



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

**DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA
ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS
SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**

Edwin Ricardo Augusto Vela Morales

Asesorado por la Inga. Christa Classon de Pinto

Guatemala, junio de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA
ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS
SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

EDWIN RICARDO AUGUSTO VELA MORALES

ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2014

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

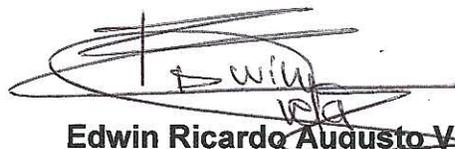
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA
ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS
SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha marzo de 2013.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Edwin Ricardo Augusto Vela Morales', is written over a large, stylized circular scribble.

Edwin Ricardo Augusto Vela Morales



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,
31 de marzo de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edwin Ricardo Augusto Vela Morales, con Carnet No. 200715019, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.
Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 12 de mayo de 2014
Ref.EPS.DOC.602.05.14

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

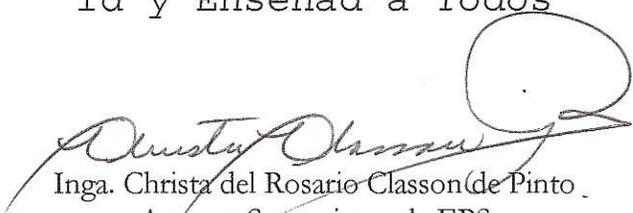
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Edwin Ricardo Augusto Vela Morales** con carné No. **200715019**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa del Rosario Classon (de Pinto)

Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
CDRSdP/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,
 16 de mayo de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edwin Ricardo Augusto Vela Morales, con Carnet No. 200715019, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


 Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO
 DE
 ESTRUCTURAS
 USAC

/bbdeb.
 Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, Ref.EPS.D.290.05.14
22 de mayo de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Edwin Ricardo Augusto Vela Morales, carné 200715019**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/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 de la Asesora Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Edwin Ricardo Augusto Vela Morales, titulado **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAS, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

[Handwritten signature]
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2014

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala

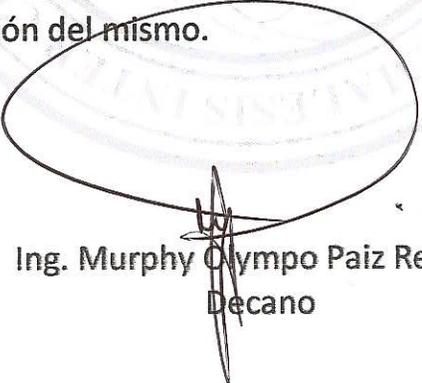


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 266.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA Y DEL PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR, ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **Edwin Ricardo Augusto Vela Morales**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 5 de junio de 2014

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme sabiduría, inteligencia y vida para culminar mi carrera.
Mis padres	Edwin Vela e Ingrid Morales, por darme la vida y su apoyo durante todos mis estudios.
Mi esposa	Febe López, por su amor incondicional e impulsarme a salir adelante cada día.
Mi hijo	Diego Vela, por ser la alegría más grande de mi vida.
Mis hermanos	Manolo e Ingrid Vela Morales, por ser parte fundamental de mi vida.
Mis abuelos	Por sus valiosos consejos, cariño y apoyo.
Mis suegros	Edgar López y Delmy Collado, por brindarme su apoyo incondicional para finalizar esta carrera con éxito.
Mis amigos	Por sus consejos y apoyo durante las distintas etapas de mi vida.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme vida y sabiduría para culminar mis estudios; por forjar mi camino.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser la casa de estudios donde tuve la oportunidad de estudiar.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme todos los conocimientos de la profesión para poder ejercerla dignamente.
Catedráticos de la Facultad de Ingeniería	Por realizar la noble labor de la enseñanza y transmitir los conocimientos y experiencias profesionales a los futuros ingenieros.
Mi familia	Por su amor y por estar conmigo en los momentos importantes de mi vida.
Mis amigos	Manuel Collado, Imelda Estrada, Emma Urquia y Verónica Herrera, por su invaluable apoyo en el final de mi carrera y en mi vida, Dios les bendiga siempre.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. DIAGNÓSTICO	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Economía	1
1.3. Población.....	2
1.4. Educación.....	2
1.5. Vivienda.....	3
1.6. Acceso a servicios sanitarios.....	3
1.7. Salud	4
1.8. Sostenibilidad del medio ambiente	5
2. DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE	7
2.1. Descripción general del proyecto	7
2.2. Calidad del agua y sus normas	7
2.2.1. Análisis bacteriológico	7
2.2.2. Análisis físico químico sanitario	8
2.3. Levantamiento topográfico	8
2.4. Estudio de suelos	9
2.5. Bases de diseño	12

