proteger al clorador y estará constituido por una tapadera de registro con pasador y candado, este tendrá dimensiones interiores de un metro de ancho y largo, y un metro de altura.

El cloro continúa siendo la sustancia química más económica, con mayor seguridad y control que se aplica al agua para obtener su desinfección. La cantidad de cloro remanente después de un periodo de contacto específico, es necesario mantener un nivel de cloro residual para lograr el tratamiento adecuado y completo, con margen de seguridad contra una subsiguiente contaminación.

#### **2.1.12. Línea de distribución**

Es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el consumidor, su función es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad aceptable, por lo que se debe tratar el agua antes de entrar a la misma. Para el diseño de la red, será necesario considerar los siguientes criterios:

- El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar para el período de diseño, de acuerdo con el máximo consumo horario.
- La distribución debe hacerse, mediante criterios que estén de acuerdo con el consumo real de la comunidad.
- La red de distribución debe contar con los accesorios respectivos y obras de arte necesarias, para garantizar el correcto funcionamiento del sistema

de acuerdo a las normas establecidas; todo esto para facilitar su mantenimiento.

- Tipo de redes de distribución: por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:
  - Red ramificada o abierta: es la que se construye en forma de árbol, la cual se recomienda cuando las casas están dispersas. En este tipo de red, los ramales principales se colocan en las rutas de mayor importancia, de tal manera que alimente a otros secundarios. Para este proyecto se utilizó este tipo de red.
  - Red en forma de malla o de circuito cerrado: es cuando las tuberías están en forma de circuito cerrado, intercomunicados entre sí. Esta técnica funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos y permite la circulación del agua.
  - La ecuación de Hazen y Williams define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross, que se considera balanceado cuando la corrección del caudal es menor al 1% del caudal que entra.
  
- Presiones y velocidades

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución, se tiene que la presión hidrostática no debe sobrepasar los 60 metro columna de agua. En algunas situaciones, podrá permitirse una presión máxima de 70 mca ya que después de alcanzar

una presión de 64 metro columna de agua se corre el riesgo de falla en los empaques de chorros.

En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta debe estar entre 10 y 40 metro columna de agua; aunque en muchas de las regiones donde se ubica la comunidad, la topografía es irregular y se hace difícil mantener ésta, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión mínima de 6 metro columna de agua. En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda estar entre el rango de 0,4 – 3,0 metros sobre segundo.

### 2.1.13. Cálculo hidráulico de la red de distribución

Ejemplo del tramo de las estaciones E – 8.2 a E – 8.4 para el diseño hidráulico de la red de distribución, utilizando la fórmula de Hazen – Williams, que es la siguiente:

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \Phi^{4,67}}$$

Donde:

H<sub>f</sub>=perdida de carga por fricción en metros

L = Longitud,            Q= Caudal

C= Coeficiente de rugosidad de la tubería a utilizar

Ø = Diámetro de la tubería en pulgadas

Datos a utilizar:

CIT = 925,88 m

L = 72,69 m

CFT = 920,30 m

Q<sub>Ramal5</sub> = 0,4243 l/s

$$\text{CPI} = 925,88 \text{ m} \quad \text{C} = 150$$

$$\Phi = \left( \frac{1743,811 * 72,69 * 0,4243^{1,85}}{150^{1,85} * 5,58} \right)^{1/4,87} = 0,84$$

Para chequear presiones y velocidades se usa un diámetro comercial de 1 pulgada

$$V = \frac{Q}{A}; \quad V = \frac{0,4243/1\,000}{\pi * 0,0127^2} = 0,84 \text{ m/s}$$

$$H_f = \frac{1743,811 * 72,69 * 0,4243^{1,85}}{150^{1,85} * 1^{4,67}} = 2,45 \text{ m}$$

$$\text{CPF} = 925,88 - 2,45 = 923,43 \text{ m}$$

### 2.1.13.1. Caudal de uso simultáneo

Este no debe ser menor de 0,20 litros sobre segundo; la ecuación establece la probabilidad estadística del uso simultáneo de las conexiones domiciliarias en un ramal.

$$\text{Caudal de uso simultáneo: } Q_1 = \sqrt{K(N-1)}$$

Donde:

$$k = 0,15 > 100 \text{ viviendas y } K = 0,25 \leq 100 \text{ viviendas}$$

N = número de viviendas estimadas del tramo para el final de período

Ejemplo del tramo E – 8.2 a E – 8.4; donde N = 25 casas

$$Q_1 = \sqrt{0,25(25 - 1)} = 2,45 \text{ l/s}$$

### 2.1.13.2. Caudal unitario

Para el diseño se adopta el mayor de los caudales, es decir, se calcula el caudal unitario, el que se multiplica por el número de viviendas a servir y se compara con el caudal de uso simultáneo. La ecuación de caudal unitario es:

$$Q_2 = \frac{\text{FDM} * \text{FHM} * d * N * n}{86400}$$

Donde:

FDM = facto de día máximo

FHM = factor de hora máximo

d = dotación escogida

N = número de viviendas estimadas para el final de período

n = número de habitantes por vivienda

$$Q_2 = \frac{1,5 * 2,5 * 100 * 25 * 6}{86400} = 0,65 \text{ l/s}$$

### 2.1.13.3. Diámetro de tubería

Para garantizar que todo el sistema de abastecimiento de agua preste un servicio eficiente y continuo durante su período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y diámetros adecuados; estos se pueden conseguir mediante el diseño hidráulico, utilizando la ecuación de Hazen y Williams.

$$\Phi = \left( \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf} \right)^{1/4,87} ; \quad Hf = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \Phi^{4,67}}$$

Donde:

Hf=pérdida de carga por fricción en metros

L = Longitud

Q= Caudal

C= Coeficiente de rugosidad de la tubería a utilizar

Ø = Diámetro de la tubería en pulgadas

- Tipo de tuberías: generalmente en sistemas de abastecimiento de agua, se utiliza tubería de poli cloruro de vinilo (PVC) y de hierro galvanizado (HG). La tubería PVC es una tubería plástica, económica, fácil de transportar y de trabajar. La tubería HG es de acero, recubierta tanto en su interior como en su exterior por zinc, y es utilizada donde se requiera una presión mayor de 175 metro columna de agua pasos de zanjón o aéreos.
- Diámetro de tubería: los diámetros de tubería se calculan en el diseño hidráulico; se hará necesario utilizar tuberías de diámetros comerciales para evitar atrasos y costos elevados.
- Coeficiente de fricción: Se puede utilizar un coeficiente de rugosidad (C) que varía en el rango de 140 a 160 para tubería PVC. Se recomienda un C = 140 cuando se duda de la topografía C = 150, para levantamientos topográficos de primero y segundo orden y cuando se utiliza tubería HG, puede utilizarse un C = 100.

#### 2.1.13.4. Velocidad del agua

Los ramales se diseñan utilizando la ecuación de Hazen y Williams verificando que las velocidades y las presiones.

#### 2.1.13.5. Cota piezométrica

Es la máxima presión dinámica en cualquier punto de una línea de conducción o distribución, que alcanza una columna de agua en dicho punto, es equivalente a la cota de superficie del agua en el punto de salida, menos la pérdida de carga por fricción que ocurre en la distancia que los separa.

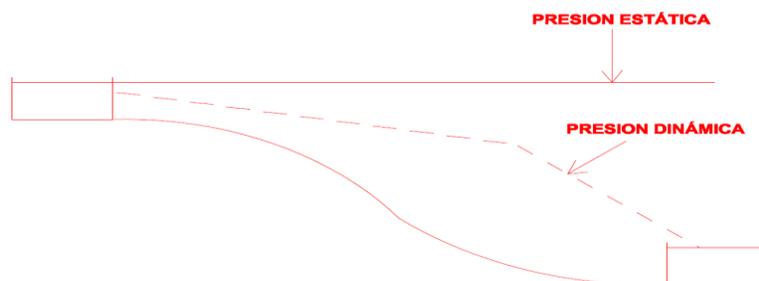
#### 2.1.13.6. Presión dinámica

Esta se produce cuando hay flujo de agua, la presión estática modifica su valor disminuyéndose por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería.

#### 2.1.13.7. Presión estática

La presión estática se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo.

Figura 8. Presión estática y dinámica



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

#### 2.1.14. Conexiones domiciliarias

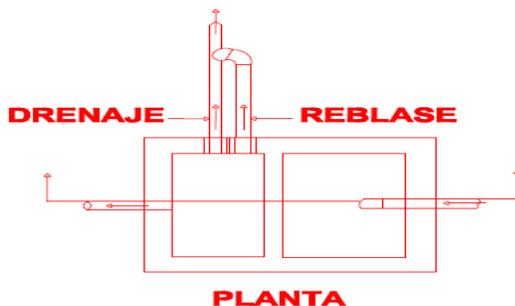
Es donde la red de distribución del sistema de abastecimiento de agua potable se traslada al interior de cada vivienda por medio de tuberías y accesorios. Para la misma se utilizará la tubería de diámetro de 2 pulgadas de pvc de 160 psi, el tipo de conexión para el proyecto será predial. Se entiende por conexión predial cada servicio que se presta a una comunidad, a base grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que ocupa. Es el tipo de servicio más recomendable para el área rural, tomando en cuenta a la vez, razones económicas.

#### 2.1.15. Obras de arte

Cuando en un tramo de tubería se tiene un fuerte desnivel, puede ser necesario seccionarlo, con el fin de que cada fracción trabaje con una carga acorde con la presión de trabajo de la tubería que se emplee.

- Caja rompe – presión: estas se utilizan en una línea de conducción, no cuentan con válvulas con flotador, la localización de las cajas está regida por la presión de trabajo de la tubería que se vaya a instalar.

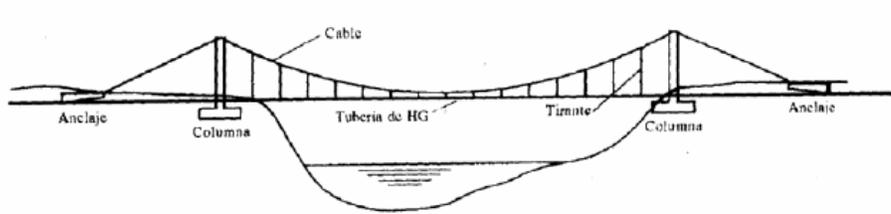
Figura 9. **Planta y corte de caja rompe presión**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

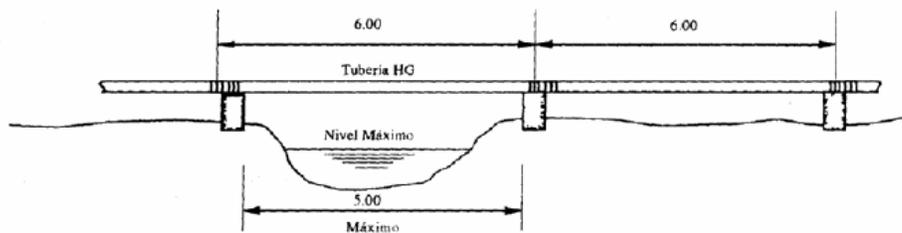
- Pasos aéreos y de zanjones: cuando es necesario salvar una depresión del terreno o atravesar un río es necesario emplear un paso aéreo, tal como se indica a continuación, y se utiliza tubería de acero galvanizado.

Figura 10. **Paso aéreo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 11. **Paso de zanjón**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 2.1.16. Válvulas

Antes de seleccionar las válvulas se deben considerar los siguientes factores: tipo de válvula, materiales de construcción, capacidad de presión y temperatura así como el costo y disponibilidad.

- Válvulas de aire: el objetivo de esta es extraer el aire que se va acumulando dentro de la tubería; debe de colocarse en la línea de conducción, después de una depresión y en la parte más alta donde el diseño hidráulico lo indique. La válvula será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC, protegida con una caja de mampostería y tapadera de concreto reforzado.
- Válvula de limpieza: en un sistema de conducción de agua, siempre se considerarán dispositivos que permitan la descarga de sedimentos acumulados; estas se deben colocar en los puntos más bajos.
- Válvulas de compuerta: son las válvulas de aislamiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están abiertas totalmente. Este tipo de válvulas se colocan en las caja rompe presión y tanque de distribución.

#### **2.1.17. Elaboración de planos**

Después de haber realizado todos los cálculos para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Cortinas, se procede a elaborar los planos constructivos, los cuales se detallan en el apéndice respectivo.

#### **2.1.18. Presupuesto**

Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y términos financieros que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas.

**Tabla VII. Presupuesto para abastecimiento de agua potable en  
caserío Las Cortinas, San Rafael Las Flores, Santa Rosa**

No.	Renglón	Cantidad	U	Precio Unitario	Sub Total	Total
1	Trabajos preliminares					
1.1	Replanteo Topográfico	2 462	km	Q 7 069,67	Q 17 406,59	
1.2	Trazo	2 462	ml	Q 6,50	Q 16 003,00	Q 33 409,59
2	Movimiento de Tierra					
2.1	Excavación	1 970	m <sup>3</sup>	Q 50,00	Q 98 500,00	
2.2	Relleno	1 642	m <sup>3</sup>	Q 40,00	Q 65 680,00	Q 164 180,00
3	Línea de Conducción					
3.1	Tubería de PVC 1 1/2"	54	T	Q 177,26	Q 9 572,04	
3.2	Tubería de PVC 2"	124	T	Q 219,13	Q 27 172,12	Q 36 744,16
4	Línea de distribución					
4.1	Tubería de PVC 2"	36	T	Q 219,13	Q 7 888,68	
4.2	Tubería de PVC 1 1/2"	199	T	Q 177,26	Q 35 274,74	Q 43 163,42
5	Obras Complementarias					
5.1	Accesorios de PVC	54	u	Q 130,00	Q 7 020,00	
5.2	Cajas de válvulas y accesorios	25	u	Q 510,00	Q 12 750,00	
5.3	Tapaderas de cajas de válvulas	25	u	Q 90,00	Q 2 250,00	
5.4	Conexiones domiciliarias	54	u	Q 375,00	Q 20 250,00	Q 42 270,00
6	Tanque de Almacenamiento					
6.1	Construcción de Tanque	1	G	Q 32 512,50		
6.2	Sistema de cloración	1	U	Q 18 680,00		Q 51 192,50
7	Sistema de Captación					
7.1	Pozo	1	U	Q 18 826,00		Q 18 826,00
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>						<b>Q 389 785,67</b>

Fuente: elaboración propia.

### **2.1.19. Programa de operación y mantenimiento**

Todo sistema de abastecimiento de agua, para incrementar su eficiencia en funcionamiento necesita un programa o planificación de operación y mantenimiento. Las actividades de operación y mantenimiento son realizadas por un operador, en este caso el fontanero, será el responsable del buen funcionamiento del servicio, con la colaboración de la comunidad.

- Programa de operación

Se dan a conocer aspectos a tomar en cuenta para una buena operación de los componentes del sistema de abastecimiento de agua.

- La cantidad y calidad del agua

De cuidar las fuentes de agentes contaminantes y captar el agua en las presas es el primer factor para el buen funcionamiento del sistema.

- Mantener el tanque de distribución lleno

Se hace necesaria la inspección del tanque, para así poder garantizar que toda vivienda contemplada este dotada del servicio.

- Mantener la presión del agua

Esto se logra con el manejo de las válvulas. El abrir o cerrar válvulas permiten que se acumulen presiones suficientes en la tubería para que el agua llegue a todas las conexiones del sistema.

- Programa de mantenimiento

Además de un programa operativo, se hace necesario el mantenimiento del sistema, para prevenir daños que se den en el transcurso del tiempo de la vida útil del proyecto, existen dos tipos de mantenimiento a dar:

- Mantenimiento preventivo

Este comprende todas las acciones y actividades que se planifiquen y realicen para que no aparezcan daños en el equipo e instalaciones del sistema de agua, éste se realizará con el propósito de disminuir la gravedad de las fallas que puedan presentarse

- Mantenimiento correctivo

Tiene en cuenta las acciones de reparación de daños en el equipo e instalaciones, causados por deterioro normal del uso del sistema de abastecimiento de agua o por acciones extrañas o imprevistas.

#### Recomendaciones para el buen uso del sistema

- En la obra de captación

En época de invierno, es recomendable visitar la fuente de agua por lo menos una vez al mes, debido a la cantidad de precipitación que se haya dado, esto se hará para detectar desperfectos, el estado de la misma y para corregir algún problema dado, debe limpiarse la fuente de maleza y vegetación, escombros o cualquier otro material que dé lugar a obstrucción o represente un peligro de contaminación.

- Revisión de la línea de conducción

Observar si hay deslaves o hundimientos de tierra, además se debe verificar si existen áreas húmedas anormales sobre la línea; si es así, se debe de explorar la línea enterrada para controlar posible fugas de agua.

- Revisión de válvulas

Debe revisarse el funcionamiento de las válvulas, abrir y cerrar las mismas lentamente para evitar daño a la tubería debido a las altas presiones, también se debe observar que no existan fugas o rupturas, si las hay deben repararse o cambiarse, esta actividad puede realizarse cada 4 meses como mínimo.

- Revisión del tanque de distribución

Realizar limpieza e inspecciones constantes al tanque de distribución, por lo menos una vez al mes, observando que el mismo no tenga grietas o filtraciones, debe verificarse que la escalera conduzca a la parte superior y que la tapa de visita estén en buenas condiciones, vigilar que las válvulas de limpieza, tubos de salida y distribución, así como el sistema de desinfección se encuentren en buen estado.

- Revisión de la red de distribución

La red de distribución constituye todo el sistema de tubería desde el tanque de distribución, hasta aquellas líneas de las cuales parten tomas o cualquier tipo de conexiones, deben inspeccionarse, recorriendo las vías por las que se encuentra enterrada la tubería, con el fin de detectar y controlar fugas u otras anomalías, es recomendable realizar la inspección cada cuatro meses.

**Tabla VIII. Programa de operación y mantenimiento**

No.	Actividad a realizar	tiempo (meses)	responsable
1	Inspección del sistema de desinfección	1	Fontanero
2	Limpieza e inspección de la captación	1	Fontanero
3	Limpieza e inspección del tanque de distribución	1	Fontanero
4	Inspección del área adyacente a la fuente, para determinar agentes de contaminación	3	Fontanero
5	Limpieza, chapeo e inspección de línea de conducción y red de distribución	4	Fontanero y comunitarios
6	Inspección de cajas de válvulas	4	Fontanero
7	Chapeo y limpieza de áreas adyacentes a la captación	6	Fontanero y comunitarios
8	Reforestar el área de la captación	12	Comunitarios
9	Realizar aforo de la fuente utilizada	12	Fontanero
10	Tomar muestras para análisis de laboratorio	12	Técnico de Salud

Fuente: elaboración propia.

### **2.1.20. Propuesta de tarifa**

Para que un sistema de agua potable cumpla con su función y sea sostenible durante el período de diseño, se requiere de un fondo para operar dicho sistema y darle su respectivo mantenimiento.

Para esto se debe determinar una tarifa que debe aportar cada una de las viviendas beneficiadas con el proyecto, la cual está en función de la operación, mantenimiento, tratamiento, administración y reserva del mismo.

- Costo de operación

Es el costo que representa el pago mensual al fontanero por la inspección y el buen funcionamiento de todo el sistema, este se calcula tomando en cuenta el pago por jornal en el municipio y las prestaciones de ley.

Pago por jornal: Q 50.00

Prestaciones: 66% (vacaciones, indemnización, aguinaldo, bono 14, IGSS)

$$\text{Salario mensual del fontanero} = \left( \frac{Q50,00}{\text{día}} \right) * \left( \frac{30\text{días}}{\text{mes}} \right) * 1,66 = Q 2 490,00$$

- Costo de mantenimiento (M)

Este costo servirá para la compra de materiales para el sistema, en caso de que sea necesario cambiarlos por deterioro de los mismos, estimando el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{(0,004 * \text{costo total del proyecto})}{\text{período de diseño}} = \frac{(0,004 * 389 785,67)}{30} \cong Q 52$$

- Costo de tratamiento (T)

Es el costo que se requiere para la compra de tabletas de cloro, método que se utilizará para la desinfección del agua, el cual se hará mensualmente, se describe de la siguiente manera:

$$T = (\text{costo de la tableta de cloro}) * (\text{No. de tabletas a utilizar en un mes})$$

$$T = (Q 1,00) * (21 \text{ tabletas por mes}) = Q 21,00 \text{ por mes}$$

- Costo de administración (A)

El costo de administración es el valor que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos y otros, el cual se estima que es el 15% de la suma de los tres costos anteriores.

$$A = 15\% * (O + M + T) = 0,15 * (2\ 490,00 + 52,00 + 21,00) = Q 384,45 \text{ al mes}$$

- Costo de reserva (R)

Este costo servirá como reserva para cubrir cualquier imprevisto que afecte el proyecto, el cual será el 10% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 10\% * (O + M + T) = 0,10 * (2\ 490,00 + 52,00 + 21,00) = Q 256,30 \text{ mensual}$$

- Tarifa calculada

Es la suma de los costos anteriores, dividido el número de viviendas:

$$\text{Tarifa} = \frac{O + M + T + A + R}{\text{No. de Viviendas}}$$

$$\text{Tarifa} = \frac{2\ 490,00 + 52,00 + 21,00 + 384,45 + 256,30}{54} = Q59,33 \text{ al mes}$$

De acuerdo al cálculo de la tarifa mensual, se determinó una cuota máxima de Q 60,00 mensuales la cual cubrirá los gastos del fontanero incluyendo sus prestaciones, los costos del mantenimiento del sistema, el costo

de desinfección del agua, así como otros gastos que puedan surgir para el buen funcionamiento del mismo.

Según datos proporcionados por la Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de San Rafael Las Flores, el ingreso promedio anual por familia en el área urbana es de Q 19 800,00 anual; mientras que en el área rural es de Q17 928,00 anual; por lo tanto para determinar si la comunidad está en condiciones para pagar la cuota mensual propuesta para este proyecto, se deben realizar los siguientes cálculos:

Tarifa máxima mensual < 5% ingreso promedio mensual de caserío Las Cortinas es área rural del municipio, por lo tanto se asumirá un ingreso promedio mensual de Q 2 490,00

$$2\,490,00 \times 0,05 = 124,50$$

$$Q\,60,00 < Q\,124,50$$

De acuerdo al costo actual para la adquisición del agua y a la capacidad económica de la población, se concluye que los beneficiarios tienen la capacidad de pagar la tarifa propuesta.

### **2.1.21. Evaluación socio económica**

El análisis financiero de un proyecto es diferente al análisis económico, aunque ambos conceptos están íntimamente relacionados. El análisis financiero de un proyecto determina la utilidad o beneficio monetario que percibe la institución que opera el proyecto, en cambio el análisis económico mide el efecto que ejerce el proyecto en la sociedad.

- Análisis económico

Los proyectos de abastecimiento de agua potable deben de ser sometidos a un análisis económico para determinar la conveniencia de ejecutarlos y para este efecto se debe identificar, cuantificar, y valorar sus costos y beneficios.

- Análisis costo/beneficio

Este análisis se aplica en aquellos casos en que tanto los costos como los beneficios pueden expresarse en términos monetarios. Los indicadores más comunes asociados a este tipo de análisis son: el Valor Presente Neto (VPN) y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

#### **2.1.21.1. Valor Presente Neto**

Se utiliza para comparar alternativas de inversión, consiste en transformar todos los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores actuales, para determinar la rentabilidad al término del periodo de funcionamiento; la tasa de interés, corresponde a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%. Debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser financiada por alguna institución, para el análisis del VPN este rubro no se considerará debido a que se analizará si el proyecto es auto sostenible; sí o no.

- Cálculo de costo de operación y mantenimiento anual (CA) y valor presente (VP)

$$CA = (O + M + T + A + R) \times 12$$

$$CA = (Q\ 3\ 203,75) \times 12 = Q\ 38\ 445,00$$

$$VP_{CA} = CA * \left( \frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right)$$

$$VP_{CA} = 38\ 445 * \left( \frac{(1+0,11)^{30} - 1}{0,11 * (1+0,11)^{30}} \right) = Q\ 334\ 232,86$$

- Cálculo de tarifa poblacional anual (TPA) y valor presente (VP)

$$TPA = \text{Tarifa} \times \text{No. de Habitantes} \times 12 \text{ meses}$$

$$TPA = Q\ 60,00 \times 54 \times 12 = Q\ 38\ 880,00$$

$$VP_{TPA} = TPA * \left( \frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right)$$

$$VP_{TPA} = 38\ 880 * \left( \frac{(1+0,11)^{30} - 1}{0,11 * (1+0,11)^{30}} \right) = Q\ 338\ 014,66$$

El valor presente neto estará dado por la diferencia de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

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

$$Q\ 338\ 014,66 - Q\ 334\ 232,86 = Q\ 3\ 781,80$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el periodo de funcionamiento.

#### **2.1.21.2. Tasa Interna de Retorno**

Es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión, debido a que el presente proyecto es de carácter social, no es posible obtener una tasa interna de retorno atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{inversión inicial} - \text{VPN}$$

$$Q\ 389\ 785,67 - Q\ 3\ 781,80 = Q\ 386\ 003,87$$

$$\text{Beneficio} = \text{No. de habitantes a futuro} = 884 \text{ personas}$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{Beneficio}} = \frac{386003,87}{884} = 436,65 ; \text{ por habitante}$$

Las instituciones de inversión social, deciden invertir de acuerdo al valor del costo/beneficio y de las disposiciones económicas que posean.