2.5.1.	Tasa de crecimiento poblacional	12
2.5.2.	Periodo de diseño	13
2.5.3.	Cálculo de población futura	14
2.5.4.	Dotación y aforo	15
2.5.5.	Factores de consumo y caudal de diseño	15
2.5.5.1.	Caudal medio diario	15
2.5.5.2.	Caudal máximo diario.....	16
2.5.5.3.	Caudal de bombeo	17
2.5.5.4.	Caudal máximo horario	17
2.6.	Diseño hidráulico.....	18
2.6.1.	Parámetros generales de diseño.....	18
2.6.1.1.	Ecuaciones, coeficientes y tuberías	18
2.6.1.2.	Velocidades y presiones máximas	19
2.6.2.	Diseño de línea de conducción por bombeo	19
2.6.2.1.	Diámetro económico	19
2.6.2.2.	Potencia del equipo de bombeo	26
2.6.2.3.	Verificación de golpe de ariete	27
2.6.2.4.	Especificaciones del equipo de bombeo	28
2.6.3.	Diseño de la línea de conducción por gravedad.....	29
2.7.	Obras hidráulicas	32
2.7.1.	Diseño de tanque de almacenamiento	32
2.7.1.1.	Sistema de desinfección.....	49
2.8.	Costo mensual de bombeo	50
2.9.	Programa de operación y mantenimiento.....	50
2.9.1.	Propuesta de tarifa	50
2.10.	Elaboración de planos.....	51
2.11.	Presupuesto	51
2.12.	Evaluación de impacto de ambiental.....	52

2.13.	Análisis socioeconómico.....	55
2.13.1.	Valor Presente Neto	55
2.13.2.	Tasa Interna de Retorno.....	56
3.	DISEÑO DEL PUENTE	57
3.1.	Consideraciones generales del proyecto.....	57
3.1.1.	Descripción general del proyecto.....	57
3.2.	Levantamiento topográfico	57
3.3.	Estudio de suelos	58
3.4.	Estudio hidrológico e hidráulico	61
3.4.1.	Método sección pendiente.....	61
3.5.	Dispositivos de protección	64
3.5.1.	Aspectos generales sobre los drenajes	64
3.5.2.	Diseño de los barandales	64
3.6.	Diseño de la estructura.....	66
3.6.1.	Consideraciones de diseño	67
3.7.	Diseño de la superestructura.....	67
3.7.1.	Diseño de la losa con esviaje	68
3.7.1.1.	Integración de cargas	70
3.7.1.2.	Cálculo de momentos	74
3.7.1.3.	Cálculo de acero de refuerzo.....	75
3.7.1.4.	Cálculo de refuerzo transversal cama inferior.....	76
3.7.1.5.	Factor de esviaje	78
3.7.1.6.	Cálculo de refuerzo longitudinal cama inferior.....	79
3.7.1.7.	Cálculo de momento negativo	80
3.7.1.8.	Cálculo de refuerzo transversal cama superior.....	81

	3.7.1.9.	Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior.....	82
	3.7.1.10.	Armado debido al esviaje	82
3.7.2.		Diseño de vigas.....	83
	3.7.2.1.	Integración de cargas.....	84
		3.7.2.1.1. Carga viva	85
	3.7.2.2.	Análisis por líneas de influencia	86
	3.7.2.3.	Cálculo de refuerzo a tensión cama inferior	137
	3.7.2.4.	Cálculo de refuerzo a compresión cama superior.....	143
	3.7.2.5.	Factor de esviaje en vigas.....	144
	3.7.2.6.	Cálculo de refuerzo a corte	145
	3.7.2.7.	Refuerzo transversal	149
3.7.3.		Diseño de diafragmas	149
3.8.		Diseño de la subestructura.....	152
	3.8.1.	Diseño de la cortina.....	152
		3.8.1.1. Cálculo de fuerza longitudinal (LF)	152
		3.8.1.2. Cálculo de sismo	153
		3.8.1.3. Cálculo de la presión del suelo.....	154
		3.8.1.4. Cálculo de momento de diseño	156
		3.8.1.5. Cálculo de refuerzo longitudinal	156
		3.8.1.6. Cálculo de refuerzo a corte	157
3.8.2.		Diseño de la viga de apoyo	159
		3.8.2.1. Cálculo de refuerzo	161
3.8.3.		Diseño de los apoyos elastoméricos	163
3.9.		Diseño de los estribos	173
	3.9.1.	Cálculo de momento de volteo	174
	3.9.2.	Cálculo de momento estabilizante.....	175

3.9.3.	Revisión del muro sin superestructura.....	176
3.9.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva	178
3.10.	Planos constructivos.....	180
3.11.	Presupuesto	180
3.12.	Evaluación de impacto ambiental	181
3.13.	Análisis socioeconómico.....	183
3.13.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	183
3.13.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	184
CONCLUSIONES		187
RECOMENDACIONES		189
BIBLIOGRAFÍA		191
ANEXOS		193
APÉNDICES		201

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Tanque en planta	33
2.	Tanque en elevación	33
3.	Dimensionamiento del muro del tanque	34
4.	Sección del río	62
5.	Tipo de poste y baranda.....	66
6.	Losa con esviaje	68
7.	Geometría del puente.....	69
8.	Diagrama de cargas en la losa.....	74
9.	Armado de losa con esviaje	83
10.	Camión H20-44	86
11.	Diagrama de posición 1, viga exterior	87
12.	Diagrama de posición 1, intervalo 1 $[0 < x < 22]$	88
13.	Diagrama de corte y de momento para posición 1	89
14.	Diagrama de posición 1, intervalo 1, viga interior.....	90
15.	Análisis posición 1, intervalo 1	91
16.	Diagrama de corte y de momento para posición 1	92
17.	Diagrama de posición 2, viga exterior	93
18.	Análisis posición 2, intervalo 1	94
19.	Análisis de posición 2, intervalo 2	94
20.	Análisis de posición 2, intervalo 3	95
21.	Diagramas de corte y de momento para posición 2	96
22.	Diagrama de posición 2, viga interior	97
23.	Análisis posición 2, intervalo 1	98

24.	Análisis posición 2, intervalo 2.....	98
25.	Análisis posición 2, intervalo 3.....	99
26.	Análisis posición 2, intervalo 4.....	100
27.	Análisis posición 2, intervalo 5.....	101
28.	Diagramas de corte y de momento para posición 2.....	102
29.	Diagrama de posición 3, viga exterior.....	103
30.	Análisis de posición 3, intervalo 1.....	104
31.	Análisis de posición 3, intervalo 2.....	104
32.	Análisis de posición 3, intervalo 3.....	105
33.	Diagramas de corte y de momento para posición 3.....	106
34.	Diagrama de posición 3, viga interior.....	107
35.	Análisis posición 3, intervalo 1.....	108
36.	Análisis posición 3, intervalo 2.....	108
37.	Análisis posición 3, intervalo 3.....	109
38.	Análisis posición 3, intervalo 4.....	110
39.	Diagramas de corte y de momento para posición 3.....	111
40.	Diagrama de posición 4, viga exterior.....	112
41.	Análisis de posición 4, intervalo 1.....	113
42.	Análisis de posición 4, intervalo 2.....	113
43.	Análisis de posición 4, intervalo 3.....	114
44.	Diagramas de corte y de momento para posición 4.....	115
45.	Diagrama de posición 4, viga interior.....	116
46.	Análisis posición 4, intervalo 1.....	117
47.	Análisis posición 4, intervalo 2.....	117
48.	Análisis posición 4, intervalo 3.....	118
49.	Análisis posición 4, intervalo 4.....	119
50.	Análisis posición 4, intervalo 5.....	120
51.	Diagramas de corte y de momento para posición 4.....	121
52.	Diagrama de posición 5, viga exterior.....	122

53.	Análisis de posición 5, intervalo 1	123
54.	Análisis de posición 5, intervalo 2	123
55.	Diagramas de corte y de momento para posición 5	124
56.	Diagrama de posición 5, viga interior	125
57.	Análisis posición 5, intervalo 1	126
58.	Análisis posición 5, intervalo 2	126
59.	Análisis posición 5, intervalo 3	127
60.	Diagrama de corte y de momento para posición 5.....	128
61.	Diagrama de posición 6, viga exterior	129
62.	Análisis de posición 6, intervalo 1	130
63.	Diagramas de corte y de momento para posición 6	131
64.	Diagrama de posición 6, viga interior	132
65.	Análisis de posición 6, intervalo 1	133
66.	Diagramas de corte y de momento para posición 6	134
67.	Detalle del apoyo elastomérico	173
68.	Dimensionamiento del muro.....	174
69.	Diseño de estribo	175