#### **2.1.22. Evaluación de Impacto Ambiental inicial**

Los proyectos de infraestructura para el sector de agua potable no representan impactos ambientales adversos de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o el medio ambiente, sino por el

contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad. Durante la etapa de construcción de un sistema de agua potable, es necesario preparar los terrenos donde se instalarán los diferentes componentes del sistema, desde la fuente de agua hasta el tanque de distribución y de este a las conexiones domiciliarias.

Si no son bien estudiados los métodos de construcción de las diferentes partes del sistema, se pueden generar impactos ambientales adversos de mayor magnitud, sin embargo buenas medidas constructivas y de mitigación hacen poco probable la generación de impactos.

- Plan de manejo ambiental

Para la ejecución del proyecto se deberá incorporar un plan de manejo ambiental, que consistirá en la elaboración sistemática y estructurada de una serie de medidas destinadas a mitigar, restaurar y/o compensar los impactos ambientales negativos producidos en el entorno, debido a la implementación de un proyecto, así como también deberá contemplar la elaboración de una estrategia ambiental que incluya medidas de prevención de riesgos ambientales y de control de accidentes.

- Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación tienen por finalidad evitar o disminuir los efectos adversos del proyecto en el entorno en cualquiera de sus fases de ejecución. Estas medidas se determinan en función del análisis de cada una de las componentes ambientales afectadas por la ejecución del proyecto, en cada una de las etapas de este, pudiendo ser de tres categorías diferentes:

- Medidas que impidan o eviten completamente un efecto adverso significativo, mediante la no ejecución de una obra o acción.
- Medidas que minimizan o disminuyen el efecto adverso o significativo, mediante una adecuada limitación o reducción de la magnitud o duración de la obra o acción, o de alguna de sus partes.
- Medidas que reducen o eliminan el efecto adverso significativo mediante la implementación de acciones específicas.
- Medidas de reparación y/o restauración

Estas medidas tienen por finalidad reponer uno o más de los componentes o elementos del medio ambiente a una calidad similar a la que tenían con anterioridad al daño causado o en caso de no ser posible restablecer sus propiedades básicas.

- Medidas de compensación

Estas medidas tienen por finalidad producir o generar un efecto positivo alternativo y equivalente a un efecto adverso identificado. El ejecutor debe describir de forma sencilla el componente afectado y los potentes impactos ambientales que se puedan ocasionar como producto de la ejecución y operación del proyecto, con su respectiva medida de mitigación, reparación y/o restauración y compensación, con la finalidad de que este diseñe un plan de mitigación apropiado para su proyecto. El diseño de un Plan de Manejo Ambiental busca que el ejecutor genere y provea la información específica necesaria y establezca los compromisos para asegurar un medioambiente libre de contaminación.

Tabla IX. **Medidas de mitigación de impacto ambiental**

COMPONENTE	IMPACTO	MEDIDAS DE MITIGACIÓN
Emisiones a la atmósfera	Emisión de material particulado y polvo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Humedecer periódicamente las vías de acceso a la obra.</li> <li>• Transportar el material de excavación cubierto y por las rutas establecidas con anticipación</li> </ul>
Efluentes de líquidos	Generación de aguas residuales	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reutilizar el efluente producido por la prueba del tanque de distribución y la tubería.</li> <li>• Disponer de baños químicos para personal en la obra.</li> </ul>
Residuos sólidos	Generación de residuos sólidos (domésticos e industriales)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mantener contenedores de residuos domiciliarios para un adecuado almacenamiento temporal.</li> <li>• Recuperar y reutilizar la mayor cantidad de residuos excavaciones.</li> <li>• Retirar transportar y disponer los residuos.</li> </ul>
Ruidos y/o vibraciones	Incremento en los niveles de ruido	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Realizar trabajos de excavación e instalación de tuberías en horarios diurnos.</li> <li>• Mantener los vehículos en las mejores condiciones mecánicas.</li> </ul>
<b>Recursos Hídricos</b>	Alteración y utilización de agua superficial o subterránea	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No afectar el aprovechamiento del agua para otros fines.</li> <li>• No afectar los derechos constituidos de terceros.</li> </ul>
	Contaminación de cursos de agua o causes por sedimentos y residuos líquidos o sólidos	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No almacenar temporalmente material de excavación en causes o lechos de río o sectores que desemboquen en ellos.</li> <li>• No disponer efluentes en causes o cursos de agua que sirven para abastecimiento.</li> <li>• Remover inmediatamente los derrames accidentales de combustible con materiales adecuados.</li> </ul>

Continuación de la tabla IX.

<p>Suelo</p>	<p>Cambios en la estructura del suelo (propiedades físico-químicas)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No realizar directamente en el suelo las mezclas para las obras de concreto.</li> <li>• Realizar los trabajos de mantenimiento de equipo y maquinaria, si se requiere, sobre un polietileno que cubra el área de trabajo.</li> <li>• Remover inmediatamente el suelo, en caso de derrames accidentales de combustible y restaurar el área afectada con materiales y procedimientos sencillos.</li> </ul>
<p>Vegetación y Fauna</p>	<p>Remoción y afectación de la cobertura vegetal</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Separar la capa de material orgánico de la del material inerte.</li> <li>• Disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización.</li> <li>• Evitar el paso de maquinaria sobre suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra.</li> <li>• Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.</li> </ul>
<p>Paisaje</p>	<p>Impacto visual</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recuperar y restaurar el espacio público afectado, una vez finalizada la obra, retirando todos los materiales y residuos provenientes de las actividades constructivas.</li> </ul>
<p>Población</p>	<p>Alteración de las costumbres y cultura de las comunidades cercanas</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Evitar la interferencia entre el tráfico peatonal y/o vehicular y los frentes de trabajo.</li> <li>• Mantener una adecuada señalización en el área de la obra en etapa de ejecución y operación.</li> <li>• Disponer de rutas alternativas en fechas de importancia para la población de trabajo.</li> </ul>

Continuación de la tabla IX.

Población	Incremento en los niveles de accidentabilidad	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Transportar el material de excavación sin superar la capacidad del vehículo de carga.</li> <li>• Mantener una adecuada señalización en el área de la obra en etapa de ejecución y operación.</li> <li>• Instalar cercos perimetrales en los frentes de trabajo.</li> <li>• Controlar la velocidad de los vehículos y que estos cuenten con la alarma de reversa.</li> </ul>
Patrimonio cultural	Daño al patrimonio cultural	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Suspender la obra, delimitar el área e informar a quien corresponda para una correcta evaluación, en la eventualidad de encontrar hallazgos arqueológicos.</li> <li>• Una vez realizadas estas actividades se puede continuar con el trabajo.</li> </ul>

Fuente: Dirección Municipal de Planificación de San Rafael Las Flores, Santa Rosa.

### **3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS CALLEJONES, SAN RAFAEL LAS FLORES**

#### **3.1. Antecedentes**

La población de San Rafael las Flores necesita de un vía cómoda y rápida para entrar y salir del casco urbano, lo cual aumentaría el nivel de comercio, ya que éste es la principal fuente de ingreso, y así contribuir al desarrollo del municipio. Con un puente eficiente sobre el río Los Callejones, el tránsito vehicular se hará más fluido y los vecinos de dicho municipio podrán acceder sin ningún tipo de problema y contratiempo.

#### **3.2. Levantamiento topográfico**

La realización del de este es de vital importancia para efectuar el diseño del puente vehicular por constituirse en un elemento básico y primordial para la su elaboración, ya que se pueden obtener de la misma los principales detalles de la superficie del terreno, que servirán para determinar la geometría de las partes que conformaran el puente vehicular y también para obtener el cálculo de la crecida máxima.

#### **3.3. Estudio hidrológico**

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce, es el que corresponde al tirante normal, tirante de creciente máxima y tirante de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente.

- Tirante normal de un río: es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje.
- La creciente máxima: es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren cada año.
- La creciente máxima extraordinaria: ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales que se distancian en muchos años, y que las huellas que éstas dejan desaparecen con el tiempo, por lo cual es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas.

Figura 12. **Sección transversal del cauce del río**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD. Ver anexo planos de diseño de puente

Por tratarse de un cauce definido de sección más o menos trapezoidal es posible trabajar con el nivel de crecida máxima extraordinaria, el cual sirve para salvar esta crecida, al elevar la rasante y la superestructura debe diseñarse como mínimo 2 metros arriba de la cota de crecida máxima extraordinaria.

Para el cálculo del tirante máximo extraordinario, lo primero que se debe hacer es definir el período de retorno, como en la mayoría de casos, en un proyecto de este tipo el período de retorno escogido es para 50 años, además se calculó el área de la mini cuenca, intensidad de lluvia para el período de 50 años, el coeficiente de escorrentía para el punto de estudio, pendiente desde el punto más alto de la cuenca al punto de estudio y la rugosidad del río.

### 3.3.1. Área tributaria

Es el área que con su escorrentía de agua contribuye a formar la cuenca del río en estudio, para determinar el coeficiente C, se identifica el terreno y sus condiciones; si es cultivo, suelo desnudo, bosque; con las curvas de nivel se establece la pendiente del terreno y la forma del mismo, pudiendo ser: plano, ondulado o montañoso.

Tabla X. **Valores para determinar el coeficiente de escorrentía**

Valores de C	Descripción
0,10	Terrenos montañosos con suelo de roca y con pendientes pronunciadas
0,20	Terrenos llanos, sensiblemente horizontales, no afectados por las inundaciones fuertes
0,33	Terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo de la cuenca es 3 ó 4 veces el ancho.
0,50	Cuencas irregulares muy largas.
0,65	Terrenos quebrados con pendientes moderadas.

Fuente: PÉREZ, Augusto, , Metodología de actividades para el diseño de carreteras y puentes.

### 3.3.2. Precipitación máxima en 24 horas

Para poder determinar la precipitación máxima de lluvia, se consulta en el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) para la región en estudio, la intensidad está dada por la ecuación:

$$I = \left( \frac{a}{t+b} \right)$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia en milímetros por hora

a y b = Datos proporcionados por el INSIVUMEH

t = tiempo de concentración en minutos, y esta dado por la ecuación:

$$t = \left( \frac{0.886 * L^3}{H} \right)^{0.0385} * 60$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal en kilómetros

H = Diferencia de elevaciones entre los puntos extremos del cauce principal en metros

- Tiempo de concentración:

$$t = \left( \frac{0,886 * 0,55}{5,00} \right)^{0,385} * 60 = 14,26 \text{ min}$$

- Intensidad de lluvia:

$$I = \frac{850}{14,26 + 1,20} = 55,00 \text{ mm/hr}$$

Tabla XI. **Datos obtenidos del estudio hidrológico**

Descripción	Valor
Intensidad de lluvia	i = 55 mm/h
Área de la cuenca	A = 188 Ha
Coefficiente de escorrentía	C = 0,50
Pendiente	S = 1,45 %
Rugosidad	n = 0,045

Fuente: elaboración propia.

### 3.3.3. Cálculo del caudal máximo

Con los datos obtenidos y suponiendo una geometría trapezoidal a la sección del cauce, se calcula el caudal para un período de retorno de 50 años.

$$Q = \left( \frac{CIA}{360} \right)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en milímetros por hora

C = Coeficiente de escorrentía

$$Q = \left( \frac{0,50 * 55 * 180}{360} \right) = 13,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla XII. **Estación hidrológica Los Esclavos**

TR (Años)	2	4	10	20	25	30	50
A	7014	2866	1627	1538	1371	1355	1333
B	30	20	12	12	11	11	11
n	1,168	0,94	0,812	0,786	0,76	0,755	0,747
R2	0,992	0,993	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998

Fuente: informe meteorológico de INSIVUMEH 2012.

### 3.3.4. Cálculo de crecidas

Para el desarrollo del presente diseño es muy útil determinar el nivel de la creciente máxima para obtener la altura y la luz del puente, para su cálculo se utilizará el método sección pendiente.

#### 3.3.4.1. Método de sección pendiente

Se usa para determinar los caudales de crecidas, tomando en cuenta los datos que se obtienen en el estudio, se determina la altura máxima de agua que alcanza el río por una corriente con anterioridad.

- Cálculo del tirante  $Y_{Max}$

$$A_{\text{Trapezio}} = \frac{(b_1 + b_2)Y_{Max}}{2}; \quad A_{\text{Trapezio}} = \frac{(4 + 6Y_{Max} + 4)Y_{Max}}{2}$$

$$A_{\text{Trapezio}} = 4Y_{\text{Max}} + 3Y_{\text{Max}}^2$$

Donde:  $b_1 = 4$

$$b_2 = 6 Y_{\text{Max}} + 4$$

Se utilizan las ecuaciones de continuidad y Manning para hallar la velocidad.

$$Q = V * A; \quad V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Se sustituyen los datos en la ecuación de continuidad, para obtener todo en función del tirante máximo  $Y_{\text{Max}}$ .

$$4Y_{\text{Max}} + 3Y_{\text{Max}}^2 = \frac{Q}{\frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}}; \quad \text{donde: Radio hidráulico} = R = Y_{\text{Max}}/2$$

Sustituyendo

$$4Y_{\text{Max}} + 3Y_{\text{Max}}^2 = \frac{Q}{\frac{\left(\frac{Y_{\text{Max}}}{2}\right)^{2/3} S^{1/2}}{n}}; \quad Y_{\text{Max}}^{2/3} (4Y_{\text{Max}} + 3Y_{\text{Max}}^2) = \frac{1,587Qn}{S^{1/2}}$$

$$4Y_{\text{Max}}^{5/3} + 3Y_{\text{Max}}^{8/3} = \frac{1,587 * 13,75 * 0,045}{0,0145^{1/2}};$$

$$4Y_{\text{Max}}^{5/3} + 3Y_{\text{Max}}^{8/3} = 8,15; \quad Y_{\text{Max}} = 4,54 \text{ m}$$

El tirante máximo de la sección del río para un período de retorno de 50 años es de 4,54 metros. Para obtener la velocidad se utiliza la fórmula de Manning

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

Donde:

R = radio hidráulico en metros;  $R = A \text{ (m}^2\text{)} / \text{Perímetro Mojado (m)}$

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Datos:

Altura de crecida = 4,54 m; Área de descarga = 59,84 m<sup>2</sup>

Perímetro mojado = 78,35 m; n = 0,045; S = 1,45 %

Solución

$$R = \frac{59,84 \text{ m}^2}{78,35 \text{ m}} = 0,76 \text{ m}$$

$$V = \left( \frac{1}{0,045} \right) * 0,76^{2/3} * 0,0145^{1/2} = 2,23 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 2,23 \text{ m/s} * 59,84 \text{ m}^2 = 133,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **3.4. Estudio de suelos**

Es necesario considerar las condiciones del suelo y del terreno para que las edificaciones no se hundan, inclinen o colapsen durante su construcción, para el estudio del suelo se toma una muestra del lugar, para su análisis en laboratorio realizado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería CII de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

#### **3.4.1. Ensayo de compresión triaxial**

La determinación de la calidad y tipo de suelo donde se construirá cualquier tipo de edificación es de gran importancia, ya que sobre dicho suelo es donde recaerán todas las cargas originadas por la estructura. Para conocer la calidad y tipo de suelo del lugar a construir, se extrajo una muestra inalterada de 1 pie cúbico, a la cual se le realizó un ensayo de laboratorio de compresión triaxial.

Siendo este material un suelo que tiene capacidad de carga elevada debido a sus características físicas, tamaño de granos, porcentajes de partículas friccionantes y cohesivas.

- Método de capacidad soporte de Dr. Terzaghi

$$q_0 = (0,45 \gamma_s \times B \times N_\gamma) + (2/3)(1,3 \times C_u \times N_c) + (\gamma_s \times D \times N_q)$$

Donde:

$q_0$  = Valor de esfuerzo límite

$C_u$  = Coeficiente de Cohesión del suelo

- $\Phi$  = Ángulo de fricción interna
- $N_c$  = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
- $\gamma_s$  = Peso específico del suelo
- $D_c$  = Desplante del cimiento
- $N_q$  = Factor de capacidad de carga debido a la sobre carga
- $B$  = Base de la zapata
- $N_\gamma$  = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
- $F_s$  = Factor de seguridad

**Tabla XIII. Resultados de ensayo triaxial para el puente Los Callejones**

$C_u = 9,56 \text{ T/m}^2$	$D_c = 2 \text{ m}$
$\Phi = 30,67^\circ$	$B = 4,35 \text{ m}$
$\gamma_s = 1,75 \text{ T/m}^3$	$F_s = 3,0$

Fuente: Laboratorio de Suelos, Facultad de Ingeniería.

Se determina un factor de seguridad que comprende los siguientes valores 1,3 – 2 para cubrir las deficiencias que pudieran haberse dado, tanto en la obtención de la muestra, mala calibración del equipo, así como en la realización del ensayo triaxial, en la tabla XIV se describen los valores a utilizar para calcular el valor soporte del suelo con un factor de 1,7 de incerteza.

Tabla XIV. **Resultados de ensayo triaxialfactorado**

Cu = 5,62 T/m <sup>2</sup>	Dc = 2 m
Φ = 18,04°	B = 4,35 m
γs = 1,03 T/m <sup>3</sup>	Fs = 3,0

Fuente: elaboración propia.

- Convirtiendo el ángulo de fricción interna de grados a radianes.

$$\Phi_{\text{rad}} = \frac{\Phi \times \pi}{180} ; \quad \Phi_{\text{rad}} = \frac{18,04 \times \pi}{180} = 0,31 \text{ rad}$$

- Calculando el factor de capacidad de carga debido a la sobre carga (Nq)

$$Nq = \frac{e(3/2\pi - \Phi_{\text{rad}}) * \tan \Phi}{2 * \cos^2(45 + \Phi/2)} \quad Nq = \frac{e(3/2\pi - 0,36) * \tan 18,04}{2 * \cos^2(45 + (18,04/2))} = 6,04$$

- Calculando el factor de capacidad de carga debido a la cohesión (Nc)

$$Nc = \text{Cot} \Phi * (Nq - 1) \quad Nc = \text{Cot} 18,04 * (6,04 - 1) = 16,12$$

- Calculando el factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (Ny)

$$Ny = 2 * (Nq + 1) * \tan \Phi \quad Ny = 2 * (6,04 + 1) * \tan 18,04 = 2,59$$

- Calculando el valor de esfuerzo límite (qo)

$$qo = (0,45 \times \gamma_s \times B \times Ny) + (2/3)(1,3 \times Cu \times Nc) + (\gamma_s \times D \times Nq)$$

$$q_0 = (0,45 * 1,03 * 4,35 * 2,59) + (2/3)(1,3 * 5,62 * 16,12) + (1,03 * 2 * 6,04) = 92 \text{ T/m}^2$$

- Calculando el valor soporte del suelo en estudio ( $V_s$ )

$$V_s = \frac{q_0}{3}; \quad V_s = \frac{92}{3} = 30,67 \text{ ton/m}^2$$

Tabla XV. **Presión máxima permisible de un suelo**

Tipo de material	Presión máxima permisible del suelo	
	klb/ft <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Roca	20 % de la resistencia última al aplastamiento	20 % de la resistencia última al aplastamiento
Arena gruesa compacta con mezcla de limo , arena fina compacta, arcilla dura o arcilla arenosa	8	39,12
Arcilla semirrigida o arcilla arenosa	6	29,34
Arcilla inorgánica compacta y mezclas de limo	4	19,56
Arena suelta	3	14,67
Arcilla arenosa suave o arcilla	2	9,78
Arena inorgánica suelta y mezclas de limo	1	4,89
Arena orgánica suelta y mezclas de limo, humus o lodo	0	0

Fuente: MCORMAC, Jack C, diseño de concreto reforzado. p. 392

Se comparan los valores de suelos similares de arena limosa y se determina un valor soporte permisible del suelo.

### **3.4.2. Granulometría**

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo sirve para discernir sobre la influencia que pueda tener en el comportamiento del suelo bajo la aplicación de carga, el análisis granulométrico fue realizado para comparar el valor soporte del suelo con y además sirvió para afirmar la ausencia de material plástico. El tipo de suelo estudiado tiene del 70 al 100 por ciento de de CBR a 95 por ciento de compactación, como resultado de este ensayo, se tiene que el suelo es:

- Descripción del suelo: arena limosa de color gris
- Sistema SCU: SM
- Sistema PRA: A – 2 – 4

### **3.4.3. Límites de Atterberg**

Son las propiedades plásticas de los suelos limosos y arcillosos pueden ser analizadas a través de pruebas empíricas o bien por el ensayo de límites de consistencia, se puede citar los análisis de identificación preliminar de suelos finos: dilatancia, resistencia en seco, tenacidad y sedimentación. Para el proyecto que se está trabajando el ensayo de límites se describe como arena limosa de color gris y de material no plástico, ver anexo.

## **3.5. Descripción general de la alternativa propuesta**

Consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto, simplemente apoyado, con el diseño de losa, vigas de diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto ciclópeo y del barandal de protección.

### **3.6. Datos y especificaciones de diseño**

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

#### **3.6.1. AASHTO**

- **Recubrimientos:** la Norma AASHTO 5.12.3 dice que el recubrimiento para las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la tabla 1, donde dice que para situaciones exteriores 50 milímetros se tomara para cimientos, muros, losas arriba, columnas y vigas, mientras para fondo de losas 25 milímetros, todo medido del rostro de la barra a superficie del concreto.
- **Longitud de desarrollo:** en AASHTO 5.11.1.2.1 dice la armadura se deberá prolongar más allá del punto, en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro nominal de la barra o 1/20 de la luz libre del tramo.
- **Empalmes:** en AASHTO 5.11.5.2.1 dice los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer, no se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados.
- En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida ó 150 milímetros.

En AASHTO 5.11.5.2.2 dice la resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá, ser menor que 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda.

- Ganchos: en AASHTO de comentarios figura C5.11.2.4-1 detalles de las barras terminadas en gancho, para el desarrollo de ganchos normales (ACI) indica 12db en ganchos a 90 grados y 6db en ganchos a 180 grados, donde db es el diámetro de la barra (mm).

Para el manejo de paquete de barras se debe seguir las normas establecidas respecto a cantidad, longitud de desarrollo y el recubrimiento según dice AASHTO 5.10.3.1.5.

### **3.7. Diseño de la superestructura**

En la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La acera y el barandal de protección se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Todos los elementos de acero estructural no contenidos en el concreto del puente, deberán colocarse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color.

#### **3.7.1. Análisis y diseño de losa**

En el caso de puentes la losa trabaja en un solo sentido, debido a que cuenta únicamente con dos apoyos, por lo tanto el refuerzo principal es perpendicular al tránsito, la separación entre vigas es igual a la luz de losa.

### 3.7.1.1. Cálculo del peralte

El espesor de losa para un puente no debe ser menor de seis pulgadas, para este diseño se utilizará la siguiente ecuación de la AASHTO 89.2

$$t = \frac{1,2(L + 3,05)}{30} \geq 6''; \quad t = \frac{1,2(3,0 + 3,05)}{30} = 0,24 \geq 6''$$

Dónde:

t = espesor de losa;

L = luz libre entre vigas

Recubrimiento de la losa se calcula de la siguiente manera:  $d = t - (R + D/2)$ , el  $t_{\text{Losa}}$  calculado es 0,24 cm, pero se usa  $t_{\text{Losa}} = 0,20$  cm

Donde: D = Diámetro de la varilla No, 4 en metros, propuesta para la losa

$$d = 0,20 - (0,025 + 0,0127/2) = 0,17 \text{ m}$$

### 3.7.1.2. Cálculo de los momentos

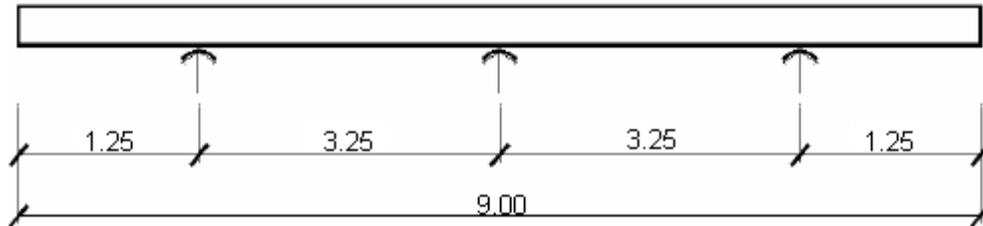
Entre las cargas para el diseño tendremos las cargas muertas, vivas y de impacto que ayudaran a encontrar los momentos, las cargas muertas por el concreto y el barandal son valores que se toman para una franja de un metro.