TABLAS

I.	Resultados de estudio de suelos del tanque.....	9
II.	Costo de tubería mensual por bombeo	22
III.	Costo por bombeo mensual	23
IV.	Costo total de tubería económica.....	23
V.	Momento estabilizante	34
VI.	Propuesta de tarifa mensual	51
VII.	Presupuesto tabla resumen del sistema de agua potable.....	52
VIII.	Resultados del estudio de suelos del puente	58
IX.	Niveles de ensayo para barandas de puentes	65

X.	Factores de carga permanentes γ_p	73
XI.	Momentos por posición de viga externa	135
XII.	Momento por posición viga interna	136
XIII.	Momentos máximos y áreas de acero de viga exterior.....	139
XIV.	Momentos máximos y áreas de acero de viga interior.....	140
XV.	Armado propuesto para viga externa.....	141
XVI.	Armado propuesto para viga interna.....	142
XVII.	Momento de volteo	174
XVIII.	Momento estabilizante	175
XIX.	Presupuesto tabla resumen del puente	180

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
ϕ	Ángulo de fricción interna
$A_{S_{Intermedio}}$	Área de acero intermedia
$A_{S_{Máx}}$	Área de acero máxima
$A_{S_{Mín}}$	Área de acero mínima
A_s	Área de acero requerida
A_v	Área de varilla para estribo
b	Base
q_{adm}	Capacidad de carga admisible
q_u	Capacidad de carga última
CDT	Carga dinámica total
WD	Carga muerta
W	Carga uniformemente distribuida
WL	Carga viva
Q	Caudal
c'	Cohesión
V	Corte nominal
V_{cr}	Corte que resiste el concreto
E	Empuje
E_{Sob}	Empuje de la sobrecarga
E_s	Empuje del suelo
F	Empuje sobre la cortina
$S_{Máx}$	Espaciamiento máximo

S	Espaciamiento requerido
t	Espesor de losa
e	Excentricidad
N_c	Factor de capacidad de carga por la cohesión
N_q	Factor de capacidad de carga por la sobrecarga
N_v	Factor de capacidad de carga por el peso del suelo
F_{Esviaje}	Factor de corrección debido al esviaje
n_i	Factor de modificación de cargas
FS	Factor de seguridad
FL	Fuerza longitudinal
kg	Kilogramo
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
PSI	Libras por pulgada cuadrada
l/s	Litros por segundo
s	Luz entre vigas
m	Metro
mca	Metros columna de agua
m³/s	Metros cúbicos por segundo
m/s	Metros por segundo
M	Momento
MV	Momento de volteo
ME	Momento estabilizante
M_{Sismo}	Momento por el sismo
Mu	Momento último
d	Peralte
Hf	Pérdida por carga
W_{Activo}	Peso activo
W_{H20-44}	Peso del camión

γ	Peso específico
W_{Pasivo}	Peso pasivo
P	Potencia
R	Radio hidráulico
RA	Reacción en el punto A
RB	Reacción en el punto B
f_y	Resistencia del acero
f'_c	Resistencia del concreto
H20-44	Tipo de sobrecarga según clasificación AASHTO

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
Aforo	Es el proceso de medición de caudal de una fuente.
Agua potable	Es aquella sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Amortización	Proceso financiero por el cual se extingue una deuda gradualmente, mediante pagos periódicos.
Caudal	Volumen de agua por unidad de tiempo que transita por un punto de observación en un momento dado.
Carga dinámica	Es la sumatoria de las cargas por velocidad y por presión.
Carga estática	Es la diferencia de alturas entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado.
Cimentación	Conjunto de elementos de la subestructura que transmiten las cargas de toda la estructura al suelo.

Concreto armado	Material homogéneo compuesto de cemento, arenas y gravas, reforzado con acero.
Concreto ciclópeo	Hormigón vertido masivamente con incorporación de piedras grandes.
Carga muerta	Es la carga permanente en una estructura.
Carga viva	Es la carga variable o móvil en una estructura.
Diafragma	Elemento de la superestructura del puente que tiene por objeto mantener la rigidez del conjunto.
Línea de conducción	Es la conexión física entre los puntos de los cuales se desea trasportar el agua por gravedad o por medio de un equipo de bombeo.
Momento	Efecto de rotación en un elemento a una distancia, debido a una fuerza.
Pérdida por carga	Descenso de la presión interna en la tubería debido a la fricción.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada sobre un elemento.
Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para transmitir las cargas de forma segura al suelo.

Superestructura

Conjunto de elementos diseñados para transmitir las cargas vivas y muertas a la subestructura.

Topografía

Ciencia que estudia los principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie a precisión.

RESUMEN

El presente informe contiene los diseños de la ampliación del sistema de agua potable para Antigua Guatemala y el puente entre las aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar. Cada uno de los diseños se realizaron con el fin de contribuir a mejorar la calidad de vida de los habitantes.

El diseño de la ampliación del sistema de agua potable se compone de una línea de conducción por bombeo, un tanque de almacenamiento de 300 m³ y una línea de conducción por gravedad que se conectará a la red de distribución, tomando en cuenta las normas UNEPAR para los diseños.

El diseño del puente consta de 2 partes: el diseño de la superestructura y la subestructura, contando cada una de ellas con el diseño de elementos específicos de análisis y diseño. Han sido elaborados con base en las especificaciones de los códigos AASHTO y ACI.

Se ha realizado un enfoque en la propuesta de soluciones técnicas, económicas y factibles para solución de los problemas o necesidades que afectan a los habitantes.

OBJETIVOS

General

Diseñar la ampliación del sistema de agua potable para Antigua Guatemala y el puente entre San Gaspar y San Juan El Obispo, Antigua Guatemala, Sacatepéquez.

Específicos

1. Desarrollar para la Municipalidad de Antigua Guatemala una planificación completa de los proyectos, incluyendo los diseños, planificación y costos.
2. Aplicar los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería en la planificación de los proyectos, y así contribuir con el desarrollo del municipio a través del Ejercicio de Profesional Supervisado.
3. Contribuir con el servicio técnico profesional para la Municipalidad y así solventar las problemáticas en cuanto a infraestructura, que afectan a los vecinos del municipio.

INTRODUCCIÓN

Antigua Guatemala es uno de los municipios más importantes del país. Los proyectos contenidos en el presente trabajo de graduación son prioritarios para la administración municipal debido al impacto que estos tendrán en la población, beneficiando de múltiples formas a los pobladores y visitantes del municipio.

El puente vehicular que comunicará a San Juan El Obispo y San Gaspar beneficiará las actividades entre las aldeas mencionadas y proveerá un paso seguro a los vehículos y peatones para transitar entre una aldea y otra en cualquier época del año. Este proyecto representa un paso importante en el desarrollo socioeconómico de las aldeas.

La ampliación del sistema de agua potable de Antigua Guatemala constará de un pozo, un tanque de almacenamiento y dos líneas de conducción, una por bombeo y otra por gravedad. Este sistema ayudará a cubrir la parte noroeste de la ciudad. Este proyecto es necesario para hacer crecer al municipio en todo sentido, ya que es un lugar altamente turístico y de gran actividad comercial.

El Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería es una gran oportunidad para los municipios de poder poner en marcha proyectos que beneficien sus pobladores y que por diversos factores no habían sido desarrollados.

1. DIAGNÓSTICO

Durante las primeras semanas del periodo de Ejercicio Profesional Supervisado se realizó un diagnóstico de las principales necesidades de la población, con base en un análisis del conjunto de características generales de la misma.

1.1. Antecedentes

Antigua Guatemala es cabecera del departamento de Sacatepéquez, anterior capital del país; está ubicada en el Valle de Panchoy a 40 km de la ciudad de Guatemala. Es una importante ciudad en el país y uno de los destinos turísticos más visitados en América Latina.

Es cuna de la arquitectura barroca y fue preservada accidentalmente por el abandono de la ciudad después del terremoto de 1776, y ha sido reconstruida por generaciones posteriores llevándola a ser reconocida en su conjunto como Patrimonio Cultural de la Humanidad en 1979.

1.2. Economía

Los pobladores del municipio de Antigua Guatemala poseen diversas actividades económicas. Entre las más importantes destacan el turismo como principal motor del municipio y la agricultura con el cultivo del café, uno de los más famosos en el país. Además de otras actividades no menos importantes como la artesanía y la industria de textiles.