- Cálculo de momento por carga muerta: para el cálculo de momentos por carga muerta se utilizan las siguientes ecuaciones :

Para luz intermedia entre viga y viga:  $M_{\text{CM}} = WS^2 / 10$

Para luz de los extremos (voladizo):  $M_{CM} = WL/2$

Figura 13. **Modelo matemático del tramo con voladizo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Tabla XVI. **Carga muerta en voladizo**

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	W (kg/m <sup>3</sup> )	Carga (kg/m)
Voladizo	0,083	2 400	200
Losa	0,156	2400	375
Barandal	0,04	2 400	96
		<b>Total</b>	<b>671</b>

Fuente: elaboración propia.

$$M_{CML} = \frac{671 * 3,25^2}{10} = 709 \text{ kg} - \text{m};$$

$$M_{CMV} = \frac{671 * 1,25}{2} = 420 \text{ kg} - \text{m}$$

Se toma el mayor  $M_{CM} = 709 \text{ kg} - \text{m}$

- Cálculo de momento por carga viva: para el tramo que se encuentra en voladizo se determina de acuerdo al artículo de la AASHTO 3.24.5.1.1 de la siguiente forma:

$$M_{cv} = \frac{PX}{E}; \quad M_{cv} = \frac{7\,240 * 0,295}{1,379} = 1549 \text{ kg} - \text{m}$$

Donde:

X = Distancia entre el rostro de la viga y el eje de la carga aplicada = 0,295 m

E = Distribución de cada carga por rueda sobre la losa

P = La carga de media del eje del camión H 20 – 44 = 7 240 kg

$$E = 0,80 * (X) + 1,143 = 0.80 * (0,295) + 1,143 = 1,379 \text{ m}$$

- Cálculo de carga de impacto: esta carga de impacto, es un incremento en el momento producido por la carga viva, y tiene que ser menor o igual al 30%.

$$I = \frac{100 * 15,24}{L + 38} \leq 30\% \quad ; I = \frac{100 * 15,24}{1,25 + 38} = 38,83 > 30\%$$

Donde:

I = impacto en %;

L = luz libre en m.

- Cálculo de momento último: la ecuación que se emplea para obtener el momento último es:

$$M_U = 1,30(M_{CM}) + 2,17(M_{CV} * I)$$

$$M_U = 1,30(420) + 2,17(1\,549 * 1,30) = 4\,916 \text{ kg} - \text{m}$$

- Calculo del momento para carga muerta de la losa

Tabla XVII. **Carga muerta en losa**

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	W (kg/m <sup>3</sup> )	Carga (kg/m)
Losa	3,25* 0,20	2400	1 560

Fuente: elaboración propia.

$$M_{CM} = \frac{WS^2}{10}; \text{ para tramo entre vigas; } \quad M_{CM} = \frac{1560 * 3,25^2}{10} = 1648 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de momento por carga viva: la carga viva que transitará sobre la estructura del puente, será equivalente a la carga AASHTO H – 15, según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito el momento por carga viva está dado por la ecuación del sistema internacional:

$$M_{CV} = \frac{0,8 * (S+0,61) * P}{9,74}; \quad M_{CV} = \frac{0,8 * (3,25 + 0,61) * 7\,240}{9,74} = 2\,296 \text{ kg} - \text{m}$$

Donde:

S = Separación entre vigas

P = Carga de camión, peso del eje más pesado = 7 240 kg

- Cálculo de momento producido por impacto: La aplicación de las cargas dinámicas producidas por los vehículos que transitan sobre el puente, no se produce de forma gradual, sino violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura, por esta razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan con la siguiente ecuación:

$$l = \frac{15}{L + 38} \leq 0,30 \quad \text{Donde: } L = \text{La separación entre vigas}$$

$$l = \frac{15}{3,25 + 38} = 0,36 > 0,30; \text{ por lo tanto se utilizará } l = 0,30$$

- Cálculo del momento último: se calcula utilizando la siguiente ecuación

$$M_U = 1,30 * M_{CM} + 2,17 * (M_{CV} * l)$$

$$M_U = 1,30 * (1648) + 2,17 * (2\ 296 * 1,30) = 8\ 620 \text{ kg} - \text{m}$$

### 3.7.1.3. Cálculo del acero de refuerzo

El refuerzo en sentido transversal; de los valores de momento último que se encontraron en los dos casos analizados, se escoge el mayor y con este se calcula el acero de refuerzo por flexión, utilizando la siguiente ecuación:

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

Donde:

$A_s$  = Área de acero en  $\text{cm}^2$

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

$F_y$  = Resistencia del acero en  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$M_U$  = Momento último en  $\text{kg} - \text{m}$

$b$  = base en  $\text{cm}$

$d$  = peralte efectivo en  $\text{cm}$

Datos:

$$M_U = 7\,077 \text{ kg} - \text{m}; \quad F'c = 281 \text{ kg/cm}^2; \quad F_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$
$$d = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[ 100 * 17 - \sqrt{(100 * 17)^2 - \frac{8620 * 100}{0,003825 * 281}} \right] * \left( \frac{0,85 * 281}{2\,810} \right) = 21,68 \text{ cm}^2$$

Al determinar los valores de  $A_{s \text{ Min}}$  y  $A_{s \text{ Max}}$ , se verifica si el  $A_s$  calculado, está dentro del rango establecido por ACI, ya que el refuerzo necesario debe ser igual o mayor al mínimo, para encontrar el refuerzo mínimo se usa:

- Cálculo del área de acero mínimo

$$A_{s \text{ Min}} = \left( \frac{14,1}{2\,810} \right) * b * d; \quad A_{s \text{ Min}} = \left( \frac{14,1}{2\,810} \right) * 100 * 17 = 8,53 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero máximo:

$$A_{s \text{ Max}} = \gamma_{\text{Max}} * b * d; \quad \gamma_{\text{Max}} = 0,019$$

$$A_{s \text{ Max}} = 0,019 * 100 * 17 = 32,30 \text{ cm}^2; \quad A_s < A_{s \text{ Min}} < A_{s \text{ Max}}$$

$$21,68 \text{ cm}^2 < 8,53 \text{ cm}^2 < 32,30 \text{ cm}^2$$

El área de acero necesaria para soportar flexión es  $21,68 \text{ cm}^2$  para un metro de largo, se propone un armado de varilla No.5 @ 0,12 para la cama inferior. La forma en que se pueden interpretar estos resultados, es: que el

peralte de losa es mayor al requerido y que la losa puede trabajar bien con un peralte menor, el cálculo equivale a distribuir una varilla No.4 a cada 15 cm perpendicular al tráfico, como refuerzo de la inferior de la losa.

- Cálculo de refuerzo transversal cama superior: se calcula solo por temperatura

$$A_s = 0,002 * b * t; \quad A_s = 0,002 * 100 * 20 = 4,00 \text{ cm}^2$$

El cálculo equivale a distribuir una varilla No.4 a cada 30 centímetros.

- Refuerzo longitudinal: es necesario proporcionar rigidez adecuada a los elementos estructurales de un puente, para moderar las deflexiones y deformaciones que puedan influir negativamente en la capacidad de resistencia al ser aplicadas las cargas en los elementos. Por tal razón se debe de colocar acero en sentido longitudinal o paralelo al tránsito.

Para la cama inferior se calcula por medio de un porcentaje de repartición del acero transversal, esto para distribuir lateralmente las cargas vivas concentradas, con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Repartición} = \frac{1,21 * 100}{\sqrt{L}} \leq 67 \% ; \quad \% \text{ Repartición} = \frac{1,21 * 100}{\sqrt{3,25}} = 67,12 > 67 \%$$

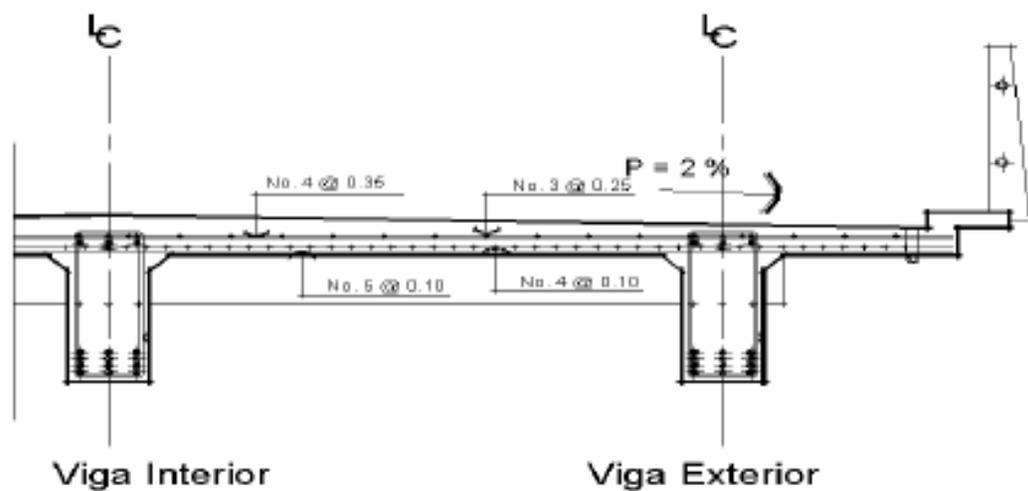
Donde: L = Longitud entre ejes de vigas en m

$$A_{s \text{ Logitudinal}} = 0,67 * 21,68 = 14,53 \text{ cm}^2$$

Para la cama superior es necesario colocar como mínimo  $2,64 \text{ cm}^2$  por cada metro, debido a refuerzo de temperatura y retracción de fraguado, el espaciamiento no debe de ser mayor a tres veces el espesor de la losa o de 20 centímetros; se propone un armado de varilla No.3 @ 0,25.

- Refuerzo por corte: cuando la losa se diseña para momentos de flexión, según las especificaciones que se hacen en la AASHTO y que es como se ha trabajado en este proyecto, no es necesario hacer revisiones por corte y adherencia.

Figura 14. **Detalle final de armado de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Esviaje en un puente:

Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje ó que está construido en esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular. Esto quiere decir que la horizontal de los apoyos del tablero forman un ángulo distinto a 90

grados, con el eje longitudinal del tablero. En la mayor parte de los casos modernos los puentes son esviajados, no presentando mayores problemas ni inconvenientes si éstos están compuestos por vigas.

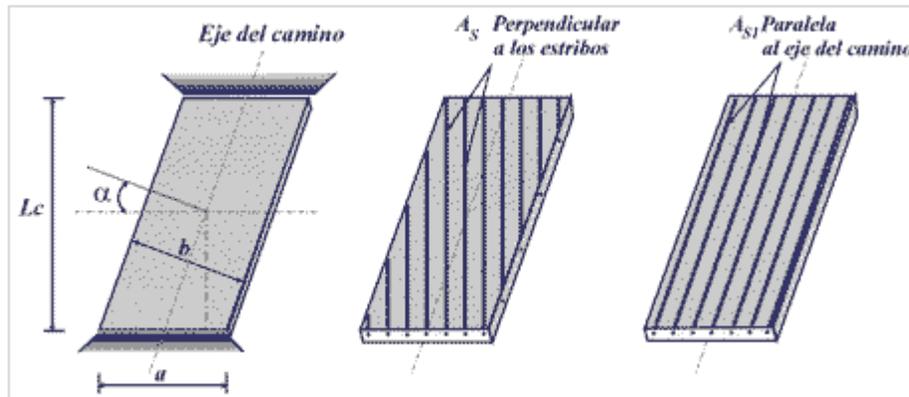
En cambio cuando se trata de losas simplemente apoyadas los esfuerzos que en ellas se presentan difieren de los de las losas rectas, aumentando esta diferencia con el ángulo de esviaje.

Los tableros con planta curva también tienen las mismas dificultades, las cuales aumentan mientras menor sea el radio de curvatura y mayor la longitud de los tramos. En el caso de losas simplemente apoyadas las cargas se transmiten a los apoyos extremos tratando de seguir el camino más corto para llegar a ellos.

La determinación exacta de estas variaciones de reacción es muy difícil, sin embargo a continuación se presenta un procedimiento simplificado que permite soluciones rápidas y racionales.

Tratándose de tramos con varias losas esviajadas, la reacción sobre las pilas se va compensando tendiendo a la uniformidad, en la siguiente figura se muestra esquemáticamente la variación de reacciones en función de los diversos ángulos de esviaje.

Figura 15. Detalle de losa esviada



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Si el esviaje es hasta de  $20^\circ$ , para el cálculo se considerará como luz la que se mide a lo largo de la línea central en el eje del camino precediéndose luego como si la losa fuese recta, incrementando las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos entre 0 y 50 % sobre la reacción media en proporción al ángulo de esviaje.

Si el ángulo de esviaje está comprendido entre  $20^\circ$  y  $50^\circ$  se tomará como luz de cálculo, la distancia perpendicular a la cara de los apoyos acotada con  $L_c$  en la figura 15, si la losa fuese recta, con lo que se define su espesor y armadura, no es recomendable disponer la armadura, perpendicularmente a la cara de los estribos porque no se cubren las sollicitaciones de torsión en las esquinas con ángulos agudos, lo que se hace es proyectar esta armadura para lo que se multiplica el área de acero  $A_s$ , por la secante al cuadrado del ángulo de esviaje con lo que se obtiene la armadura  $A_{s1}$ , paralela al eje del camino.

En este caso, las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos se incrementan entre 50 y 90 % sobre la reacción media y proporcionalmente al ángulo de esviaje comprendido entre 20° y 50°.

Para esviajes mayores a 50° no se debe emplear losa, aunque sean muy cortos los tramos, recomendándose en este caso las vigas T, las cuales provocan reacciones mayores en correspondencia con el ángulo obtuso pero en menor proporción que las losas, despreciándose este incremento en el cálculo.

### Diseño estructural

- Cálculo del esviaje: para calcular el esviaje de un puente de viga y losa se debe de utilizar una relación de triángulos para encontrar los desplazamientos en el eje x de cada punto.

Figura 16. Diagrama de un puente esviado



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Para determinar el desplazamiento x de una distancia igual a 0,125 y un ángulo de esviaje de 10 grados se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Desplazamiento} = \text{distancia} * \tan (\beta)$$

$$\text{Desplazamiento} = 0,125 * \tan (10) = 0,022 \text{ m}$$

El diseño a flexión: se calcula con el momento máximo que se encuentra en el centro de luz de cada viga para los diferentes ángulos de esviajes.

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'c}; \quad m = \frac{2810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 15,74 \text{ kg - m}$$

Donde:

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

$f_y$  = Resistencia del acero en  $\text{kg/cm}^2$

$$k = \frac{M_N}{bd^2}; \quad k = \frac{8620}{100 * (17)^2} = 0,2983$$

Donde:

$M_N$  = Momento último en  $\text{kg - m}$

$b$  = Base

$d$  = Peralte

$$\gamma = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{f_y}} \right); \quad \gamma = \frac{1}{15,74} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15,74 * 0,2983}{2810}} \right) = 9,53 * 10^{-3}$$

$$A_s = \gamma * b * d;$$

$$A_s = 9,53 * 10^{-3} * 100 * 17 = 0,162 \text{ cm}^2$$

- Diseño por cortante: este se calcula a una distancia (d) de la cara de apoyo.

$$V_N = \frac{V_u}{\Phi}; \quad \Phi = 0,85; \quad V_N = \frac{21\,565 \text{ kg}}{0,85} = 25\,370 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{V_N}{b * d}; \quad V_u = \frac{25\,370}{100 * 17} = 14,92$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}; \quad V_c = 0,53\sqrt{210} = 7,68 \text{ kg}$$

- Diseño por torsión: la resistencia torsional del puente es muy grande, debido a la disposición y el número de vigas, la geometría y el peso de sus elementos, por lo tanto no se debe tomar en cuenta el efecto de momentos torsores en la estructura, efecto torsor se calcula de la siguiente manera:

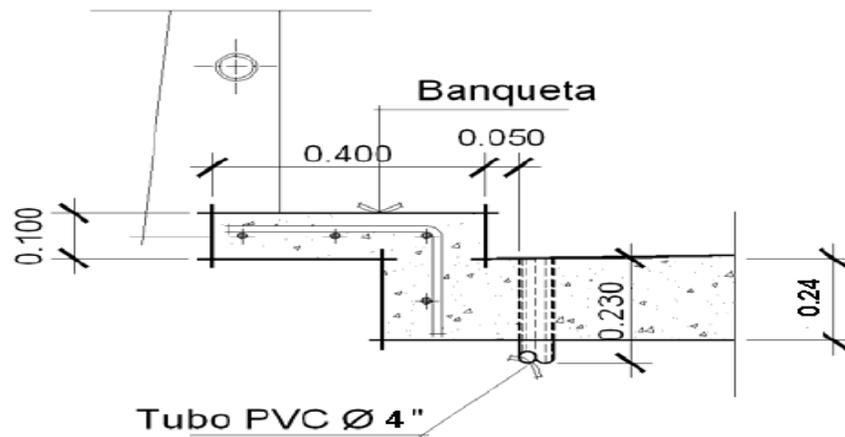
$$T_u < \Phi * \gamma * \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < 0,75 * 9,53 * 10^{-3} * \sqrt{21} \left( \frac{86000^2}{7800} \right) = 3104 \text{ KN} - \text{m}$$

#### 3.7.1.4. Bombeo y drenajes

Para los drenajes del puente se define un bombeo transversal de 2%, además se colocarán tubos de PVC de 4 pulgadas de diámetro a cada 4 metros a lo largo de la losa y con una separación de 5 centímetros del bordillo.

Figura 17. **Detalle de drenaje**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

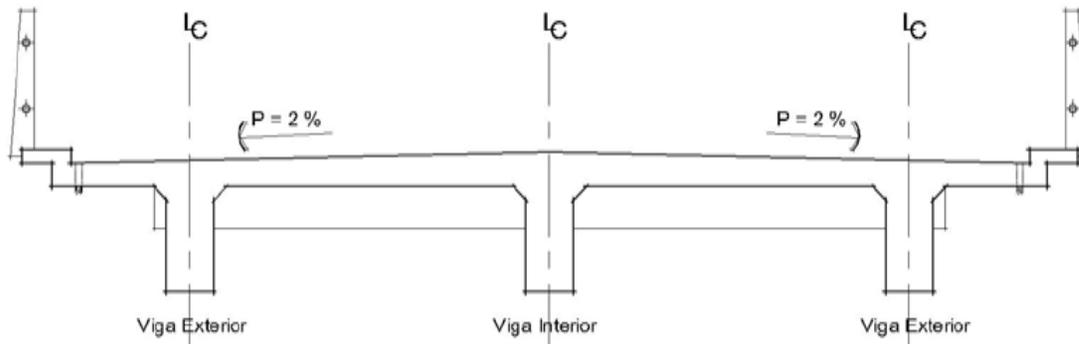
### 3.7.2. **Análisis y diseño de vigas**

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

Las vigas de concreto para superestructuras pueden ser vigas reforzadas (para luces cortas) y vigas preesforzadas (para luces largas).

Según el ancho de rodadura que tenga el puente, así es la cantidad de vigas que se diseñan. Para este proyecto, la superestructura contará con tres vigas, dos externas y una interna.

Figura 18. **Sección transversal de la superestructura**



Fuente: elaboración propia.

### 3.7.2.1. **Cálculo de peralte y base**

Para determinar la sección de las vigas principales se tiene que tomar en cuenta la luz de las mismas, el peralte mínimo para vigas simplemente apoyadas está dado por  $P = L/16$ , para no chequear deflexiones y la base no deberá ser menor que  $P/3,5$  para no chequear alabeo; utilizando este criterio se establecieron las siguientes dimensiones siguientes:

$$\text{Peralte: } P = L/16 ; \quad P = 14/16 = 0,88 \approx 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Base: } B = P/3,50 ; \quad B = 1/3,50 = 0,30 \approx 0,40 \text{ m}$$

### 3.7.2.2. **Cálculo de los momentos**

Dentro de las cargas que soportaran las vigas según donde se encuentren ubicadas en la superestructura del puente, están las cargas muertas y otras cargas que también se desarrollaran con los diafragmas.

Tabla XVIII. **Carga que soportan las vigas**

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	W (kg/m <sup>3</sup> )	Carga (kg/m)
Voladizo	0,083	2 400	200
Losa	1,40	2 400	3 360
Barandal	0,04	2 400	96
Diafragma Interior	0,23	2 400	552
Diafragma Exterior	0,15	2 400	360
Viga	0, 40	2 400	960
Total			5 528

Fuente: elaboración propia.

En la AASHTO 4.6.2.2 y 4.6.2.3 se hace referencia de la distribución de la carga del camión produce sobre las vigas

Para puente de una vía:  $F_d = S / 6,5$  si  $S \leq 6$  pies

Para puente de dos vías:  $F_d = S / 6,0$  si  $S \leq 10$  pies

$$F_d = 10,66 / 6,0 = 1,78$$

Donde:

$F_d$  = Factor de distribución, que es la carga viva que absorbe cada viga

$S$  = Espaciamiento entre los ejes de vigas en pies

$S = 3,0$  m que equivale a 9,84 pies

- Momento por carga muerta: el momento debido a la carga muerta se desarrolla como viga simplemente apoyada, se calcula con la fórmula siguiente.

$$M_{Max} = \frac{WL^2}{8} + (P * a)$$

Donde:

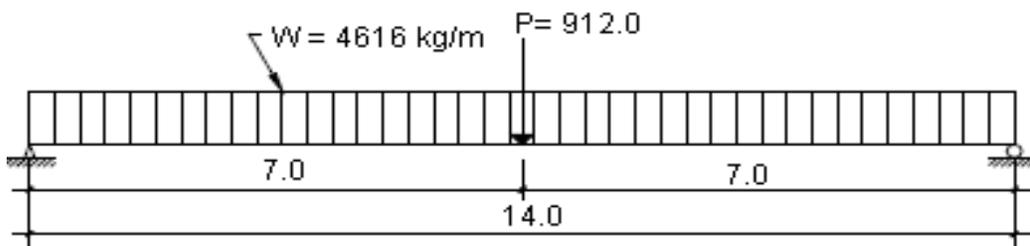
W = carga muerta total en kg/m

L = espacio entre apoyos del puente en m

P = carga puntual total de los diafragmas en kg

a = distancia al centro critico de la viga en m

Figura 19. **Diagrama de cuerpo libre para carga muerta en viga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

En la figura 19 se muestra el diagrama de cuerpo libre para carga muerta en viga, para hallar el momento máximo.

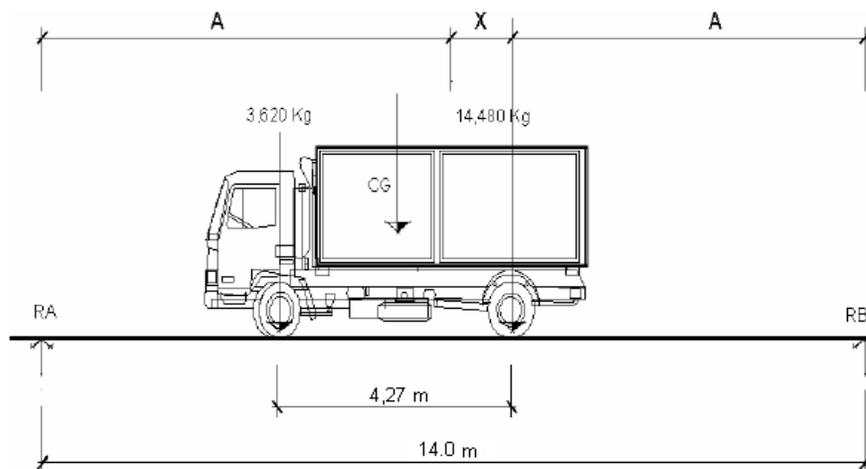
$$M_{Max} = \left( \frac{4616 * 14}{8} \right) + (912 * 7) = 14462 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento por carga viva

Esta carga se encuentra en movimiento, por lo que está cambiando a cada instante al efectuar el análisis estructural, por lo que es difícil determinar las condiciones que son realmente críticas.

Según AASHTO el cálculo para momento máximo por carga viva ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando se encuentra la carga tan lejos del apoyo como su centro de gravedad del otro apoyo, en la siguiente figura se muestra esta posición del camión en la viga.

Figura 20. Diagrama de cuerpo libre debido a carga viva en viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Es necesario hallar los valores de A y de X, se hace sumatoria de momentos del camión para encontrar el centro de gravedad.

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

$$3\,620(4,27 - X) = 14\,480 * X ; \quad X = 0,85$$

Encontrando A:

$$2A + 0,85 = 14,00; \quad A = 6,58 \text{ m}$$

Hallando las reacciones en los apoyos:  $\sum M = 0$

$$(14\,480 + 3\,620) * 7,0 = 14 * R_A; \quad R_A = 9\,050 \text{ kg}$$

$$R_B = 18\,100 - 9\,050 = 9\,050 \text{ kg}$$

Para encontrar el momento máximo, se calcula el momento en el punto en que se aplica la carga central.

$$M_{\text{Max}} = R_A (A + X) - 3,620 (4,27)$$

$$M_{\text{Max}} = 9\,050 (7,0) - 3\,620 (4,27) = 47\,893 \text{ kg} - \text{m}$$

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

Para vigas interiores se obtiene el factor de rueda, este factor es específicamente para losas sostenidas por vigas de concreto y que cuenten con dos carriles para el tránsito y se calcula de la siguiente manera:

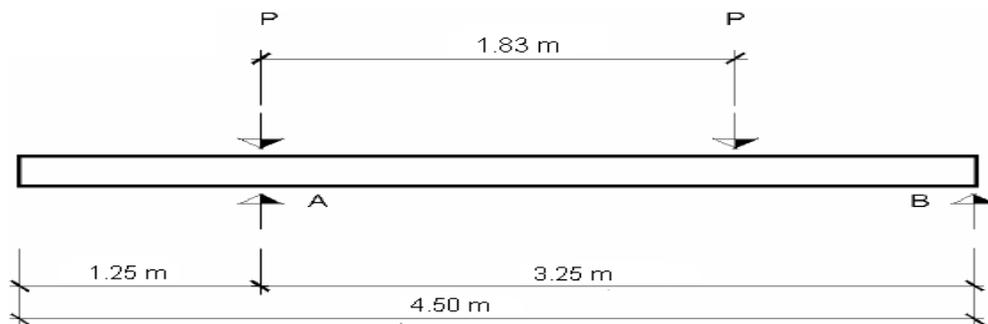
$$FR = \frac{S}{1,83}; \quad FR = \frac{3,25}{1,83} = 1,78$$

Donde:

S = distancia entre vigas a ejes

Para vigas exteriores se debe de hacer una consideración de carga para obtener el factor de rueda como se muestra a continuación:

Figura 21. **Diagrama de carga para viga exterior**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Una viga exterior no puede tener menor capacidad de carga que una viga interior, por lo que se debe utilizar un factor de rueda de 1,64 para vigas interiores y exteriores.

- Carga de impacto

$$I = \frac{50}{L + 125}; \quad I = \frac{50}{45,93 + 125} = 0,293 \approx 30\%$$

Donde:

I = Carga de impacto en porcentaje

L= Espacio libre entre apoyos del puente en pies

Como es  $l < 0,30$  entonces se toma a la carga de impacto con  $l = 0,30$ ; para calcular el momento último de la viga con diseño a flexión se usa la siguiente ecuación:

$$V_{CV+l} = 47\,893 * 1,30 = 62\,261 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_{CV+l} * FR = 62\,261 * 1,78 = 110\,825 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento último

$$M_U = 1,3(M_{CM} + 5/3 * (M_{CV} * l * Fd))$$

$$M_U = 1,30 * (14\,462) + 2,17 * (47\,893 * 1,30 * 1,78) = 259\,290 \text{ kg} - \text{m}$$

### 3.7.2.3. Cálculo del refuerzo

Para el cálculo del refuerzo a tensión en las vigas se utilizará el esfuerzo máximo del concreto y un esfuerzo máximo de fluencia del acero.

Datos:

$$\begin{aligned} M_u &= 259\,290 \text{ kg} - \text{m}, & F_y &= 4\,200 \text{ kg/cm}^2; & f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 96 \text{ cm}; & b &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = \left[ 40 * 96 - \sqrt{(40 * 96)^2 - \frac{259\,290 * 40}{0,003825 * 281}} \right] * \left( \frac{0,85 * 281}{4\,200} \right) = 134,52 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del refuerzo mínimo

$$A_{s \text{ Min}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d; \quad A_{s \text{ Min}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 40 * 96 = 12,89 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del refuerzo máximo

$$A_{s \text{ Max}} = Y_{\text{Max}} * b * d; \quad Y_{\text{Max}} = 0,015$$

$$A_{s \text{ Max}} = 0,015 * 40 * 96 = 58 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el  $A_{s \text{ Max}}$  como el área de acero para el refuerzo que equivale a distribuir a tensión 12 varillas No.10 en la cama inferior.

- Cálculo del refuerzo a compresión

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

$$A_s = 33\% A_{s \text{ Tensión}}; \quad A_s = 0,33 * 58 = 19,14 \text{ cm}^2$$

Se utilizará  $A_s$  a compresión, por ser mayor al  $A_{s \text{ Min}}$ , el refuerzo equivale a distribuir a compresión 4 varillas No.10 en la cama superior. Se recomienda utilizar un refuerzo extra de 0,25 pulgadas cuadradas por pie de alto lo que es igual a 5,29 cm<sup>2</sup> por metro de alto.

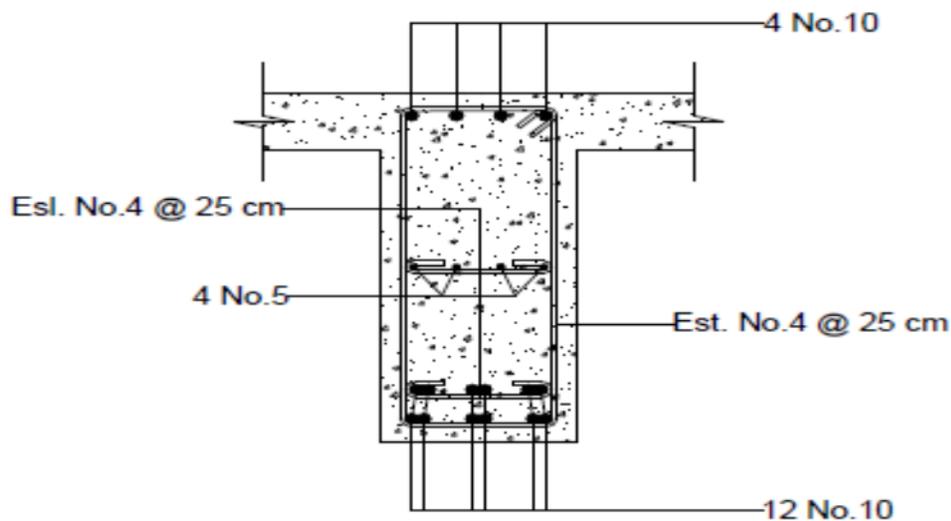
- Cálculo del refuerzo adicional

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} * h;$$

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} * 1 \text{ m} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Este esfuerzo equivale a adistribuir 4 varillas No. 5, ver la siguiente figura.

Figura 22. **Esquema de armado de viga**

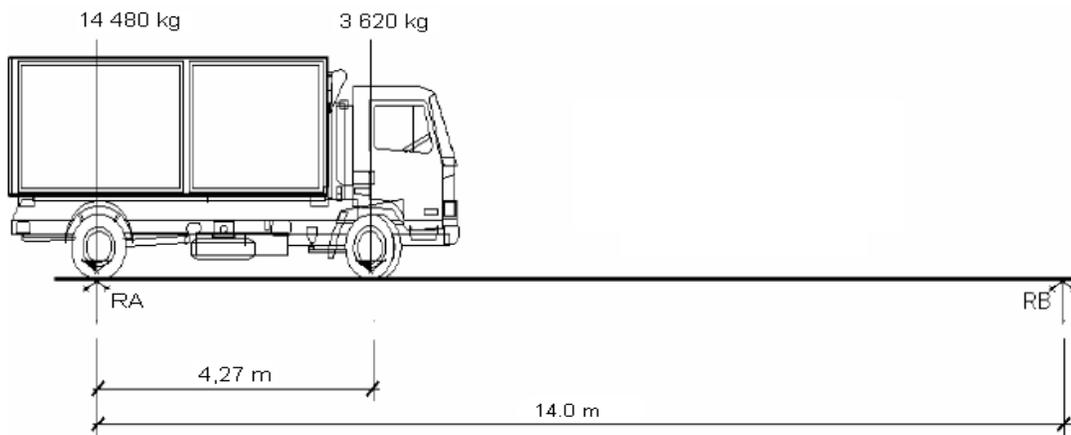


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

#### 3.7.2.4. **Cálculo de esfuerzos cortantes**

El cálculo del esfuerzo cortante total en la viga resulta del esfuerzo cortante debido a carga muerta, carga viva y carga de impacto que servirá para encontrar el refuerzo por corte. Este se da cuando la máxima carga del camión esta sobre cualquiera de los dos apoyos de la viga, en la siguiente figura se muestra el diagrama de cuerpo libre de la carga muerta para corte.

Figura 23. Diagrama de cargas para esfuerzo cortante máximo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$R_A = 14\,480(14) + 3\,620(9,73)/14 = 16\,996 \text{ kg}$$

- Cálculo del esfuerzo cortante para carga muerta:

$$V_{CM} = WL/2$$

Donde:

W = Carga muerta para cada viga

L = Longitud total

$$\frac{W_{\text{Total}}}{\text{No. de vigas}} = \frac{5\,528}{3} = 1\,843 \text{ kg/m};$$

$$V_{CM} = \frac{1\,843 \cdot 14}{2} = 12\,901 \text{ kg}$$

- Cálculo del esfuerzo cortante para carga viva:

$$V_{cv} = R_A;$$

$$V_{cv} = 16\,996 \text{ kg}$$

$$V_{CV+I} = 16\,996 \text{ kg} * 1,30 = 22\,095 \text{ kg}$$

- Calculo del esfuerzo cortante último

$$M_U = 1,30(12\,901) + 2,17(22\,095) = 60\,849 \text{ kg}$$

- Para el espaciamiento de cada estribo se usa:  $S = \frac{A_V * f_y * d}{V_N - V_C}$

$A_V$  = Área de varilla a utilizar No. 4

$$A_V = 2(1,27) = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$V_N = \frac{M_U}{0,85}; \quad V_N = \frac{60\,849}{0,85} = 71\,587 \text{ kg}$$

$$V_C = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d; \quad V_C = 0,53 * \sqrt{281} * 40 * 96 = 34\,117 \text{ kg}$$

$$S = \frac{2,54 * 2810 * 96}{71587 - 34117} = 18,29 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo

$$S_{Max} = d / 2; \quad d = 96 / 2 = 48 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado es menor al espaciamiento máximo, por lo que se proponen varillas No.4 @ 0,40. Para obtener la distancia que cubre el concreto por esfuerzos de corte se usa:

$$X = \frac{V_c * (L/2)}{M_u}; \quad X = \frac{34\,117 * (14/2)}{60\,849} = 3,92 \text{ m}$$

- La distancia que falta cubrir por corte es:

$$D = (L/2) - X; \quad D = (14/2) - 3,92 = 3,08 \text{ m}$$

Se tiene un primer espaciamiento de 40 cm, el primer estribo se debe de colocar a una distancia igual a  $S / 2$ , es decir  $40 / 2 = 20 \text{ cm}$ .

### 3.7.3. Análisis y diseño de diafragmas

La función principal de los diafragmas, es la de contrarrestar las cargas laterales que puedan afectar la estructura, tales como sismo y viento, además cumplen la función de mantener la geometría de la misma, es decir no permite que las vigas principales se ladeen o se deformen en sentido vertical.

Como los diafragmas no soportan ninguna carga, no tienen valor estructural propiamente dicho, los diafragmas se dividen en internos y externos, colocados en el centro de la luz y en los extremos respectivamente.

#### 3.7.3.1. Dimensionamiento

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente.

Se utilizan en el centro y a los tercios de luz, cuando  $L > 40$  metros y se ubican a tercios de luz cuando  $L < 40$  metros. En el presente caso se colocaron 2 diafragmas externos y 2 diafragmas internos, debido a la gran luz de la

estructura 88,32 pies. Las dimensiones de los diafragmas están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$H_{\text{Diafragma Exterior}} = 1 / 2 H_{\text{Viga}}; \quad H_{\text{Diafragma Exterior}} = 1 / 2 * 1,0 = 0,50 \text{ m}$$

$$H_{\text{Diafragma Interior}} = 3 / 4 H_{\text{Viga}}; \quad H_{\text{Diafragma Interior}} = 3 / 4 * 1,0 = 0,75 \text{ m}$$

La base mínima de los diafragmas es 30 cm.

### 3.7.3.2. Diafragma interior

Como primer paso se debe de calcular los momentos actuantes en el diafragma, seguidamente del refuerzo necesario.

- Cálculo de momentos: se deben de tomar en cuenta son las cargas puntuales que se producen el diafragma interior y diafragma exterior, que se determinan al igual que la carga de la viga con la sección base y peralte con el peso específico del concreto.
- Momento y corte por carga muerta

$$W = (0,75 \times 0,30) (2\ 400) = 540 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{CM}} = \frac{WL^2}{10}; \quad M_{\text{CM}} = \frac{540 * 3,25^2}{10} = 570,38 \text{ kg - m}$$

$$M_{\text{CM}} = \frac{WL}{2}; \quad M_{\text{CM}} = \frac{540 * 3,25}{2} = 877,50 \text{ kg - m}$$

- Momento y corte por carga viva

$$M_{CV} = \frac{0,80 * P * L * I}{4}; \quad M_{CV} = \frac{0,80 * 7\,240 * 3,25 * 1,30}{4} = 6\,118 \text{ kg} - \text{m}$$

Donde:

P = 7 240 kg, carga de medio eje de camión H 20 – 44

L = 3 m, luz entre ejes de vigas

I = 30 % valor de impacto

$$V_{CV+I} = P; \quad V_{CV+I} = 1,30 * (7\,240) = 9\,412 \text{ kg}$$

- Momento y corte último

$$M_u = 1,30(M_{CM}) + 2,17 (M_{CV + I})$$

$$M_u = 1,30(570,38) + 2,17 (6\,118) = 14\,018 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_u = 1,30(M_{CM}) + 2,17 (M_{CV + I})$$

$$V_u = 1,30(877,50) + 2,17 (9\,412) = 21\,565 \text{ kg} - \text{m}$$

- Refuerzo longitudinal:

Datos:

$$M_u = 14\,018 \text{ kg} - \text{m}; \quad \text{rec} = 4 \text{ cm}; \quad f'c = 281 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 71 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[ 30 * 71 - \sqrt{(30 * 71)^2 - \frac{14\,018 * 30}{0,003825 * 281}} \right] * \left( \frac{0,85 * 281}{2\,810} \right) = 7,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14,10}{2810} * 30 * 71 = 10,69 \text{ cm}^2$$

El área de acero encontrada es menor al área de acero mínima, por lo que se utiliza un área de 10,69 centímetros cuadrados para la cama inferior, para la cama superior se coloca 1/4 del acero de la cama inferior, entonces:  $A_s = 1 / 4 * 10,69 = 2,67$  centímetros cuadrados

Se debe colocar acero intermedio cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 centímetros, necesitando 5,29 centímetros cuadrados de acero por cada metro de alto del diafragma, entonces:  $A_s = 5,29(0,75) = 4,34$  centímetros cuadrados

- Refuerzo a corte: el espaciamiento de cada estribo se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_N - V_C}$$

$A_v =$  Área de varilla a utilizar No. 3

$$A_v = 2(0,71) = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$V_N = \frac{V_U}{0,85};$$

$$V_N = \frac{21\,565}{0,85} = 25\,371 \text{ kg}$$

$$V_C = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d;$$

$$V_C = 0,53 * \sqrt{281} * 30 * 71 = 18\,924 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1,42 * 2810 * 71}{25371 - 18924} = 43,94 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo

$$S_{\text{Max}} = d / 2; \quad d = 71 / 2 = 35,50 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado es menor al espaciamiento máximo, por lo que se proponen varillas No.4 @ 0,30 metros.

### 3.7.3.3. Diafragma exterior

Como primer paso se debe de calcular los momentos actuantes en el diafragma, seguidamente del refuerzo necesario.

- Momento y corte por carga muerta

$$W = (0,50 \times 0,30)(2400) = 360 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{CM}} = \frac{WL^2}{10}; \quad M_{\text{CM}} = \frac{360 * 3,25^2}{10} = 380,25 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{CM}} = \frac{WL}{2}; \quad M_{\text{CM}} = \frac{360 * 3,25}{2} = 585 \text{ kg-m}$$

- Momento y corte por carga viva

$$M_{\text{CV}} = \frac{0,80 * P * L * I}{4}; \quad M_{\text{CV}} = \frac{0,80 * 7240 * 3,25 * 1,30}{4} = 6118 \text{ kg-m}$$

Donde:

$P = 7\,240$  kg, carga de medio eje de camión H 20 – 44

$L = 3$  m, luz entre ejes de vigas

$I = 30\%$  valor de impacto

$$V_{CV+I} = P; \quad V_{CV+I} = 1,30 * (7\,240) = 9\,412 \text{ kg}$$

- Momento y corte último

$$M_u = 1,30(M_{CM}) + 2,17 (M_{CV+I})$$

$$M_u = 1,30(380,25) + 2,17 (6\,118) = 13\,771 \text{ kg – m}$$

$$V_u = 1,30(M_{CM}) + 2,17 (M_{CV+I})$$

$$V_u = 1,30(585) + 2,17 (9\,412) = 21\,185 \text{ kg – m}$$

- Refuerzo longitudinal:

Datos:

$$M_u = 13\,771 \text{ kg – m}; \quad \text{rec} = 4 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2; \quad f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}; \quad d = 46 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[ 30 * 46 - \sqrt{(30 * 46)^2 - \frac{13\,771 * 30}{0,003825 * 281}} \right] * \left( \frac{0,85 * 281}{2\,810} \right) = 12,50 \text{ cm}^2$$

$$AS_{Mn} = \frac{14,10}{2810} * 30 * 46 = 6,92 \text{ cm}^2$$

El área de acero encontrada es mayor al área de acero mínima, por lo que se utiliza un área de 12,50 centímetros cuadrados para la cama inferior.

Para la cama superior se coloca 1/4 del acero de la cama inferior, entonces:  $As = 1 / 4 * 12,50 = 3,13$  centímetros cuadrados.

Se debe colocar acero intermedio cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 centímetros, necesitando 5,29 centímetros cuadrados de acero por cada metro de alto del diafragma, entonces:  $AS = 5,29(0,46) = 2,43$  centímetros cuadrados.

- Refuerzo a corte: el espaciamiento de cada estribo se calcula de la siguiente manera

$$S = \frac{A_V * f_y * d}{V_N - V_C}$$

$$A_V = \text{Área de varilla a utilizar No. 3}; \quad A_V = 2(0,71) = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$V_N = \frac{V_U}{0,85}; \quad V_N = \frac{21\ 185}{0,85} = 24\ 924 \text{ kg}$$

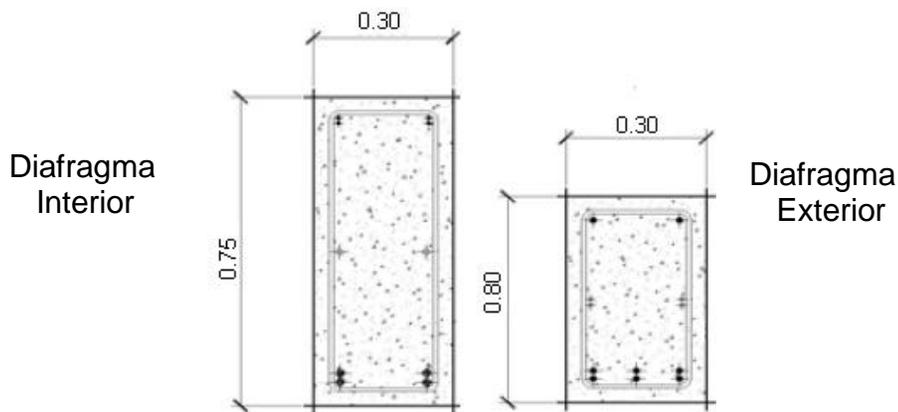
$$V_C = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad V_C = 0,53 * \sqrt{281} * 30 * 46 = 12\ 261 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1,42 * 2\ 810 * 46}{24\ 924 - 12\ 261} = 14,50 \text{ cm}$$

- El espaciamiento máximo:  $S_{Max} = d / 2$ ;

$d = 14,5 / 2 = 7,25 \text{ cm}$ ; se proponen varillas No. 3 @ 0,10.

Figura 24. **Armado de diafragmas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Tabla XIX. **Armado principal de diafragmas**

Armado	Diafragma Interior	Diafragma Exterior
Superior	4 No.3	2 No.5
Intermedio	2 No.5	4 No.3
Inferior	2 No.5	6 No.5

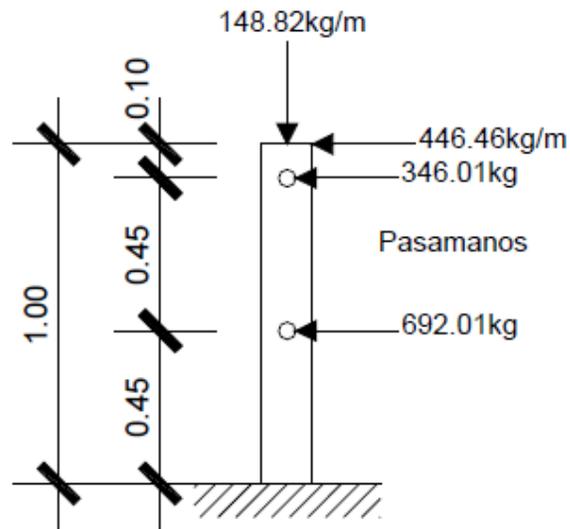
Fuente: elaboración propia.

### 3.8. Análisis y diseño del barandal

Se colocaran postes de concreto a ambos lados del puente, en especificaciones AASHTO para el diseño de postes se utilizan diversas carga, en la siguiente figura se muestra el esquema de cargas de diseño de postes, en

donde actúa una carga horizontal de 300 Lb/pie = 446,46 kg/m y una carga vertical de 100 Lb/pie= 148,82 kg/m.

Figura 25. Esquema de cargas de diseño de postes



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Se calcula el momento debido a las cargas con respecto al punto "X" haciendo la sumatoria de momentos.

$$\sum MX = (446,46 \cdot 1) + (346,01 \cdot 0,90) + (692,01 \cdot 0,45) - (148,82 \cdot 0,075)$$

$$\sum MX = 1\,058,11 \text{ kg} - \text{m}$$

Datos:

$$\begin{aligned} \mu &= 1,058.11 \text{ kg-m}; & F_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2; & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 12 \text{ cm}; & b &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = \left[ 15 * 12 - \sqrt{(15 * 12)^2 - \frac{1058,11 * 15}{0,003825 * 210}} \right] * \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 4,29 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo se distribuirán de la siguiente manera, 4 varillas No.4 más estribos No.2 a cada 15 c centímetros.

### 3.9. Diseño de la subestructura

LA AASHTO en su capítulo 3.2 establece que la subestructura es un componente estructural del puente y que soportan el tramo horizontal, la subestructura estará compuesta por los elementos siguientes: elastómeros, vigas de apoyo, cortinas, estribos, zapatas y pilotes.

- Los estribos de concreto ciclópeo deben ser diseñados para: la capacidad soporte establecido en el estudio de suelo y a la profundidad definida.
- Deberá evitarse la explotación de todos los bancos de materiales circundantes a las riberas del río, para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- 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.

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

### **3.9.1. Diseño elastomérico**

La AASHTO en su capítulo 14.6.1 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por rotación, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

Los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

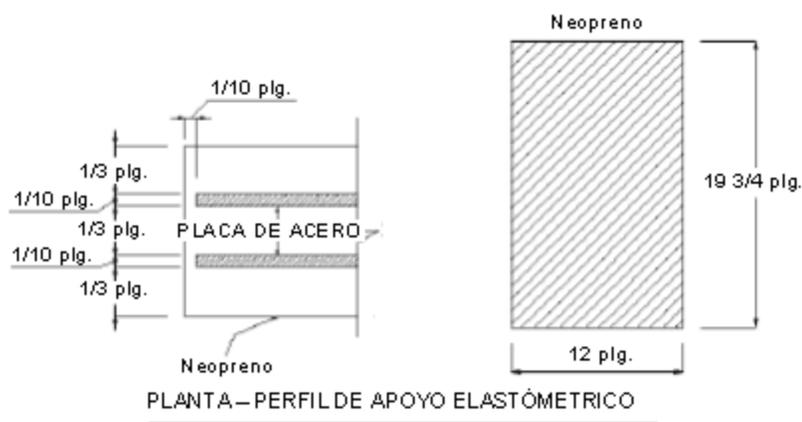
De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros, el uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

Según lo afirmado anteriormente los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente apartado estará enfocado en el estudio de estos.

- Apoyos elastoméricos: es un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómeros restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica).

En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual esté unido, en la figura 18 se muestra la propuesta del elastómero.

Figura 26. **Propuesta del elastómero**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Propiedades de los materiales: dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por superficie cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor.

Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla XIX.

Tabla XX. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

Dureza Shore (A)	50	60	70
Módulo de corte a 73 ° F (psi)	95 - 130	130 - 200	200 -300
fluencia de deflexión en 25 años			
Deflección instantánea	25%	35%	45%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials.  
Capítulo. 14, p. 36-76.

La dureza elastométrica se define con la escala de Shore según la resistencia a la penetración de una aguja (variando entre los grados 0 y 100 desde los cuerpos blandos hasta los impenetrables) y depende de la temperatura, los apoyos del puente serán de neopreno de dureza 60° Shore.