Los productos antigüños como el café, las artesanías y los textiles son conocidos internacionalmente debido a la exportación de los mismos. Esto genera una atracción turística que sigue alimentando el motor económico de Antigua.

1.3. Población

La población de Antigua Guatemala es en su mayoría no indígena, aproximadamente un 95 % y el 5 % restante indígena, según datos del INE.

La religión más practicada es la católica, posee muchas iglesias reconstruidas que funcionan hoy en día y otras que fueron construidas posteriormente a la época colonial. En Semana Santa miles de guatemaltecos abarrotan las calles de Antigua Guatemala para poder presenciar las procesiones y coloridas alfombras.

1.4. Educación

Actualmente existen 17 escuelas de preprimaria, 24 de primaria para niños y 1 de adultos, 4 del ciclo básico y 4 institutos de diversificado, según datos del Ministerio de Educación. Además, 6 universidades cubren una parte importante de la población, sumado a los numerosos colegios que funcionan en Antigua. A pesar de esto hay un pequeño segmento de la población infantil que no tiene acceso a la educación por varios factores; el principal es la pobreza ya que tienen que trabajar para poder aportar a la familia.

Los índices de analfabetismo en el departamento de Sacatepéquez son bajos y prueba de esto es que en los municipios de Jocotenango y Pastores fueron declarados libres de analfabetismo en el presente año.

Los departamentos de Sacatepéquez y Zacapa van encaminados a ser los primeros libres de analfabetismo en el país, según anunció el presente año el Ministerio de Educación.

1.5. Vivienda

El municipio de Antigua Guatemala tiene bajo su jurisdicción 22 aldeas, las cuales están en las afueras de la ciudad, siendo no menos importantes en su valor histórico o arquitectónico; cuentan en su mayoría con los servicios básicos que agua potable, drenajes y electricidad.

La Ley Protectora de la Ciudad de Antigua Guatemala, Decreto 60-69, delimita un polígono en su capítulo II. Dentro del polígono se encuentran las edificaciones más representativas de la ciudad y dicha ley tiene como objetivo preservar la riqueza histórica y su estilo colonial.

Por ley toda nueva construcción o alteración de las existentes deberá contar con una licencia previa del Consejo Conservador de la ciudad y sujetarse a las disposiciones del Plan Regulador. Además quedan prohibidas las construcciones de 2 o más pisos, con el fin de conservar la fisonomía tradicional del conjunto.

1.6. Acceso a servicios sanitarios

Dentro del municipio existen aproximadamente 3 970 viviendas, de las cuales solo el 9 % y 2 % aún no poseen servicios de agua potable y alcantarillado, respectivamente.

El servicio de agua potable tiene una tarifa baja debido a las múltiples fuentes de agua que tiene el municipio; pero muchas de ellas no son aprovechadas correctamente y tienen fallas que impiden la cobertura en todas las viviendas. Aún existen pilas municipales que datan desde la época colonial.

El servicio de alcantarillado ha llegado a la mayoría de lugares del municipio, exceptuando algunos como la aldea San Pedro Las Huertas, donde se requiere un diseño especial debido a que el manto freático está a muy poca profundidad, lo que impide darle alguna pendiente a las tuberías ya que existe el riesgo de contaminarlo fácilmente.

1.7. Salud

En el municipio, por parte del Ministerio de Salud, funcionan el Hospital Nacional Pedro de Bethancourt y el Hogar de Ancianos Fray Rodrigo de la Cruz, que funcionan dentro de la ciudad y prestan sus servicios en conjunto, a la sede regional del Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS). Además de una red de hospitales privados que atienden a la población de las distintas partes del departamento.

Sumado a los antes mencionados centros de salud, están los distintos dispensarios ubicados en el municipio, atendiendo en las distintas áreas de la salud humana. La cobertura en cuanto a la salud es muy buena y es ejemplo de muchos otros municipios aledaños.

1.8. Sostenibilidad del medio ambiente

El municipio cuenta con múltiples recursos naturales como ríos, nacimientos de agua, una gran superficie boscosa y fértiles tierras por su pasado geológico volcánico.

En los últimos años se ha visto vulnerable ante los fenómenos naturales como Agatha en 2010. Por esta razón es imperativa la creación un plan de manejo consistente de recursos naturales, en donde puedan ser cubiertas las necesidades de la población sin alterar o afectar el medio ambiente que rodea la ciudad.

2. DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE

2.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de agua potable en el que se extraerá agua de un pozo por medio de una bomba, para ser almacenada; luego en el diseño de la línea por bombeo hasta un tanque, en donde después saldrá una línea de conducción por gravedad para ser conectada a la red de la ciudad de Antigua Guatemala. Las personas beneficiadas serán las de la parte norte de la ciudad, donde hay unos sectores sin suficiente agua.

2.2. Calidad del agua y sus normas

Determinar la calidad del agua es sumamente importante debido a que los resultados indicarán la factibilidad de su uso y los posibles tratamientos que pueda requerir previo al consumo humano.

La norma COGUANOR 29 001 indica los límites máximos admisibles (LMA) y los límites máximos permisibles (LMP) de las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua para consumo humano.

2.2.1. Análisis bacteriológico

La toma de muestra de para el análisis bacteriológico se realizó en un recipiente de 100 ml con sello hermético, la cual fue tomada, trasladada e ingresada el mismo día al laboratorio de la Facultad de Ingeniería para el

análisis respectivo y este reveló que el agua desde el punto de vista bacteriológico no es potable, con base en la Norma COGUANOR NTG 29 001. Por lo que necesita un sistema de desinfección.

2.2.2. Análisis físico químico sanitario

La toma de muestra de para el análisis bacteriológico se realizó en un recipiente de 4 litros (aproximadamente 1 galón), el cual fue trasladado e ingresado el mismo día.

El resultado del análisis indicó que desde el punto de vista físico químico sanitario, el potencial de hidrógeno (PH) es ácido y todas los demás se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad de la Norma COGUANOR NTG 29 001.

2.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó con el apoyo de la Municipalidad de Antigua Guatemala, ya que brindaron el equipo de topografía, el cual consistió en una estación total Trimble M3, trípode, estadal, prisma, metro, GPS, estacas y clavos.

Se tomó la topografía del lugar con la ayuda de trabajadores municipales y esto sirvió para tener las medidas y alturas exactas de los puntos de interés del proyecto. A grandes rasgos, la topografía del lugar es regular, con una leve pendiente que se hace más pronunciada a medida que se acerca al lugar donde se propone la ubicación del tanque el tanque.

2.4. Estudio de suelos

El estudio de suelos es indispensable para conocer las propiedades físico mecánicas del mismo; en este proyecto tendrá utilidad en el diseño del tanque, ya que este estará enterrado.

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizará el modelo matemático de Karl Terzagui.

Tabla I. **Resultados de estudio de suelos del tanque**

Parámetros	Resultados
Angulo de fricción interna ϕ	21,48°
Cohesión c'	7,00 ton/m ²
Descripción del suelo	Arena limosa color café oscuro
Densidad seca	1,29 ton/m ³

Fuente: elaboración propia.

$$q_u = 1,3 * c' * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

$$q = \gamma * D_f$$

q_u = capacidad de carga limite (ton/m²)

c' = cohesión del suelo (ton/m²)

γ = peso específico del suelo (ton/m³)

D_f = profundidad del desplante (m)

B = ancho de zapata (m)

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Los valores de N_c , N_q y N_γ han sido calculados de la siguiente manera:

Determinando N_q :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$
$$N_q = e^{\pi \tan 21,48^\circ} \tan^2 \left(45 + \frac{21,48^\circ}{2} \right)$$
$$N_q = 7,42$$

Determinando N_c :

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$$
$$N_c = \cot 21,48^\circ (7,42 - 1)$$
$$N_c = 16,31$$

Determinando N_γ :

$$N_\gamma = 1,8(N_q + 1) \tan \phi'$$
$$N_\gamma = 1,8(7,42 + 1) \tan 21,48^\circ$$
$$N_\gamma = 5,96$$

Teniendo los datos:

$$c' = 6,30 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,29 \text{ ton/m}^3$$

$$Df = 2,10 \text{ m}$$

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$Nc = 16,31$$

$$Nq = 7,42$$

$$N\gamma = 5,96$$

Entonces:

$$qu = 1,3 * c' * Nc + q * Nq + 0,4 * \gamma * B * N\gamma$$

$$qu = 1,3 * 7,00 * 16,31 + 1,29 * 2,10 * 7,42 + 0,4 * 1,29 * 1,00 * 5,96$$

$$qu = 171,60 \text{ ton/m}^2$$

Determinando capacidad de carga última neta:

$$q_{neta}(u) = qu - q$$

Donde:

$$q = \gamma * Df$$

$$q_{neta}(u) = 171,60 - 1,29 * 2,10$$

$$q_{neta}(u) = 168,89 \text{ ton/m}^2$$

Determinando capacidad de carga admisible:

$$q_{adm}(neta) = (qu - q) / Fs$$

$$q_{adm}(neta) = 154,05 / 4$$

$$q_{adm}(neta) = 42,22 \text{ ton/m}^2$$

2.5. Bases de diseño

Dentro de esta sección se explicarán los aspectos fundamentales a tomar en cuenta para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable.