- Cálculo del neopreno
  - Cargas gravitatorias Q

$$Q = P_G + P_Q$$

Donde:

$P_G$ = Peso de la superestructura: barandales, losa, vigas principales, diafragmas, asfalto y carga peatonal (kg) = 275614,30 kg

$P_Q$ = Sobrecarga mayorada del vehículo de diseño H20 – 44(kg)

$$P_Q = n_i \left[ 0,75(W_{LL}) \right]$$

$$P_Q = 1 * \left[ 0,75(18\ 149) \right] = 31\ 761\ \text{kg}$$

Donde:

$$WLL = \text{Peso total del camión H - 20} = 18\,149 \text{ kg}$$

$$Q = 275\,614 + 31\,761 = 307\,375 \text{ kg}$$

- Cálculo de las reacciones que producen las vigas

$$V = \frac{Q}{n_v * 2} \qquad V = \frac{307\,375}{2 * 2} = 76\,844 \text{ kg}$$

Donde:

$$Q = \text{Carga gravitatoria (kg)} = 250\,873,81 \text{ kg}$$

$$n = \text{Número de vigas} = 2$$

- Base máxima para el neopreno ( $B_{\text{máx}}$ )

$$B_{\text{max}} = \text{Ancho de viga} - 2 ; \qquad B_{\text{max}} = 42 - 2 = 40 \text{ cm}$$

Se propone una base máxima de 40 centímetros.

- Ancho propuesto para el neopreno ( $w$ )

$$W_{\text{min}} = 15 \text{ cm } \acute{o} < B_{\text{max}}$$

$$W_{\text{min}} = 15 \text{ cm } \acute{o} < 40 \text{ cm}$$

Se propone un ancho  $w = 35$  centímetros.

- Espesor propuesto del neopreno (t)

$$1 \text{ cm} \leq t \leq w/5;$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq 35/5;$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq 7 \text{ cm}$$

Se propone utilizar un espesor de neopreno  $t = 5 \text{ cm}$ , dividido en 2 planchas de neopreno de 2,35 cm cada una y una plancha de acero A36 de 3 milímetros al centro.

- Cálculo del esfuerzo de compresión del neopreno ( $\delta$ )

$$\delta = \frac{V}{W * B}$$

$$\delta = \frac{76\,844}{35 * 40} = 54,89 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión para neoprenos reforzados es de  $70 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que el cálculo anterior que proporciona es esfuerzo de compresión del neopreno es correcto y por lo tanto aceptable.

- Cálculo del corrimiento máximo por temperatura ( $\Delta L_1$ )

$$\Delta L_1 = L/2 * \alpha * \Delta T ;$$

$$\Delta L_1 = 14,70/2 * 2 * 10^{-3} * 33 = 0,49 \text{ m}$$

Donde:

L= Luz del puente = 14,70 m

$\alpha$ = coeficiente de dilatación del concreto (cm/m) =  $2 \times 10^{-3} \text{ cm/m}$

$\Delta t$  = cambio de temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )=  $33 \text{ }^{\circ}\text{C}$

- Cálculo del corrimiento máximo debido a fuerzas de frenado ( $\Delta L_2$ )
  - Fuerza No. 1: fuerza de frenado por acciones mecánicas

$F_1 = 0,15 * \text{peso del e vehículo de diseño} * \text{número de carriles}$

$$F_1 = 0,15 * 18149 * 2 = 5445 \text{ kg}$$

- Fuerza No. 2: fuerza de frenado por acciones no mecánicas

$$F_2 = 0,04 * \text{carga peatonal} * \text{área de calzada}$$

$$F_2 = 0,04 * 367 \text{ kg/cm}^2 * (14,70 * 9) = 1942,16 \text{ kg}$$

- Fuerza total

$$F_t = F_1 + F_2$$

$$F_t = 5445 \text{ kg} + 1942 \text{ kg} = 7387 \text{ kg}$$

Corrimiento debido a fuerzas de frenado

$$\Delta L_2 = \frac{F_t * t}{G_o * B * W}; \quad \Delta L_2 = \frac{7387 \text{ kg} * 2,35 \text{ cm}}{11 \text{ kg/cm}^2 * 40 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 1,13 \text{ cm}$$

Donde:

$F_t$  = fuerza total = 7 387 kg

$B$  = base del neopreno = 40 cm

$w$  = ancho del neopreno = 35 cm

$t$  = espesor de una plancha del neopreno = 2,35 cm

$G_o$  = dureza shore 60 del neopreno = 11 kg/cm<sup>2</sup>

- Cálculo del corrimiento máximo total (  $\Delta L$  )

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2; \quad \Delta L = 0,49 \text{ cm} + 1,13 \text{ cm} = 1,62 \text{ cm}$$

- Verificar que  $\Delta L \leq 0,50t$

$$\Delta L \leq 0,50t$$

$$1,62 \text{ cm} \leq 0,50 \text{ cm} * 5 \text{ cm}$$

$$1,62 \text{ cm} \leq 250 \text{ cm ok}$$

- Deformación del espesor del neopreno

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza del material, las planchas de acero, la presión específica y del factor de forma.

- Cálculo del factor de forma (T)

$$T = \frac{W * B}{2(W + B)t};$$

$$T = \frac{35 * 40}{2(35 + 40)2,35} = 3,97$$

Donde:

T = factor de forma del neopreno

w = ancho del neopreno = 35 cm

B = base del neopreno = 40 cm

t = espesor de una plancha del neopreno = 2,35 cm

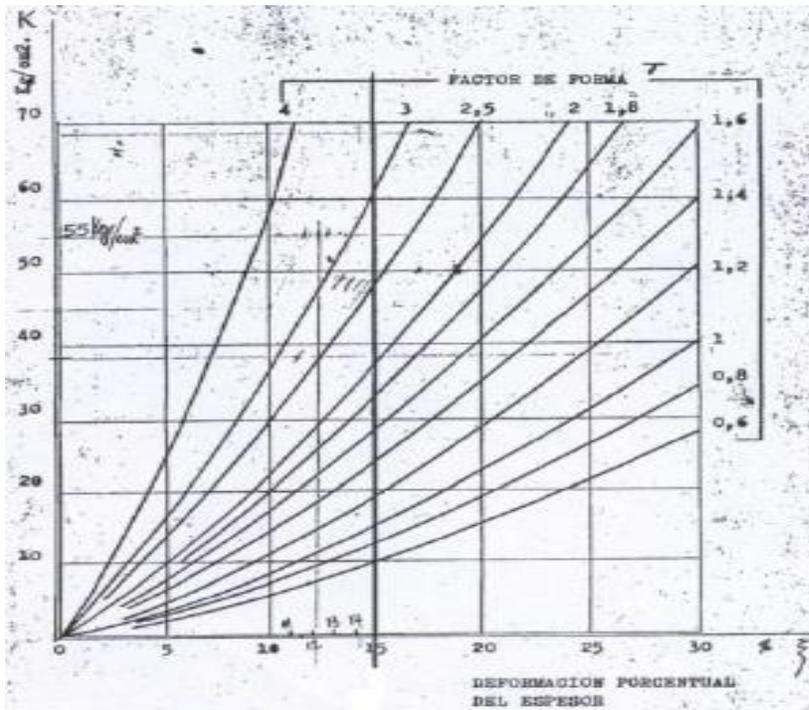
- Calculando la presión específica (K)

$$K = \frac{V}{W * B};$$

$$K = \frac{76 \ 844 \text{ kg}}{35 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 54,89 \text{ kg/cm}^2$$

Por medio de la siguiente gráfica se determina el porcentaje de deformación del espesor del neopreno, interceptando el valor de la gráfica del factor de forma (T) con la presión específica (K).

Figura 27. Relación entre presión específica y deformación - 60° Shore



Fuente: HERRERA, Jerónimo. Puentes. p. 131.

- Porcentaje de deformación del espesor del neopreno  $(\% \Delta) \% \Delta = 6\%$

Se verifica que la deformación de una plancha del espesor del neopreno  $(\% \Delta * t)$  cumpla con la siguiente condición:

$$\% \Delta * t \leq 15\% * t; \quad 0,06 * 2,35 \text{ cm} \leq 0,15 * 2,35; \quad 0,14 \text{ cm} \leq 0,35 \text{ cm}$$

Donde:

t = espesor total del neopreno = 2,35 cm

% = porcentaje de deformación de una plancha del espesor del neopreno= 6%

- Calculo del corrimiento admisible sin deslizamiento  $\delta$

Asumiendo que el neopreno estará sometido a una temperatura extrema mínima de  $-7^{\circ}\text{C}$ , se tiene:

$$\delta = 0,2 * \frac{P_g * t}{B * W} * \frac{X}{G_o}; \quad \delta = 0,2 * \frac{275\,614 \text{ kg} * 2,35 \text{ cm}}{40 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} * \frac{1,09}{11 \text{ kg/cm}^2} = 41,75 \text{ cm}$$

Donde:

x = factor que depende de la temperatura mínima  $-7^{\circ}\text{C}$

x = 1,09

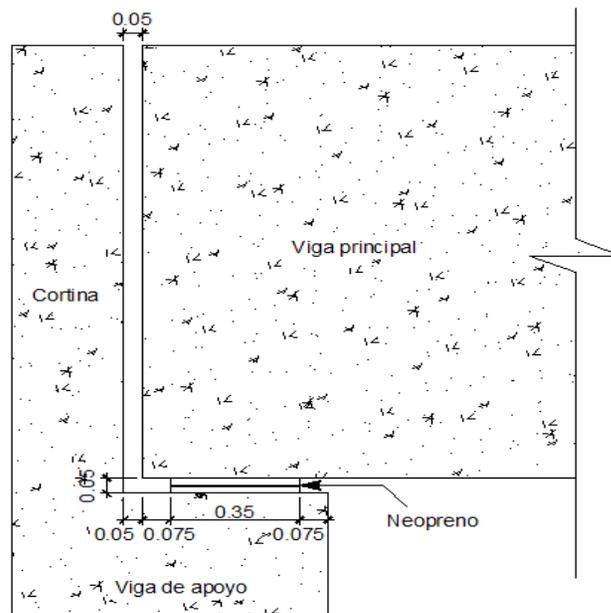
- Verificar que  $\delta \geq \Delta L$

$$\delta \geq \Delta L; \quad 41,75 \text{ cm} \geq 1,62 \text{ cm ok}$$

Por lo que, el neopreno propuesto de dureza 60° Shore, con una base de 40 centímetros, un ancho de 35 centímetros y un espesor de 5 centímetros dividido en 2 planchas de neopreno de 2,35 centímetros y una plancha de acero en medio de 3 milímetros con una resistencia a la fluencia A36 ( $f_y = 36\,000$  psi), cumple con todos los requerimientos y es correcto utilizarlo.

A continuación se presenta el detalle de la ubicación del neopreno sobre la viga de apoyo, con sus respectivas dimensiones.

Figura 28. **Detalle de ubicación y dimensiones de neopreno**



**ESPECIFICACIONES  
DE NEOPRENO:**

Dureza: 60° Shore  
Dimensiones:

Base: 40 cm  
Ancho: 35 cm  
Espesor: 5 cm

2 planchas de neopreno de 2.35cm  
1 plancha de acero A36 de 3mm

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.9.2. **Análisis y diseño de la cortina**

Se presume que la cortina está empotrada sobre la base o asiento de la viga de apoyo, entre las fuerzas que intervienen se encuentran: el empuje de tierra (F), fuerza longitudinal (LF) y fuerza de sismo (S).

- Empuje de tierra (F): en AASHTO se considera una sobrecarga (sob) del suelo con un equivalente líquido de 2 pies o sea de 0,61 m de alto, con una presión de 480 kg/m<sup>3</sup>. Se toma el equivalente líquido de 480 kg/m<sup>2</sup> para el peso del suelo y tomando una base de un metro, entonces sob = 480 kg/m
- Cálculo de fuerza longitudinal (LF): esta fuerza es producida por las llantas del camión en la aproximación del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina, se calcula con la siguiente ecuación:

$$LF = \frac{0,05P}{2H}; \quad LF = \frac{0,05 \times 7\,240}{2 \times 1,30} = 139,23 \text{ kg/m}$$

Donde:

P = peso del camión, que actúa a 6 pies (1,83m) sobre la capa de rodadura, de manera que el brazo es 6'+H

H = Altura de la cortina

Por tratarse de 2 ruedas, la fuerza total sería = 139,23 \* 2 = 278,46 Kg/m y el brazo es = 1,30 +1,83 = 3,13 m

- Cálculo de sismo

Según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre un 8 y 12% del peso propio de la cortina, el brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

$$S = 0,12W$$

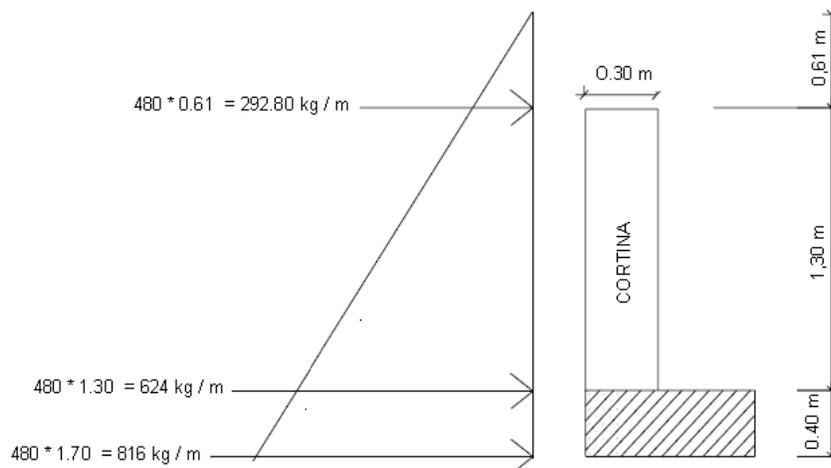
$$W = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 1,30 * 1 \text{ m} = 936 \text{ kg}$$

$$S = 0,12(936) = 112,32 \text{ Kg}$$

El brazo al centro de gravedad

$$\text{Brazo} = H/2; \quad \text{Brazo} = 1,30 / 2 = 0,65 \text{ m}$$

Figura 29. **Triángulo de presiones**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Cálculo de presión del suelo

$$Es + Sob = 292,80 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} + 624 \text{ kg/m}^2 * (1,30 \text{ m} / 2) = 786,24 \text{ kg/m}$$

### 3.9.2.1. Cálculo del momento de diseño

Para el cálculo del momento de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (LF, S y Es + Esob), en los siguientes grupos de cargas (AASHTO 3.22.1a), debiéndose aplicar la más crítica de ellas:

- Grupo III: 
$$M = 1,30 \left( E_{Sob} * \frac{H}{2} * Es * \frac{H}{3} * LF * (6' + h) \right)$$

$$E_{Sob} = Sob * 0,61 * H_{Cortina} ; \quad E_{Sob} = 480 \text{ kg/m}^2 * 0,61 \text{ m} * 1,30 \text{ m} = 380,64 \text{ kg}$$

$$Es = Sob * H_{Cortina} * H/2 ;$$

$$Es = 480 \text{ kg/m}^2 * 1,30 \text{ m} * (1,30 \text{ m}/2) = 405,60 \text{ kg}$$

$$M = 1,30 \left( 380,64 * \frac{1,30}{2} + 405,60 * \frac{1,30}{3} * 278,46 * \left( \frac{6'}{3,28} + 1,30 \right) \right) = 1679,55 \text{ kg} - \text{m}$$

- Grupo VII: 
$$M = 1,30 \left( E_{Sob} * \frac{H}{2} * Es * \frac{H}{3} * S * (6' + H) \right)$$

$$M = 1,30 \left( 380,64 * \frac{1,30}{2} * 405,60 * \frac{1,30}{3} * 112,32 * \left( \frac{6'}{3,28} + 1,30 \right) \right) = 1005,40 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utiliza el momento más crítico  $M = 1\ 679,55 \text{ kg} - \text{m}$

### 3.9.2.2. Acero de refuerzo

Con los datos anteriores se calcula el acero de refuerzo.

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm}; & d &= 25 \text{ cm} \\ f_y &= 2\,810 \text{ Kg/cm}^2; & f_c &= 281 \text{ Kg/cm}^2 \\ \mu &= 1\,679,55 \text{ Kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$A_s = \left[ 100 * 25 - \sqrt{(100 * 25)^2 - \frac{1\,679,55 * 100}{0,003825 * 281}} \right] * \left( \frac{0,85 * 281}{2\,810} \right) = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \left( \frac{14,1}{2\,810} \right) * 100 * 25 = 12,54 \text{ cm}^2$$

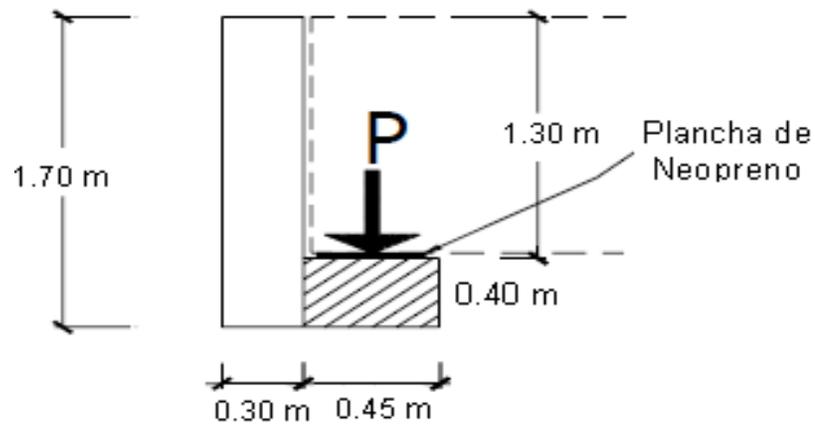
$$A_{s_{\text{Max}}} = 0,0247 * 100 * 25 = 61,80 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s_{\text{Min}}} < A_{s_{\text{Max}}}$ ; se reforzará con  $A_{s_{\text{Min}}}$ ; el refuerzo será No. 5 @ 0,15 m en ambas camas en sentido vertical. El refuerzo secundario será solo por temperatura, a  $S_{\text{Max}} = 30 \text{ cm}$ .

### 3.9.3. Análisis y diseño de la viga de apoyo

Se realiza para hallar el área de aplastamiento de la base de la viga de apoyo y las dimensiones de la plancha de neopreno.

Figura 30. Esquema de la viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, también darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas.

El acero de refuerzo longitudinal es el mínimo y el refuerzo transversal es solo por armado, que es el equivalente a colocar varillas No. 3 @ 0,35 m.

- Chequeo por aplastamiento

Para el aplastamiento se utilizará el esfuerzo cortante último en la viga, con un valor de  $P = 60\,849$ ; el área de aplastamiento se encuentra por medio de la siguiente ecuación.

$$A_p = \frac{60\,849 \text{ kg}}{0,70 * 281 \text{ kg/cm}^2} = 309,35 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_p$  = área de aplastamiento

$P$  = Carga última

$\phi_c$  = constante de corte

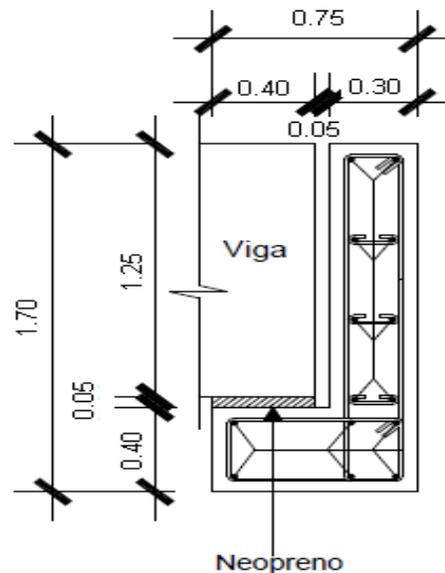
Las dimensiones aproximadas son  $\sqrt{309,35} = 17,58 \approx 18$  centímetros, con estos datos se debe utilizar una base de neopreno de 20 \* 20 centímetros, con una dureza real de 59 según ASTM D 2240, con un espesor de 1 1/4 pulgadas.

### **3.9.3.1. Cálculo de acero de refuerzo**

Debe colocarse acero de refuerzo longitudinal con el acero mínimo por estar apoyada en el estribo en toda su longitud, se debe de chequear solo a compresión, la base no debe ser menor de 40 cm y para el refuerzo transversal se colocaran estribos a no menos de  $H/2$ .

Este refuerzo equivale a distribuir 6 varillas No.6, Mientras que el refuerzo por corte se utilizará refuerzo mínimo y espaciamiento máximo, se utilizará estribo No.4 a cada 25 cm. Además se deben resolver los apoyos con neopreno de las dimensiones antes mencionadas

Figura 31. Esquema de armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

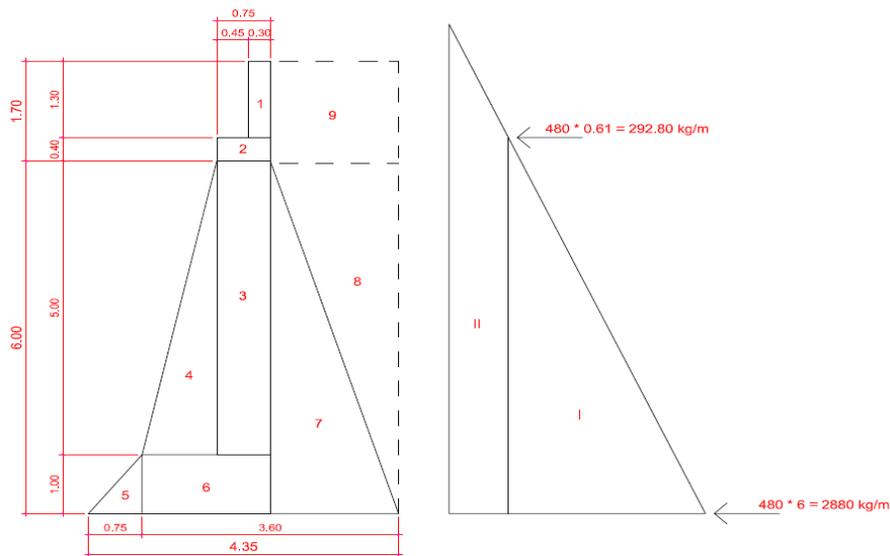
$$AS_{\text{Min}} = \left( \frac{14,1}{2810} \right) * 75 * 40 = 15,05 \text{ cm}^2$$

### 3.9.4. Análisis y diseño de estribos

Estos son los elementos del puente que tienen la función de transmitir la carga de la superestructura, al suelo y contener el relleno que circula al mismo, para determinar un límite de altura del mismo es difícil poder saberlo, pero generalmente no debe ser mayor de seis metros.

Las reacciones de las vigas principales de la superestructura actúan verticalmente, el peso propio de la viga de apoyo y de los estribos, después con el diseño y de la subestructura es más simple al asumir una sección de muro.

Figura 32. Geometría del estribo y diagrama de presiones



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.9.4.1. Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo se determina a través de las fuerzas laterales ejercidas por el suelo sobre el estribo, el momento de volteo se determina de la siguiente manera.

- Sección I:

$$E = P * H; \quad E = 292,8 * 7,70 = 2\,255 \text{ Kg}$$

Donde:

E = Empuje

P = Presión

H = Altura

El brazo al centro de gravedad

$$\text{Brazo} = H/2; \quad \text{Brazo} = 7,70 / 2 = 3,85 \text{ m}$$

- Sección II:

$$E = \frac{P_S - P_{SOB}}{2} * H; \quad E = \frac{2\,880 - 292,8}{2} * 7,85 = 10\,155 \text{ kg}$$

Donde:

E = Empuje

PS = Presión de suelo

PS = Presión de sobrecarga

H = Altura

El brazo al centro de gravedad

$$\text{Brazo} = H/2; \quad \text{Brazo} = 7,70 / 3 = 2,57 \text{ m}$$

Tabla XXI. **Momento de volteo**

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg – m)
I	2 255	3,85	8 681,75
II	10 155	2,57	26 098,35
	12 510		34 780,10

Fuente: elaboración propia.

### 3.9.4.2. Cálculo de momento estabilizante

Este momento es debido al peso propio del muro y relleno, este momento que se obtiene es por metro de ancho.

Tabla XXII. Momento estabilizante

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol (kg/m <sup>3</sup> )	Peso = A*PV W <sub>E</sub> (kg)	Brazo (m)	Momento = W <sub>E</sub> *B M <sub>E</sub> (kg-m)
1	0,39	2 400	936	2,50	2 340
2	0,30	2 400	720	1,56	1 123,20
3	3,50	2 700	9 450	2,24	21 168
4	2,75	2 700	7 425	3,61	26 804, 25
5	0,38	2 700	1 026	0,21	215,46
6	1,60	2 700	4 320	0,65	2 808
7	4,80	2 700	12 960	4,40	57 024
8	4,80	1 700	8 160	3,33	27 172,80
9	2,72	1 700	4 624	2,67	12 346,08
			Σ= 49 621		Σ= 151 001,79

Fuente: elaboración propia.

### 3.9.4.3. Revisión del muro sin superestructura

Para realizar las verificaciones, se utilizan las fórmulas de chequeo para muros de contención por gravedad, las cuales se describen a continuación:

• Volteo: 
$$V = \frac{M_E}{M_V} > 1,50 ; \quad V = \frac{151\,001,79}{34\,780,10} = 4,34 > 1,50$$

Donde:

M<sub>E</sub> = Momento estabilizante

M<sub>V</sub> = Momento de volteo

- Deslizamiento

$$D = \frac{\mu W}{E} > 1,50; \quad D = \frac{0,50 * 49\,621}{12\,510} = 1,98 > 1,50$$

Donde:

$$\mu = 0,50$$

W = Peso propio de la estructura

E = Empuje

- Presiones:

$$P = \frac{49\,621}{4,35} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{e}{b} \right) \right) < V_s$$

Donde:

W = Peso propio de la estructura;

A = Área de la base

e = Excentricidad;

b = Base

$$e = \left( \frac{b}{2} \right) - a; \quad e = \left( \frac{4,35}{2} \right) - 2,34$$

$$a = \frac{151001,79 - 34780,10}{49621} = 2,34; \quad P = \frac{49\,621}{4,35} \left( 1 \pm \left( 6 * \frac{-0,17}{4,35} \right) \right) < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$P_1 = 8\,732,35 \text{ kg/m}^2;$$

$$P_2 = 14\,081,90 \text{ kg/m}^2$$

#### 3.9.4.4. Revisión del muro con superestructura

La carga viva y muerta que se utilizan para realizar este chequeo, son las mismas que se calcularon para la viga de apoyo.

$$CM + CV = CU; \quad CU = 60\,849 \text{ kg} / 4,35 = 13\,989 \text{ kg} = W_2$$

Determinando el brazo

$$\text{Base} = 4,35 / 2 = 2,18 \text{ m}$$

Al multiplicar estas cantidades da como resultado un momento, este momento se suma al momento estabilizante del muro.

- Momento Estabilizante

$$M_{E2} = 13\,989 \text{ kg} * 2,18 \text{ m} = 30\,496 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ET} = M_E + M_{E2}$$

$$M_{ET} = 151\,002 + 30\,496 = 181\,498 \text{ kg} - \text{m}$$

- Volteo

$$V = \frac{M_{ET}}{M_V} > 1,50; \quad V = \frac{181\,498}{34\,780} = 5,22 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$D = \frac{\mu(W + W_2)}{E} > 1,50; \quad D = \frac{0,50 * (49\,621 + 13\,989)}{12\,510} = 2,54 > 1,50$$

- Presiones

$$a = \frac{181\,498 - 34\,780}{49\,621 + 13\,989} = 2,30$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a; \quad e = \left(\frac{4,35}{2}\right) - 2,30 = -0,13$$

$$P = \frac{63\,610}{4,35} \left(1 \pm \left(6 * \frac{-0,13}{4,35}\right)\right) < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$(+)\ P1 = 12\,001 \text{ kg/m}^2; \quad (-)\ P2 = 17\,245 \text{ kg/m}^2$$

### 3.9.4.5. Revisión del muro con sismo

Se debe tener presente que para todo proyecto que se realiza, es importante tomar en cuenta los efectos provocados por cargas de sismo, se debe de establecer la carga muerta de cada uno de los elementos de la estructura del puente de la siguiente manera.

$$W_L = \frac{\lambda_C * t * A_T * L_T}{2 * A_T};$$

$$W_L = \frac{2\,400 * 0,20 * 9,0 * 14}{2 * 9,0} = 3\,360 \text{ kg}$$

$$W_V = \frac{\lambda_C * B * H * L_T}{2 * A_T};$$

$$W_V = \frac{2\,400 * 0,40 * 1,0 * 14}{2 * 9,0} = 747 \text{ kg}$$

$$W_{DIN} = \frac{\lambda_C * B * H * A_T}{2};$$

$$W_{DIN} = \frac{2\,400 * 0,30 * 0,75 * 9,0}{2} = 2\,430 \text{ kg}$$

$$W_{\text{DEX}} = \frac{\lambda_C * B * H * A_T * 2}{2}; \quad W_{\text{DIN}} = \frac{2\,400 * 0,30 * 50 * 9,0 * 2}{2} = 3\,240 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 3\,360 + 747 + 2\,430 + 3\,240 = 9\,777 \text{ kg}$$

- Momento Estabilizante

$$M_{E3} = 9\,777 \text{ kg} * 2,18 \text{ m} = 21\,314 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{ET}} = M_E + M_{E2}$$

$$M_{\text{ET}} = 151\,002 + 21\,314 = 172\,316 \text{ kg} - \text{m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

$$W_{\text{ET}} = W_E + W_{\text{CM}}; \quad W_{\text{ET}} = 49\,621 + 9\,777 = 59\,398 \text{ kg};$$

$$FH = (1,08 * E) + (1,08 * W_{\text{ET}})$$

$$FH = (1,08 * 12\,510) + (1,08 * 59\,398) = 18\,263 \text{ kg}$$

- Momento de volteo: este momento del muro con sismo sin carga viva, se obtiene por metro de ancho.

Tabla XXIII. **Momento estabilizante en estribo sin carga viva**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol (kg/m <sup>3</sup> )	Peso = A*PV W <sub>E</sub> (kg)	Brazo (m)	Momento = W <sub>E</sub> *B M <sub>E</sub> (kg-m)
1	0,39	2 400	936	5,19	4 858
2	0,30	2 400	720	4,10	2 952
3	3,50	2 700	9 450	2,50	23 625
4	2,75	2 700	7 425	1,35	10 024
5	0,38	2 700	1 026	2,56	2 227
6	1,60	2 700	4 320	2,05	8 856
7	4,80	2 700	12 960	4,18	54 173
8	4,80	1 700	8 160	4,18	34 109
9	2,72	1 700	4 624	1,30	6 011
			Σ= 49 621		146 835

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del momento estabilizante con el factor de carga sísmica

$$MEQ = 0,08 * M; \quad MEQ = 0,08 * 146\ 835 = 11\ 746,80 \text{ kg -m}$$

$$M_{V3} = (1,08 * M_v) + (0,08 * CM * H) + (MEQ)$$

$$M_{V3} = (1,08 * 34780) + (0,08 * 9777 * 4,50) + (11\ 746,80) = 50\ 091,36$$

- Volteo

$$V = \frac{M_{ET3}}{M_{V3}} > 1,50; \quad V = \frac{172316}{50092} = 3,44 > 1,50; \text{ ok}$$

- Deslizamiento

$$D = \frac{\mu(W_3)}{FH} > 1,50; \quad D = \frac{0,50 * (59398)}{18263} = 1,63 > 1,50; \text{ ok}$$

- Presiones

$$a = \frac{172316 - 50092}{50398} = 2,43$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a; \quad e = \left(\frac{4,35}{2}\right) - 2,43 = -0,25$$

$$P = \frac{50398}{4,35} \left(1 \pm \left(6 * \frac{-0,25}{4,35}\right)\right) < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$(+)\ P1 = 7\ 647 \text{ kg/m}^2; \text{ ok}$$

$$(-)\ P2 = 15\ 525 \text{ kg/m}^2; \text{ ok}$$

### 3.10. Elaboración de planos

Después de haber realizado todos los cálculos para el diseño del puente que pasará sobre el río los callejones, se procede a elaborar los planos constructivos, los cuales se detallan en el apéndice respectivo.

### 3.11. Presupuesto

Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y términos financieros que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas, este se muestra en la tabla XXIV.

### **3.12. Programa de operación y mantenimiento**

Todo puente vehicular para incrementar su durabilidad y funcionamiento necesita un programa de operación y mantenimiento, la operación y mantenimiento son realizadas por un operador calificado y será el responsable del buen funcionamiento del servicio vial del puente.

- Programa de operación

Se dan a conocer aspectos a tomar en cuenta para una buena operación de los componentes del puente vehicular del río Los Callejones.

- La cantidad de agua en la crecida máxima

Se debe de tener especial cuidado con la creciente máxima, esta ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales; por lo cual es necesario hacer un correcto estudio hidrológico para determinar el nivel máximo y de esa cuenta evitar daños estructurales al puente.

Tabla XXIV. **Presupuesto para puente vehicular, sobre el río Los Callejones, San Rafael Las Flores, Santa Rosa**

No.	Reglón	Cantidad	U	Precio Unitario	Sub Total	Total
1	Trabajos preliminares					
1.1	Replanteo Topográfico	0,22	km	Q 8 069,67	Q 1 995,33	
1.2	Trazo	215	ml	Q 10,50	Q 2 257,50	Q 4 252,83
2	Estribos					
2.1	Excavación	97	m <sup>3</sup>	Q 75,00	Q 7 275,00	
2.2	Formaleteado	70	m <sup>2</sup>	Q 300,00	Q 21 000,00	
2.3	Fundición de concreto ciclópeo	125	m <sup>3</sup>	Q 1 500,00	Q 187 500,00	Q 215 775,00
3	Viga de Apoyo tipo L					
3.1	Viga tipo L	15	ml	Q 2 150		Q 32 250,00
4	Vigas					
4.1	Vigas de 1,0 x 0,40	45	ml	Q 2 950,00		Q 132 750,00
5	Diafragmas					
5.1	Diafragma Exterior 0,30 x 0,75	15	ml	Q 975,00	Q 14 625,00	
5.2	Diafragma interior 0,30 x 0,50	8	u	Q 850,00	Q 6 800,00	Q 21 425,00
6.	Losa					
6.1	Armado y fundido	125	m <sup>2</sup>	Q 1 250,00	Q 156 250,00	
6.2	Formaleteado	125	m <sup>2</sup>	Q 250,00	Q 31 250,00	
6.3	Neopreno	4	U	Q 500,00	Q 2 000,00	
6.4	Banqueta	11,20	m <sup>2</sup>	Q 325,00	Q 3 640,00	Q 193 140,00
7	Baranda					
7.1	Postes de Concreto	16	U	Q 300,00	Q 4 800,00	
7.2	Tubo de acero galvanizado de 2"	30	ml	Q 100,00	Q 3 000,00	Q 7 800,00
8	Sistema de Drenaje					
8.1	Tubo de acero galvanizado de 4"	30	ml	Q 150,00		Q 4 500,00

**COSTO TOTAL DEL PROYECTO**

**Q 611 892,83**

Fuente: elaboración propia.

- Limpieza en los alrededores del río

Es necesaria la inspección de los alrededores del río, y remover todo tipo de escombros de considerable tamaño para evitar daño o socavación de las bases del puente.

- Señales de precaución

Es importante contar con las señales de tránsito correspondiente para evitar de esa forma, cualquier tipo de accidentes y que estos a su vez dañen la estructura del puente.

- Programa de mantenimiento

Además de un programa operativo, se hace necesario el mantenimiento del puente, para prevenir daños que se den en el transcurso del tiempo de la vida útil del proyecto, existen dos tipos de mantenimiento a dar:

- Mantenimiento preventivo

Este comprende todas las acciones y actividades que se planifiquen y realicen para que no aparezcan daños en los carriles de acceso, la banqueta peatonal y el barandal de protección, se realizarán con el propósito de disminuir la gravedad de las fallas que puedan presentarse.

- Mantenimiento correctivo

Tiene en cuenta las acciones de reparación de daños en que puedan darse en alguna de las vías, banqueta peatonal, barandal, así como prevenir la socavación de las bases del puente.

Recomendaciones para el buen funcionamiento del puente:

- Diseño adecuado de cada uno de los elementos estructurales del puente
- Dosificación correcta de la mezcla de concreto a utilizar
- Mano de obra calificada para la construcción del puente
- Utilización de materiales de buena calidad y que cumplan con los requerimientos adecuados de resistencia, durabilidad.

Tabla XXV. **Programa de operación y mantenimiento**

No.	ACTIVIDAD A REALIZAR	TIEMPO (MESES)	RESPONSABLE
1	Inspección del río	1	Obrero
2	Inspección de los cimientos del puente	1	Ing. Civil
3	Limpieza de desechos sólidos	1	Obrero
4	Inspección del área adyacente a la fuente, para determinar y evitar cualquier tipo de peligro al puente o sus componentes.	3	Obrero
5	Inspección del y reparación de la baranda	4	Obrero
6	Inspección del paso peatonal del puente	4	Ing. Civil
7	Inspección de la carpeta de rodadura	6	Ing. Civil

Fuente: elaboración propia.

### 3.12.1. Propuesta de tarifa

Para que un puente vehicular cumpla con su función y sea sostenible la planificación y ejecución de este, se requiere de un fondo para poder construir y darle su respectivo mantenimiento. Para esto se debe determinar una tarifa que debe aportar cada uno de los usuarios del proyecto, la cual está en función de la operación, mantenimiento, tratamiento, administración, construcción y reserva del mismo.

- Costo de operación

Es el costo que representa el pago mensual del personal calificado para la inspección y verificación del buen funcionamiento del puente, este se calcula tomando en cuenta el pago por jornal en el municipio y las prestaciones de ley.

Pago por jornal: Q 250,00

Prestaciones: 66% (vacaciones, indemnización, aguinaldo, bono 14, IGSS)

Salario mensual del ingeniero civil responsable

$$\left( \frac{Q 250,00}{\text{día}} \right) * \left( \frac{30\text{días}}{\text{mes}} \right) * 1,66 = Q 12 450,00$$

- Costo de mantenimiento (M)

Este costo servirá para la compra de materiales para el sistema, en caso de que sea necesario cambiarlos por deterioro de los mismos, estimando el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{(0,004 * \text{Costo Total del Proyecto})}{\text{Período de diseño}}$$

$$M = \frac{(0,004 * 609\,892,83)}{30} \cong Q\,81,32 ; \text{ mensual}$$

- Costo de administración (A)

El costo de administración es el valor que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos y otros, el cual se estima que es el 15% de la suma de los dos costos anteriores.

$$A = 15\% * (O + M)$$

$$A = 0,15 * (12\,450,00 + 81,32) = Q\,1\,879,70 \text{ al mes}$$

- Costo de reserva (R)

Este costo servirá como reserva para cubrir cualquier imprevisto que afecte el proyecto, el cual será el 10% de la suma de los costos de operación, mantenimiento.

$$R = 10\% * (O + M)$$

$$R = 0,10 * (12\,450,00 + 81,32) = Q\,1\,253,13 \text{ mensual}$$

- Tarifa calculada

La tarifa calculada es la suma de los costos anteriores, dividido el número de viviendas:

$$\text{Tarifa} = \frac{\text{O} + \text{M} + \text{A} + \text{R}}{\text{No. de usuarios}}$$

$$\text{Tarifa} = \frac{12\,450 + 81,32 + 1\,879,70 + 1\,253,13}{2\,000} = \text{Q}7,83 \text{ al mes}$$

De acuerdo al cálculo de la tarifa mensual, se determinó una cuota máxima de Q 7,83 mensuales la cual cubrirá los gastos del personal calificado incluyendo sus prestaciones, los costos del mantenimiento del puente, así como otros gastos que puedan surgir para el buen funcionamiento del mismo.

Aunque la tarifa parezca adecuada, es muy difícil determinar el número de usuarios que transitaran por el puente, por lo que los gastos mencionados anteriormente deberán ser cubiertos por la municipalidad de san Rafael las Flores o buscar algún otro método de recaudación, el cual podría ser un peaje, pero también esta propuesta debe ser analizada detenidamente.

### **3.12.2. Evaluación socioeconómica**

El análisis financiero de un proyecto es diferente al análisis económico, aunque ambos conceptos están íntimamente relacionados. El análisis financiero de un proyecto determina la utilidad o beneficio monetario que percibe la institución que opera el proyecto, en cambio el análisis económico mide el efecto que ejerce el proyecto en la sociedad.

- Análisis económico

Los proyectos de planificación y construcción de un puente deben de ser sometidos a un análisis económico para determinar la conveniencia de

ejecutarlos y para este efecto se debe identificar, cuantificar, y valorar sus costos y beneficios.

- Análisis costo/beneficio

Este análisis se aplica en aquellos casos en que tanto los costos como los beneficios pueden expresarse en términos monetarios. Los indicadores más comunes asociados a este tipo de análisis son: el Valor Presente Neto (VPN) y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

### **3.13. Valor Presente Neto**

Se utiliza para comparar alternativas de inversión, transforma todos los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores actuales, para determinar la rentabilidad al término del periodo de funcionamiento; la tasa de interés, corresponde a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%.

Debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser financiada por alguna institución, en este caso la Municipalidad de San Rafael Las Flores, para el análisis del VPN este rubro no se considerará debido a que se analizará si el proyecto es auto sostenible; sí o no.

- Cálculo de costo de operación y mantenimiento anual (CA) y valor presente (VP)

$$CA = (O + M + A + R) \times 12$$

$$CA = (Q 15 664,15) \times 12 = Q 187 970$$

$$VP_{CA} = CA * \left( \frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right)$$

$$VP_{CA} = 187\,970 * \left( \frac{(1+0,11)^{50} - 1}{0,11 * (1+0,11)^{50}} \right) = Q\,1\,699\,559,55$$

- Cálculo de tarifa poblacional anual (TPA) y valor presente (VP)

$$TPA = \text{Tarifa} \times \text{No. de usuarios} \times 12 \text{ meses}$$

$$TPA = Q\,8 \times 2\,000 \times 12 = Q\,192\,000,00$$

$$VP_{CA} = 192\,000 * \left( \frac{(1+0,11)^{50} - 1}{0,11 * (1+0,11)^{50}} \right) = Q\,1\,735\,997,41$$

El valor presente neto estará dado por la diferencia de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

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

$$Q\,1\,735\,997,41 - Q\,1\,699\,559,55 = Q\,36\,438$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento.

### 3.14. Tasa Interna de Retorno

Es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión, debido a que el presente proyecto es de carácter social, no es posible obtener una Tasa Interna

de Retorno atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{inversión inicial} - \text{VPN}$$

$$\text{Costo} = \text{Q } 609\,892,83 - \text{Q } 36\,438 = \text{Q } 573\,455$$

$$\text{Beneficio} = \text{No. de usuarios} = 8\,768$$

$$\frac{\text{Costo}}{\text{Beneficio}} = \frac{573\,455}{8\,768} = 65,40 ; \text{ por usuario}$$

Las instituciones de inversión social, deciden invertir de acuerdo al valor del costo/beneficio y de las disposiciones económicas que posean.

### **3.15. Estudio de Impacto Ambiental inicial del puente vehicular**

En los proyectos de infraestructura como el del puente vehicular se tienen impactos ambientales adversos para el área de influencia inmediata como lo son las áreas adyacentes y próximas al proyecto, esta es el área directa de impacto donde se localizará el puente y donde las variables ambientales pueden ser afectadas durante la construcción y operación del proyecto.

#### **3.15.1. Diagnóstico de riesgo de Impacto Ambiental**

Durante la construcción los posibles impactos podrían ser: la liberación de sedimentos contaminados del agua por derrame de líquidos o desechos sólidos y alteraciones de los procesos del medio ambiente, mientras que durante la etapa de operación los potenciales impactos podrían incluir los desechos y vertidos producidos por las actividades de mantenimiento y del tráfico vehicular.

### **3.15.2. Descripción del ambiente físico**

Dentro de las características del medio receptor del proyecto del puente vehicular en la que se identifican las áreas sensibles o de riesgo en el ambiente físico el agua del río, la socavación del suelo, el paisaje, la flora y la fauna, que afectan a la población, todos estos son los elementos del medio físico que rodea al proyecto, este ambiente es el que se encuentra antes de la ejecución del proyecto donde se puede ocurrir un cambio en el medio ambiente.

### **3.15.3. Análisis de vulnerabilidad del entorno**

Dentro de los impactos que pueden ocurrir al momento del desarrollo del proyecto del puente vehicular se pueden mencionar los siguientes:

- Aparición de fenómenos erosivos
- Emisiones de polvo y material en partículas
- Cambios en el paisaje
- Contaminación del agua del río

También existe incertidumbre acerca de la respuesta real del sistema al impacto generado por el proyecto, se puede estimar la respuesta pero en ocasiones es difícil precisar cuál será el comportamiento real del sistema a la alteración que puede sufrir.

### **3.15.4. Consideraciones a tomar para no causar daños**

Dentro de las consideraciones se tienen las siguientes:

- Restaurar el espacio público afectado con especies establecidas de rápido crecimiento en el lugar al finalizar la obra, retirando todos los materiales y residuos de las actividades constructivas.
- Se debe educar e informar al personal al inicio de la construcción de la obra sobre las normas elementales para proteger el medio ambiente y evitar daños al mismo.
- Evitar alteraciones significativas a la calidad del agua, independientemente del método constructivo del puente, evitando modificar la dirección normal del flujo de agua, ya que esto puede provocar socavación de la ribera afectada, con el consiguiente arrastre de sedimentos.
- Tomar las medidas de precaución necesarias en el transporte de concreto desde el sitio de elaboración hasta la zona de trabajo para evitar vertimientos accidentales sobre el cauce del río, la vegetación o del suelo.
- Remover el mínimo de vegetación para la construcción de los estribos del puente y es conveniente darle vegetación a los taludes que presenten signos de erosión dentro del margen del cauce del río.

## CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable beneficiará a toda la población del caserío Las Cortinas, en San Rafael Las Flores con un costo total de Q 389 785,67 y un costo unitario de Q 158,32 por metro lineal.
2. El proyecto de abastecimiento de agua potable proporcionará suministro necesario para cada uno de sus habitantes durante todo el año, el sistema ha sido diseñado por gravedad debido a la topografía del lugar, la distribución será con ramales abiertos debido a lo disperso de las viviendas.
3. El tipo de tubería a utilizar es PVC de junta rápida de 160 psi, por sus características de resistencia durabilidad, confiabilidad, fácil instalación y bajo mantenimiento.
4. Ejecutar el proyecto de abastecimiento de agua potable al caserío, no presenta ningún riesgo al medio ambiente, ni riesgos la salud de las personas; por el contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad de la comunidad.
5. El puente vehicular que pasará sobre el río Los Callejones, en San Rafael Las Flores tendrá un costo total de Q 609 892,83 y un costo unitario de Q 4 840,42 por metro lineal

6. Para la construcción del puente vehicular se determinó la utilización de concreto reforzado para la superestructura y de concreto ciclópeo para los estribos en subestructura, por ser materiales más utilizados y de fácil obtención.
7. Para las vigas principales del puente vehicular se usará acero de alta resistencia, debido a que en dicho puente transitarán todo tipo de vehículos.
8. Para los proyectos de infraestructura como el puente vehicular, se tienen impactos ambientales adversos para el área de influencia inmediata que comprende las áreas adyacentes y próximas al proyecto, por lo que es muy importante proteger el río; así como la vida animal y vegetal que se encuentra en los alrededores del mismo.

## RECOMENDACIONES

Para la Municipalidad de San Rafael Las Flores, Santa Rosa y para el Comité de Desarrollo local de las comunidades beneficiadas, se recomienda lo siguiente:

1. Controlar y monitorear la calidad del agua del caserío Las Cortinas, para que se encuentre exenta de patógenos y sustancias tóxicas para el consumo de la población, mediante la realización de un adecuado proceso de desinfección.
2. Es necesario conservar la fuente de agua dándole la protección requerida para evitar su contaminación por parte de los animales o personas, colocando cercas en los alrededores de la fuente de agua y avisos que sean visibles que den a entender la importancia de evitar cualquier tipo de contaminación en la fuente de agua, así como realizarse los aforos periódicamente, en especial durante el verano, por ser la época en que se registra menor caudal.
3. La tubería PVC debe mantenerse permanentemente enterrada, para evitar su deterioro al estar descubierta a las altas temperaturas.
4. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, respetando las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento y de resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones contenidas en los proyectos.

5. Es necesario que se evite modificar la dirección normal del flujo de agua durante la ejecución y operación del puente vehicular, ya que puede provocar la socavación de la ribera, afectada por el arrastre de sedimentos.
6. Al finalizar la obra se debe restaurar el área de la ribera afectada con el crecimiento de vegetación, retirando todos los materiales y residuos de las actividades constructivas.
7. Es conveniente remover en forma mínima la vegetación para la construcción de los estribos del puente y sembrar vegetación apropiada en los taludes que presenten signos de erosión dentro del margen del cauce del río.
8. Se deben realizar reuniones breves con los trabajadores de la obra, COCODES, Comités y Consejo Municipal para fomentar la práctica de tomar medidas ambientales, así como de mantenimiento de la infraestructura a construir, al inicio de cada uno de los frentes de trabajo.

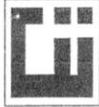
## BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. Desingproceduresfor new pavements:*Curso de diseño de pavimentos método AASHTO – 93. Argentina: Universidad Nacional de San Juan Argentina, 2000.139 p.*
2. American Concrete Institute.*Requisitos de Reglamento paraConcreto Estructural ACI 318S – 05 y Comentario ACI 318SR05. Estados Unidos: ACI, 2005, 584 p.*
3. CORTÉS AGUILAR, Viterbo E. *Evaluación de la calidad del agua y adaptación de un hipoclorador de bajo costo a un suministro de agua subterránea.* Trabajo de graduación de Ing. Sanitaria. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990. 60 p.
4. GUERRERO ROLDÁN, Felipa Mercedes. *Diseño de introducción de aguapotable a la aldea el Hato del municipio de Antigua Guatemala del departamento de Sacatepéquez.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1992. 145 p.
5. MACZ MÓ, Ronald Fernando. *Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas de Saquijá y Purhá y sistema de agua potable para la aldea de Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 136 p.

6. MALDONADO ENRÍQUEZ, Jorge Félix. *Diseño de un puente en la aldea Los Planes, diseño y construcción de un puente en la cabecera municipal de San Antonio La Paz, departamento de El Progreso.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990. 61 p.
7. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado.* 4a ed. México: Alfaomega, 2010. 540 p.
8. Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. *Reglamento de Evaluación Control y seguimiento Ambiental: Acuerdo Gubernativo No. 23 – 2003.* Guatemala: MARN, 2003. 90p
9. OCHOA GARCÍA, Roberto Rudy. *Estudio y diseño de la red de abastecimiento de agua potable para la aldea “Las Lagunas” San Marcos, San Marcos.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 84 p.
10. ROJAS TORRES, María Yessenia. *Manual de evaluación de impacto ambiental.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 126 p.

## **ANEXOS**





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



ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO-SANITARIO					
O.T. No. 30864			INF. No. 25 031		
INTERESADO: <b>ALLAN JOSUE MEJIA HERNANDEZ CARNE No. 200615055</b>			PROYECTO: <b>EPS "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO LAS CORTINAS, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA"</b>		
RECOLECTADA POR: <b>Interesado</b>			DEPENDENCIA: <b>FACULTAD DE INGENIERIA /USAC</b>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <b>Pozo Las Cortinas</b>			FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <b>2012-10-23; 06 h 30 min.</b>		
FUENTE: <b>Pozo</b>			FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <b>2012-10-23; 13 h 15 min.</b>		
MUNICIPIO: <b>San Rafael las Flores</b>			CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <b>Con refrigeración</b>		
DEPARTAMENTO: <b>Santa rosa</b>					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: <b>Clara</b>	4. OLOR: <b>Inodora</b>	7. TEMPERATURA: <b>- °C</b> (En el momento de recolección)			
2. COLOR: <b>01,00 Unidades</b>	5. SABOR: <b>-----</b>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <b>375,00 μmhos/cm</b>			
3. TURBIEDAD: <b>00,62 UNT</b>	6.potencial de Hidrógeno ( pH): <b>07,95 unidades</b>				
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L.
1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,02	6. CLORUROS (Cl <sup>-</sup> )	12,50	11. SOLIDOS TOTALES	221,00
2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	00,000	7. FLUORUROS ( F <sup>-</sup> )	00,23	12. SOLIDOS VOLÁTILES	11,00
3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	03,74	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	02,00	13. SOLIDOS FIJOS	210,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,07	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	03,00
5. MANGANESO (Mn)	00,063	10. DUREZA TOTAL	188,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	199,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	194,00	194,00		

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

**OBSERVACIONES:** Desde el punto físico químico sanitario: **DUREZA, MANGANESO En Límites Máximos Permisibles.** Las demás determinaciones arriba indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21<sup>ra</sup> EDITION 2 005. NORMAS COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 ( AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2013-01-16

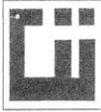
Vo.Bo.  
Ingeniera Dilma Yanet Mejicanos Jol  
DIRECTORA a.i. CII/SAC



Zenda Much Santos  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefa Técnica Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121



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



EXAMEN BACTERIOLOGICO		O.T. No. 30864	INF. No. A - 314478
INTERESADO	<u>ALLAN JOSUE MEJIA HERNANDEZ</u> CARNE No. 200615055	PROYECTO:	<u>EPS "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO LAS CORTINAS, SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD INGENIERIA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Pozo Las Cortinas</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2012-10-23, 06h30 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2012-10-23, 13h 15 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>San Rafael las Flores</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeracion</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Santa Rosa</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>---</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENOS)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm <sup>3</sup>	-----	-----	-----
01,00 cm <sup>3</sup>	-----	-----	-----
00,10 cm <sup>3</sup>	-----	-----	-----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		<2	<2

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21<sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua ES POTABLE, según norma COGUANOR NGO 29 001.

Guatemala, 2013-01-16

Vo.Bo.  **Inga. Telma Maricela Cano Morales**  
**DIRECTORA CII/USAC**

  
**Zenaida Much Santos**  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio





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



**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR**

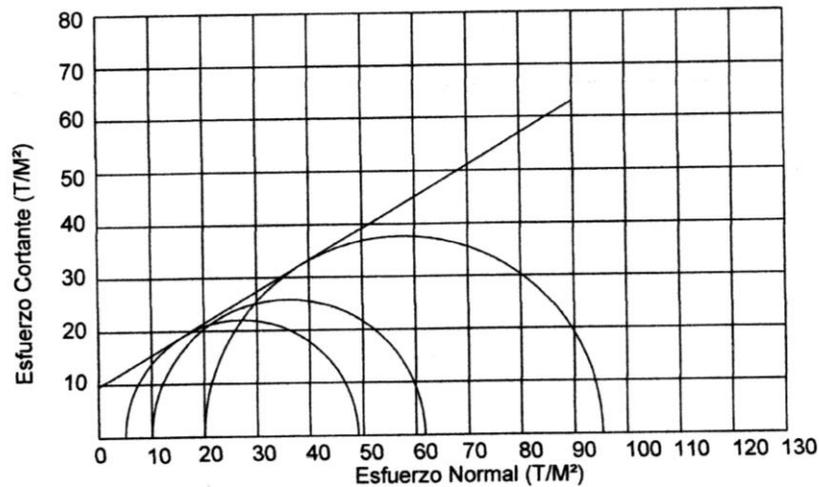
INFORME No.: 0386 S.S. O.T.No.: 30,124

INTERESADO: Allan Josue Mejia Hernández

PROYECTO: EPS - "Diseño de Puente Vehicular sobre el Río Los Callejones, San Rafael Las Flores, Santa Rosa"

pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1

Fecha: 26 de Octubre del 2012



**PARAMETROS DE CORTE:**

**ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 30.67^\circ$       COHESIÓN:  $C_u = 9.56 \text{ T/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color gris  
 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 <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	44.07	51.71	75.30
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.35	1.35	1.35
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.60	1.60	1.60
HUMEDAD (%H)	32.3	32.3	32.3

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cabo Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Méndez Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-800169, 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



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



INFORME No. 0387 S.S.

O.T. No. 30,124

Interesado: Allan Josue Mejía Hernández

Tipo de Ensayo: Con tamices y lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27

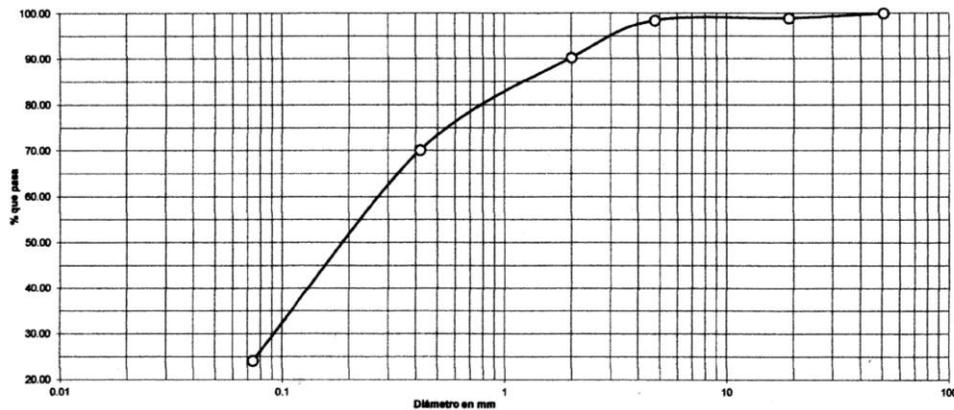
Fecha: 26 de Octubre del 2012

Proyecto: EPS - "Diseño de Puente Vehicular sobre el Río Los Callejones, San Rafael Las Flores, Santa Rosa"

Procedencia: San Rafael Las Flores, Santa Rosa.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
1 1/2"	50.8	100.00
3/4"	19.05	98.92
4	4.76	98.41
10	2	90.26
40	0.42	70.10
200	0.074	24.14

% de Grava: 1.59  
% de Arena: 74.27  
% de Finos: 24.14



Descripción del suelo: Arena limosa color gris  
Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-2-4  
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC.

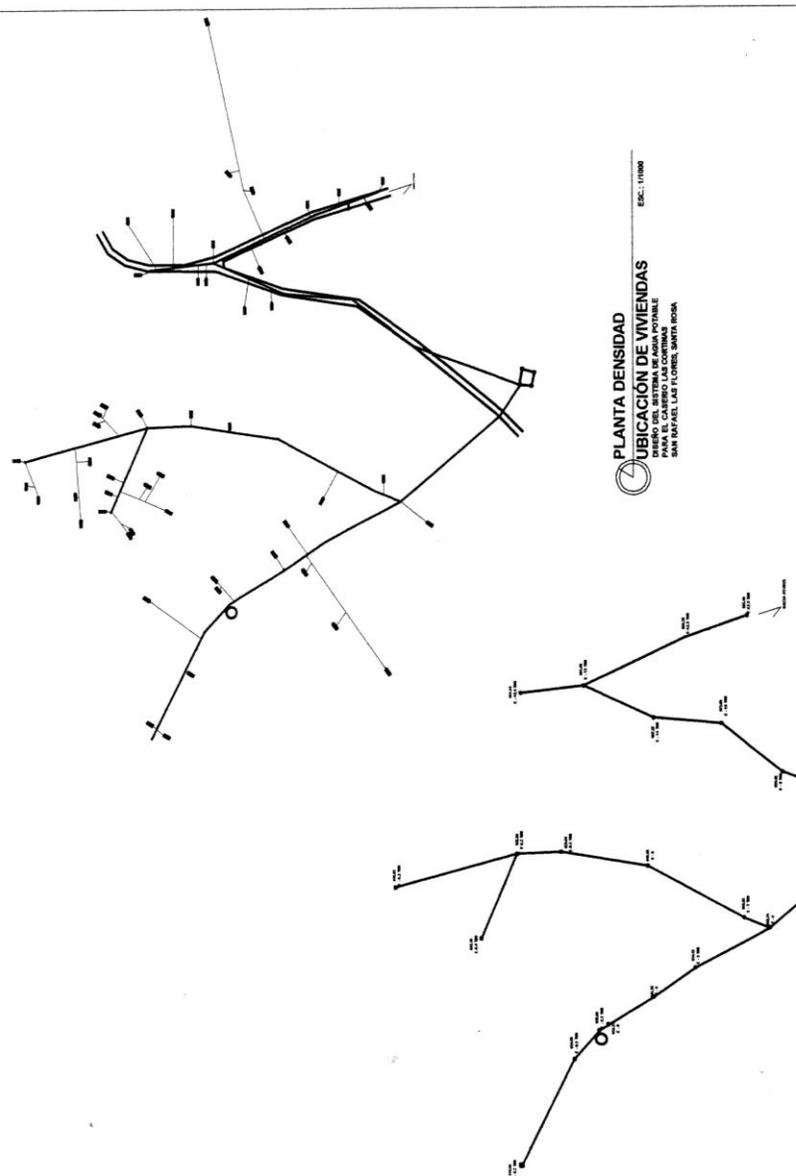


Ing. Omer Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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

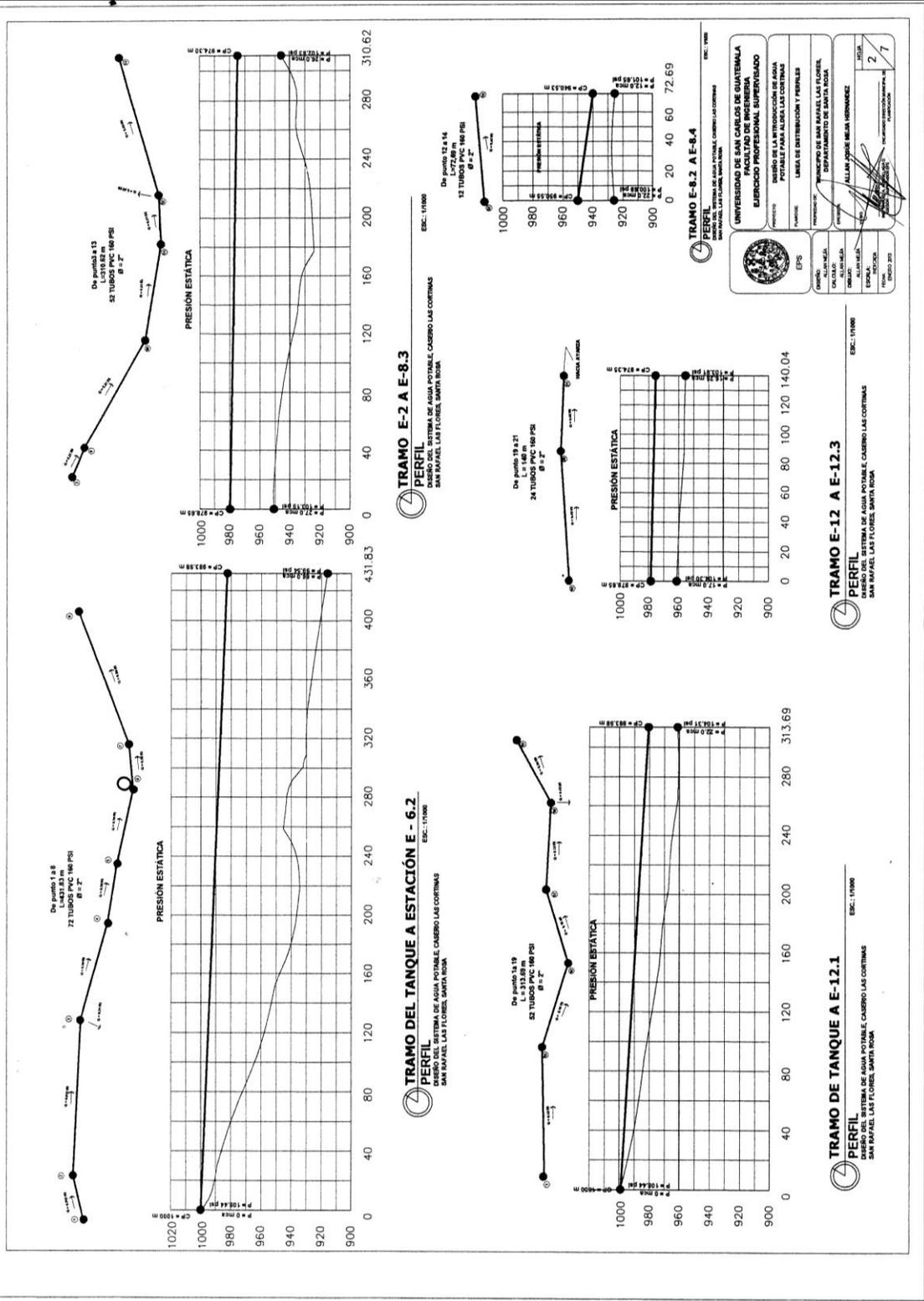
Estación	T. O.	ANILIT	GRANDES	COHA	P. O.
1	1.1	78.4005	13.95	90.37	TUR.
1	1.2	109.38	17.4	100.25	TUR.
1	1.3	121.59	6.5	100.82	TUR.
1	1.4	68.124	6.5	99.05	TUR.
1	1.5	100.712	28.9	98.15	TUR.
1	CASA	208.38	71.14	988.28	CASA
1	CEMA	237.56	69.7	995.82	A.CHA.
1	CASA	331.3	31	950.74	EST.
1	CASA	21.43	21.6	950.55	TUR.
2	3	331.99	66.6	934.12	TUR.
2	CASA	273.34	26.9	954.82	CASA
3	CASA	265.13	11.9	958.35	CASA
3	CASA	47.08	34.4	962.75	CASA
3	CASA	211.3	31.3	952.32	CASA
3	CASA	242.95	49.9	945.47	CASA
3	CASA	218.24	18	946.13	CASA
4	9	218.37	41.9	932.71	EST.
5	5.1	327.96	8.5	930.03	P.O.72
5	6	22.14	17.6	934.47	EST.
5	6	22.14	17.6	934.47	EST.
6	CASA	288.4	69.5	927.88	CASA
6	6.2	293.46	128.2	916.03	TUR.
6	CASA	233.46	128.2	916.03	CASA
6	CASA	233.46	128.2	916.03	CASA
6	CASA	203.08	53.9	931.69	CASA
7	8	28.29	85.95	948.05	EST.
8	CASA	11.35	38.9	929.14	CASA
8	8.1	5.59	35.9	925.98	TUR.
8	CASA	5.52	108.6	926.03	TUR.
8	CASA	8.59	68.5	924.04	CASA
8	CASA	10.52	137	941.68	CASA
8	CASA	4.3	149.8	938.1	CASA
8	CASA	3.95	158.9	945.82	CASA
8	CASA	146	201	940.81	CASA
8	CASA	152.41	148.53	929.31	CASA
8	CASA	144.41	161.53	927.03	CASA
8	CASA	137.21	167.5	925.84	CASA
8	CASA	137.22	168.3	925.39	CASA
8	CASA	127.43	139	922.36	CASA
8	CASA	146.41	132.2	925.49	CASA
8	CASA	192.96	138.2	925.37	CASA
8	8.4	136.18	143.38	925.3	TUR.
8	CASA	137.39	154.3	921.95	CASA
8	A.E.S.C.	241.32	118.3	921.23	A.E.S.C.
8	CASA	144.31	97.9	930.08	CASA
10	11	4.97	15.6	947.32	TUR.
11	CASA	123.95	12	967.01	CASA
11	CASA	141.08	32.4	964.9	CASA
11	CASA	48.09	48.9	967.95	CASA
11	CASA	234.45	13.4	961.46	CASA
12	CASA	134.44	13.3	960.25	CASA
12	CASA	150.48	57.2	963.2	CASA
12	CASA	150.47	79.7	961.18	CASA
12	CASA	150.47	79.7	961.18	CASA
12	R.E.D.S.A.	49.27	48.2	960.3	R.E.D.S.A.
12	CASA	88.01	188.3	942.85	CASA
12	CASA	101.35	70.2	949.2	CASA
12	CASA	105.41	88.2	956.29	CASA
12	12.2	154.41	387.9	956.29	TUR.
12	CASA	155.48	387.9	956.61	CASA
12	CASA	156.49	139.87	956.4	CASA
12	CASA	159.08	129.2	955.54	CASA
12	CASA	160.29	61	957.77	CASA
1	1	238.13	630	946	CASA



**PLANTA DENSIDAD**  
**UBICACIÓN DE VIVIENDAS**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE  
 PARA EL SECTOR URBANO DEL CANTÓN  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA RÓSA  
 ESC.: 1/1000

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
EPS	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CONTRAS
CLIENTE: ALCALDÍA MUNICIPAL DE SAN RAFAEL LAS FLORES	FECHA: 10/05/2017
ELABORADO: ALAN JIMMY MELIA HERNANDEZ	PROYECTO Nº: 17
REVISADO: ALAN JIMMY MELIA HERNANDEZ	FECHA: 10/05/2017
PROYECTO Nº: 17	FECHA: 10/05/2017

**PLANTA TOPOGRÁFICA**  
**UBICACIÓN DE ESTACIONES**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE  
 PARA EL SECTOR URBANO DEL CANTÓN  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA RÓSA  
 ESC.: 1/1000



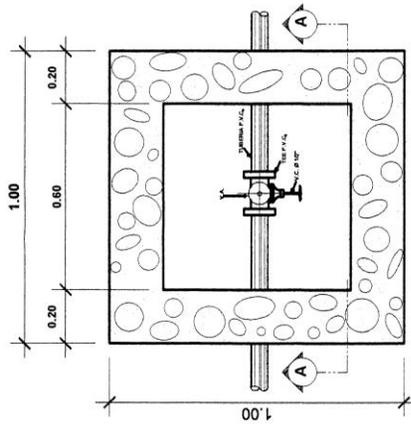
**TRAMO E-2 A E-8.3**  
**PERFIL**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERIO LAS CORTINAS  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA

**TRAMO DEL TANQUE A ESTACION E - 6.2**  
**PERFIL**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERIO LAS CORTINAS  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA

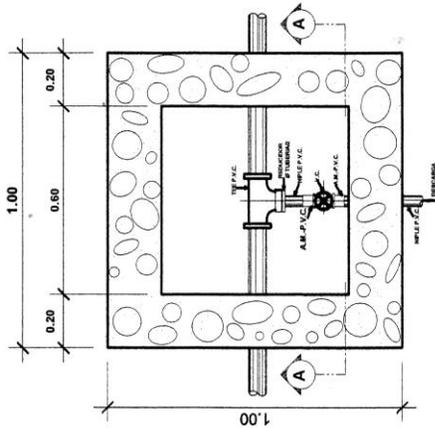
**TRAMO E-8.2 A E-8.4**  
**PERFIL**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERIO LAS CORTINAS  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA

**TRAMO E-12 A E-12.3**  
**PERFIL**  
 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERIO LAS CORTINAS  
 SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CORTINAS	ESCALA: 2/1
TITULO: LINEA DE DISTRIBUCION Y PERFILES	FECHA: 27
PROFESOR: ING. JUAN CARLOS MORALES DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA	ESTUDIANTE: ALLAN JORGE BARRON HERNANDEZ
COORDINADOR: ING. JUAN CARLOS MORALES	SUPERVISOR: ING. JUAN CARLOS MORALES



**PLANTA**  
VALVULA DE AIRE  
SIN ESCALA



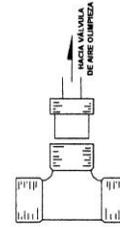
**PLANTA**  
VALVULA DE LIMPIEZA  
SIN ESCALA

**ESPECIFICACIONES:**

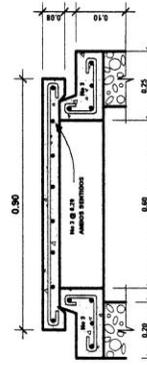
- HEBIDO:**
- 1" x 2018 Agrip
  - VALLAS CORRUGADAS
  - BARRISTERIA DE FIERRA
  - CEMENTO PORTLAND
  - HONTEBO 30A
- EL MATERIAL A UTILIZAR SARETA**
- 14 - CEMENTO PORTLAND (1:2)
  - 10 - CEMENTO PORTLAND (1:3)
  - 8 - CARRERAS DE AGUA DE RIO

- CONCRETO:**
- Fc=218 Kg/cm<sup>2</sup> - 3000 PSI
  - Fc=141 Kg/cm<sup>2</sup> - 2000 PSI
  - CEMENTO PORTLAND (1:2)
  - CEMENTO PORTLAND (1:3)
  - 11 SACOS DE CEMENTO
  - 11 SACOS DE CEMENTO
  - 8 CARRERAS DE AGUA DE RIO
  - 4 CARRERAS DE AGUA DE RIO DE 20 DE 20" A 1"

- NOTAS:**
- 1- LAS VALVULAS SE ARREGLARAN SOBRE UN LUCHO DE AGUA
  - 2- LAS CAJAS SE CONSTRUYAN DE PIEDRA POLA
  - 3- LAS TAPADERAS SE CONSTRUYAN DE CONCRETO REFORZADO
  - 4- LAS TAPADERAS SE CONSTRUYAN DE CONCRETO REFORZADO
  - 5- TODAS LAS PAREDES DEVER SE ALZARON CON SARETAS PROPORCION 2:1
  - 6- EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION

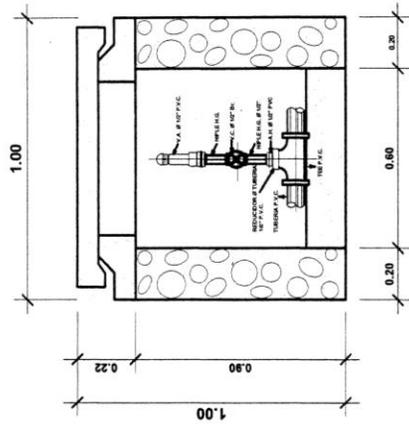


**DETALLE**  
CONEXION DE VALVULAS  
SIN ESCALA

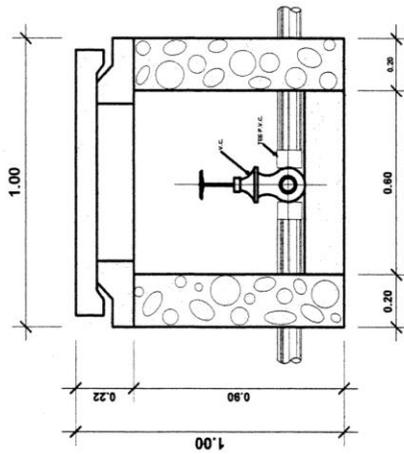


**DETALLE**  
TAPADERA DE VALVULAS  
SIN ESCALA

		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> <b>EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</b> DISEÑO DE LA INTERSECCION DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CORTINAS
		<b>DETALLES DE VALVULAS</b>
INSTITUCION UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	INSTITUCION EPS	DISEÑO DE LA INTERSECCION DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CORTINAS DEPARTAMENTO DE SAN JUAN SAC
CALIFICACION ALUMNO ALVARO JOSE HERRERA HERNANDEZ	CALIFICACION TUTOR ALVARO JOSE HERRERA HERNANDEZ	DISEÑO DE LA INTERSECCION DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CORTINAS DEPARTAMENTO DE SAN JUAN SAC
FECHA 2018	FECHA 2018	FECHA 2018
PAGINA 3	PAGINA 3	PAGINA 3

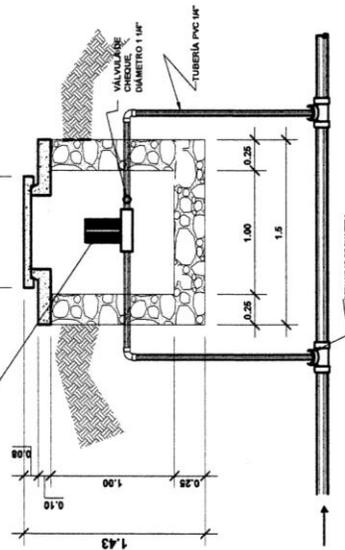


**SECCIÓN A - A**  
VALVULA DE AIRE



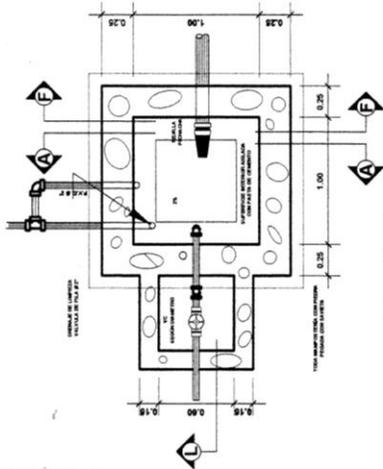
**SECCIÓN A - A**  
VALVULA DE LIMPIEZA

CLORADOR DE TABLETAS, MAYNARD C 1800 CF



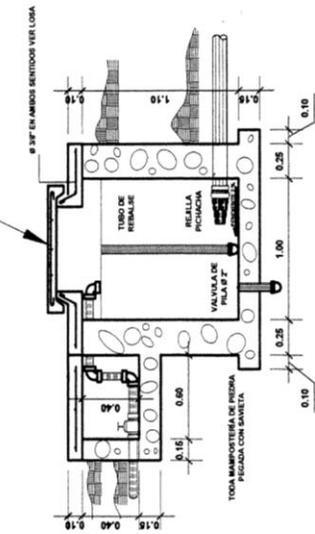
**DETALLE**  
INSTALACION CLORADOR  
SIN ESCALA

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO	DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS CORTINAS
TÍTULO	DETALLES DE VALVULAS
PROFESOR	MUNICIPIO DE SAN RAFAEL LAS FLORES, DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA
ESTUDIANTE	ALAN JOSÉ MORA RAMÍREZ
ESP. NACIONAL	
FECHA	4 / 7



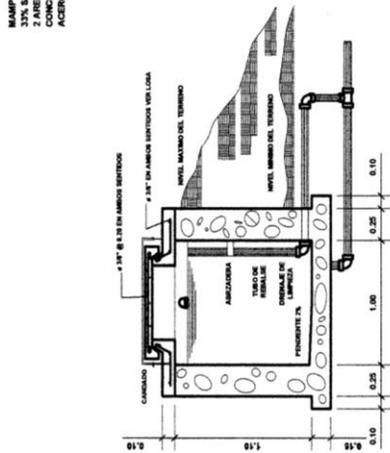
### PLANTA

ESCALA 1/12.5



### SECCIÓN L - L

ESCALA 1/12.5



### SECCIÓN A - A

ESCALA 1/12.5

#### NOTAS:

- MAMPONTERIA 67% PIEDRA
- 33% SABBETA 1:1 CONCRETO
- CONCRETO = FC 3000 PSI
- ACERO DE REFUERZO  $F_y = 48000$  PSI

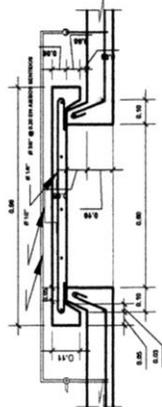
SECCION	LISTA DE MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD
SECCION L-L	SECCION L-L	2	U
	SECCION A-A	1	U
	VALVULA DE PIA 6.2"	1	U
	VALVULA DE PIA 6.2"	1	U
SECCION A-A	SECCION A-A	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U
	SECCION L-L	1	U

#### NOTAS:

- EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REHALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA Y EL MINIMO SERA 2"

### SECCIÓN F - F

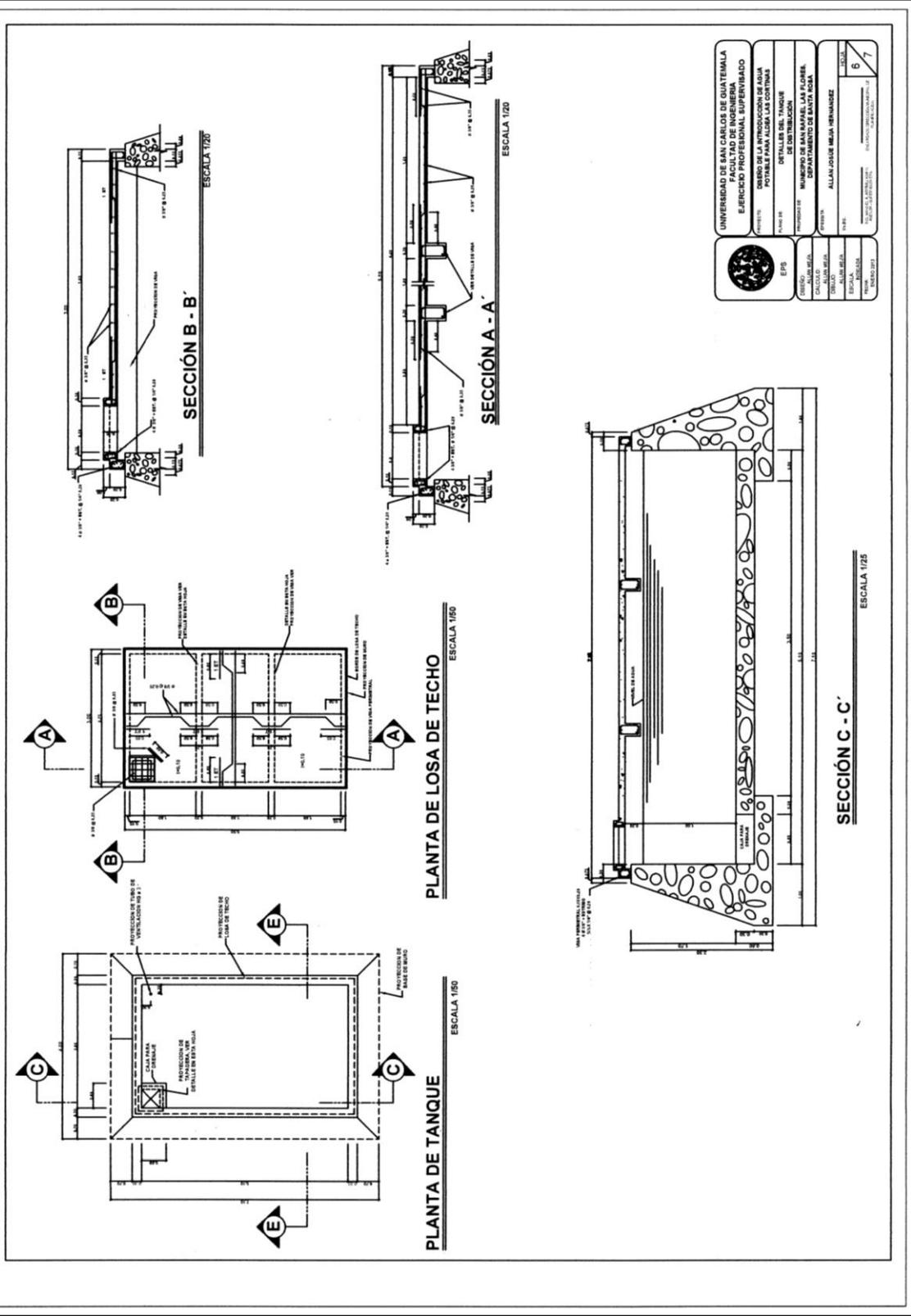
ESCALA 1/12.5



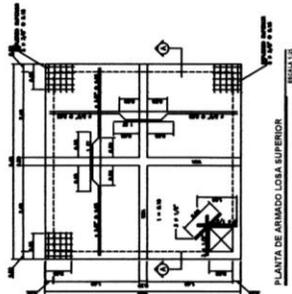
### DETALLE DE LOSA TAPADERA

ESCALA 1/6

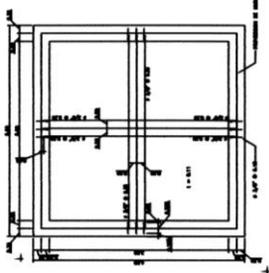
<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>ESPECIALIDAD DE INGENIERIA SUPERIOR</b>	
<b>INSTITUTO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA ALTA LAS CORTINAS</b>	
<b>PROYECTO:</b> DISEÑO DE LA TUBERIA DE REHALSE	<b>ESTUDIANTE:</b> ALLAN JOSÉ MELAN RIVERA
<b>PROFESOR:</b> MANRIQUE DE SAN RAFAEL LAS FLORES	<b>DEPARTAMENTO:</b> DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA
<b>FECHA:</b> 15/05/2023	<b>FECHA DE ENTREGA:</b> 15/05/2023
<b>ESPECIALIDAD:</b> INGENIERIA SUPERIOR	<b>NUMERO:</b> 5
<b>FECHA DE ENTREGA:</b> 15/05/2023	<b>FECHA DE ENTREGA:</b> 15/05/2023



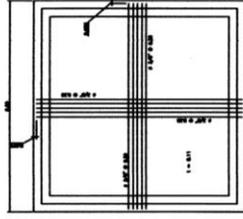
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
	FACULTAD DE INGENIERIA
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA ALBA LAS CONTIENAS
	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE SANITACION
	DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA
EPS	
CLIENTE:	MUNICIPIO DE SAN RAFAEL LAS FLORAS
PROYECTO:	DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA ALBA LAS CONTIENAS
PROYECTISTA:	ALAN JOSUE MORA VERNADEZ
FECHA:	15/06/2017
ESCALA:	1:20
NO. DE HOJA:	6
TOTAL DE HOJAS:	7



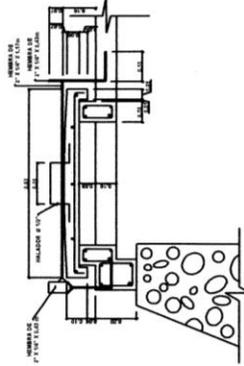
PLANTA DE ARMADO LOSA SUPERIOR  
1:100



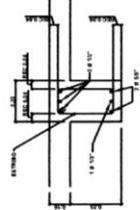
PLANTA DE LOSA ARMADO INFERIOR  
1:100



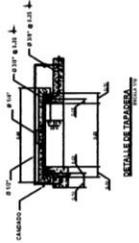
PLANTA CAMA SUPERIOR  
1:100



DETALLE DE TAPADERA  
ESCALA 1/10

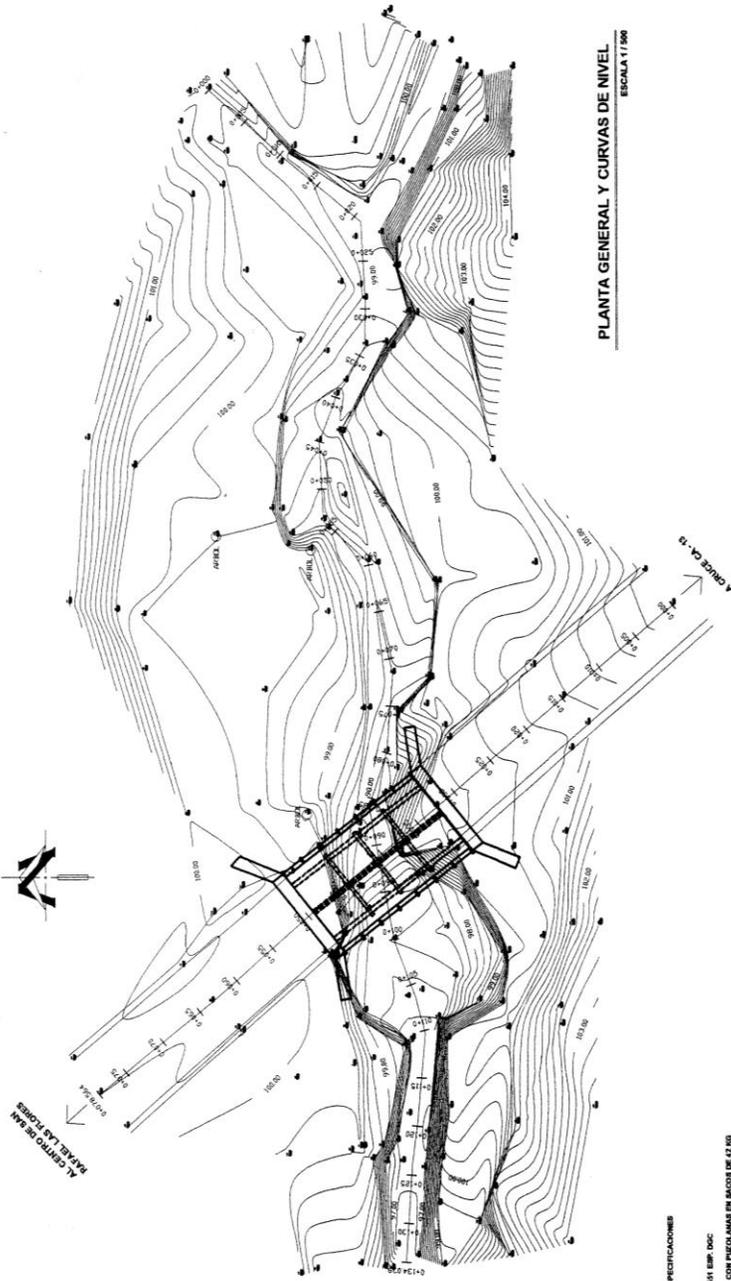


DETALLE DE VIGA  
ESCALA 1/10



DETALLE DE ARMADURA  
ESCALA 1/10

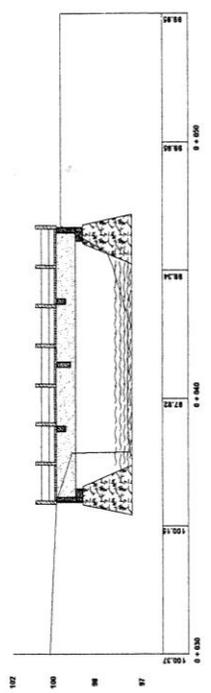
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	FACULTAD DE INGENIERIA	ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR	DISEÑO DE LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE CON ALICATA EN CONCRETO	DETALLE DE LOSA Y VIGA	MUNICIPIO DE SAN RAFAEL LAS FLORES, DEPARTAMENTO DE SANTA ROSA	PROFESOR: ALLAN JOSUE MEJIA HERNANDEZ	ALUMNO: JUAN CARLOS GONZALEZ	FECHA: 12/12/2023	PÁGINA: 7
	EPS										



PLANTA GENERAL Y CURVAS DE NIVEL  
ESCALA 1:500

ESPECIFICACIONES

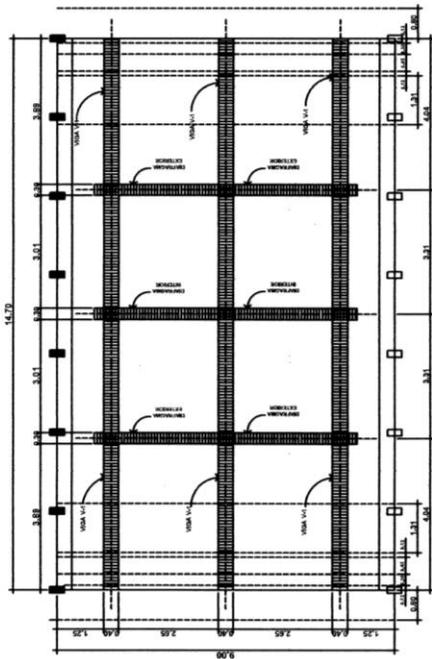
- MATERIALES:
- CONCRETO CLASE 24 (M40) SECCIÓN 511 EBP. D02
  - TIPO 1 MEZCLADO CON PIZCULANAS EN SACOS DE 42 KG
  - CEMENTO: TIPO 1 DE FRESCO Y DE RESERVA PRODUCCIÓN DE GUATEMALA
  - ARENA: LAVADA Y LIBRE DE MATERIA ORGANICA, SACOS O ARCELAS SU GRANULOMETRIA DEBE SER UNIFORME
  - PIEDRA: GRAVA BASALTICA O ANDESITICA LAVADA O PIEDRA DE PIEDRA TRITURADA, ARENAS DE GRANULOMETRIA SUAVIZADA Y UNIFORME
  - AGUA: LIBRE DE SALES, ACIDOS Y OTRAS SUSTANCIAS QUE REACCIONAN O DEBILITAN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO
  - EL CONCRETO PARA CADA UNO DE LOS ELEMENTOS PUEDE SER MEZCLADO POR MEZCLADORAS DE 1 O 2 SACOS DE CAPACIDAD O CONCRETO PRIMEZCLADO EN CAMIONES
  - PARA LA COLOCACION DEL CONCRETO DEBE DE UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN BUENO ACORDONAMIENTO



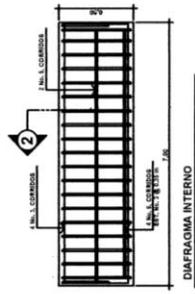
PERFIL LONGITUDINAL  
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	TRAMO DEL PUENTE VERTICAL SOBRE EL RIO LOS CALLOSSES
PROFESOR:	SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA
ESTUDIANTE:	LA BATA Y ERICACION PROTEL
FECHA:	14 DE ABRIL DE 2011
ALUMNO:	ALAN JOSE MEJIA SERRANIZ
GRUPO:	1
FECHA DE ENTREGA:	15

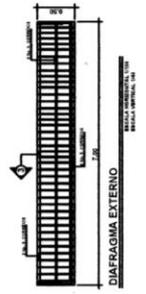




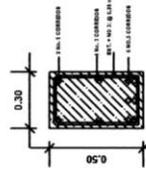
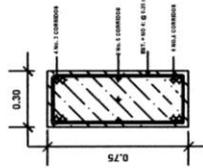
PLANTA  
UBICACION DE VIGAS Y DIAFRAGMAS  
ESCALA 1/8"



SECCION 2  
DIAFRAGMA INTERNO  
ESCALA 1/8"



SECCION 3  
DIAFRAGMA EXTERNO  
ESCALA 1/8"



**GANCHOS DE REFUERZO**

TIPO	LONGITUD	ESPESOR	DIAMETRO
GANCHO 1	1.50	1.25	1.25
GANCHO 2	1.50	1.25	1.25
GANCHO 3	1.50	1.25	1.25
GANCHO 4	1.50	1.25	1.25
GANCHO 5	1.50	1.25	1.25
GANCHO 6	1.50	1.25	1.25
GANCHO 7	1.50	1.25	1.25
GANCHO 8	1.50	1.25	1.25
GANCHO 9	1.50	1.25	1.25
GANCHO 10	1.50	1.25	1.25
GANCHO 11	1.50	1.25	1.25
GANCHO 12	1.50	1.25	1.25
GANCHO 13	1.50	1.25	1.25
GANCHO 14	1.50	1.25	1.25
GANCHO 15	1.50	1.25	1.25
GANCHO 16	1.50	1.25	1.25
GANCHO 17	1.50	1.25	1.25
GANCHO 18	1.50	1.25	1.25
GANCHO 19	1.50	1.25	1.25
GANCHO 20	1.50	1.25	1.25
GANCHO 21	1.50	1.25	1.25
GANCHO 22	1.50	1.25	1.25
GANCHO 23	1.50	1.25	1.25
GANCHO 24	1.50	1.25	1.25
GANCHO 25	1.50	1.25	1.25
GANCHO 26	1.50	1.25	1.25
GANCHO 27	1.50	1.25	1.25
GANCHO 28	1.50	1.25	1.25
GANCHO 29	1.50	1.25	1.25
GANCHO 30	1.50	1.25	1.25

**LONGITUD DE DESARROLLO MINIMA EN CM**

TIPO	LONGITUD	ESPESOR	DIAMETRO
1	1.50	1.25	1.25
2	1.50	1.25	1.25
3	1.50	1.25	1.25
4	1.50	1.25	1.25
5	1.50	1.25	1.25
6	1.50	1.25	1.25
7	1.50	1.25	1.25
8	1.50	1.25	1.25
9	1.50	1.25	1.25
10	1.50	1.25	1.25
11	1.50	1.25	1.25
12	1.50	1.25	1.25
13	1.50	1.25	1.25
14	1.50	1.25	1.25
15	1.50	1.25	1.25
16	1.50	1.25	1.25
17	1.50	1.25	1.25
18	1.50	1.25	1.25
19	1.50	1.25	1.25
20	1.50	1.25	1.25
21	1.50	1.25	1.25
22	1.50	1.25	1.25
23	1.50	1.25	1.25
24	1.50	1.25	1.25
25	1.50	1.25	1.25
26	1.50	1.25	1.25
27	1.50	1.25	1.25
28	1.50	1.25	1.25
29	1.50	1.25	1.25
30	1.50	1.25	1.25

1. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
2. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
3. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
4. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
5. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
6. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
7. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
8. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
9. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
10. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
11. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
12. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
13. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
14. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
15. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
16. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
17. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
18. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
19. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
20. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
21. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
22. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
23. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
24. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
25. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
26. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
27. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
28. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
29. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.  
30. COLUMNARIAS, VIGAS, LUNAS Y COLUMNARIAS.

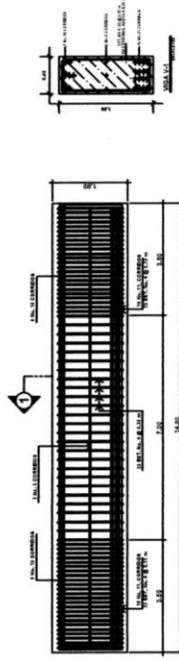
**ESPECIFICACIONES TECNICAS:**

Fe = 210 kg/cm<sup>2</sup> o 3,000 psi  
F<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup> o 3,000 psi  
Agregado Grava = 12"

**NOTAS:**  
GANCHO ESTANDAR A 139°  
EL DOBLIZ DEL GANCHO BERNA 4 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA, NO MENOS DE 6.0 CM, NI MAYOR DE 10 CM.

**TRABAJOS MINIMOS:**  
No 4 = 2.50 m.  
No 5 = 3.00 m.  
No 6 = 3.75 m.

ESPECIFICACIONES SEGUN EL CODIGO ACI 318 - 89



DETALLE DE VIGA  
ESCALA 1/8"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIZADO

PROYECTO: "DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO LOS CALLEONES"

CLIENTE: SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA

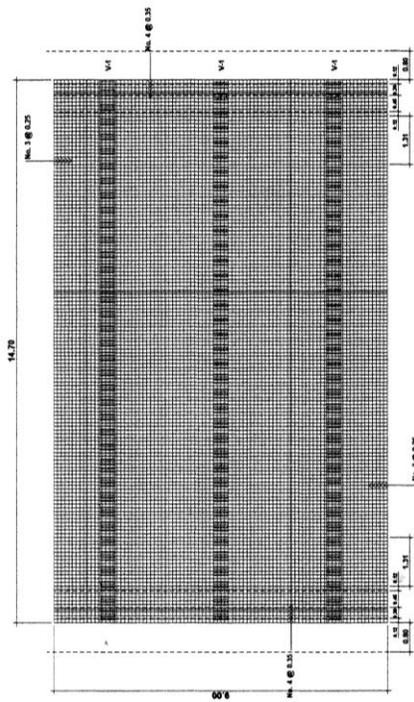
PROFESOR: ALVARO ESCOBAR BERNARDEZ

ESTUDIANTE: ALVARO ESCOBAR BERNARDEZ

FECHA: 2023

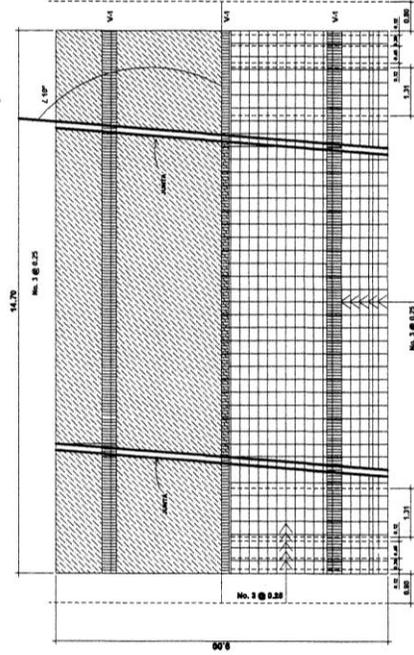
NO. DE AUTORIZACION DEL COMITÉ: 3

NO. DE AUTORIZACION DEL COMITÉ: 5



PLANTA  
ARMADO DE LOSA CAMA INFERIOR

ESCALA 1/50



PLANTA DE LOSA DE UN PUENTE RECTO ESVAJADO  
ARMADO DE LOSA CAMA SUPERIOR

ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
TITULO PUENTE RECTO ESVAJADO	TITULAR JOSE MARIYA ESPANANZ
TUTOR JOSUE LAFLORES MARTI INDA	TITULAR JOSE MARIYA ESPANANZ
INSTITUCION EPS	INSTITUCION EPS
PROYECTO SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA	PROYECTO SAN RAFAEL LAS FLORES, SANTA ROSA
FECHA 19/11/2018	FECHA 19/11/2018
HOJA 4	HOJA 5