2.5.1. Tasa de crecimiento poblacional

El modelo de crecimiento poblacional que se utilizará para el proyecto será el geométrico, debido a que es el que más se adapta a las condiciones del país, donde el crecimiento de la población es exponencial, y se expresa con la siguiente ecuación.

$$P_2 = P_1(R + 1)^{(t_1 - t_2)}$$

Donde:

P_2 = población en tiempo t_2

P_1 = población en tiempo t_1

R = tasa de crecimiento

t_1 = tiempo inicial

t_2 = tiempo final

Despejando para R:

$$R = \sqrt[t_2 - t_1]{P_2 / P_1} - 1$$

Dados los datos de la zona a servir:

$$P_1 = 4\,565$$

$$P_2 = 4\,880$$

$$t_1 = 2\,002$$

$$t_2 = 2\,013$$

Sustituyendo:

$$R = \sqrt[2\,013 - 2\,002]{4\,880 / 4\,565} - 1$$

$$R = 0,61$$

La tasa de crecimiento poblacional en la zona es baja, debido a la dificultad en la obtención de las licencias de construcción y el poco espacio libre de la zona para el crecimiento.

2.5.2. Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo en el que la obra prestará un servicio satisfactorio y depende de varios factores, uno de los más importantes es la vida útil de los materiales que componen el proyecto y dado que no todos tienen la misma vida útil, se trata de ubicar el periodo de diseño en un punto medio. Con base en lo anterior, el periodo de diseño será de 23 años.

2.5.3. Cálculo de población futura

El cálculo de la población futura se realizará mediante la ecuación del modelo geométrico; se utilizará la siguiente ecuación.

$$P = P_1(R + 1)^n$$

Donde:

P = población final

P_1 = población en tiempo t

R = tasa de crecimiento

n = periodo de diseño en años

Datos:

$P_1 = 4\ 880$ personas

$R = 0,61$

$n = 23$ años

Sustituyendo:

$$P = 4\ 880(0,61 + 1)^{23}$$

$$P = 5\ 577 \text{ personas}$$

El total de personas al finalizar el periodo de diseño sería de 5 577.

2.5.4. Dotación y aforo

La dotación es la cantidad de agua por unidad de tiempo asignada a la unidad consumidora, que en este caso serán los habitantes a servir. La dotación estará expresada en litros por habitantes por día (lt/hab/día).

Existen varios factores que inciden en la dotación asignada y dependen mucho del criterio del diseñador. En este caso la población a servir es urbana y de clima templado, es decir que estaría dentro del rango de los 150-200 lt/hab/día; con base en lo anterior, la dotación para este proyecto 175 lt/hab/día.

El pozo tiene 12" de diámetro y el aforo indica que posee una producción de 1000 gpm \approx 62,50 l/s; lo que es suficiente para cubrir la demanda; además tiene una profundidad total de 1090 pies. El nivel estático y dinámico son de 139 y 102 pies, respectivamente.

2.5.5. Factores de consumo y caudal de diseño

Estos factores tienen gran importancia en el diseño ya que determinaran la cantidad de agua a utilizar por la población durante el periodo de vida útil.

2.5.5.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario se determina utilizando la siguiente ecuación, donde se multiplica la dotación por la población, dividido entre los segundos de un día.

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotacion} * \text{poblacion}}{86400}$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{md} = \frac{175 * 5\,577}{86\,400}$$

$$Q_{md} = 11,30 \text{ lt/s}$$

2.5.5.2. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario se obtiene multiplicando el caudal medio diario por el factor día máximo que oscila entre 1,2 y 1,8.

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ diario}} = f_{md} * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{M\acute{a}x. \text{ diario}}$ = caudal máximo diario

f_{md} = factor máximo diario

Q_{md} = caudal medio diario

Sustituyendo datos:

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ diario}} = 1,3 * 11,30$$

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ diario}} = 13,55 \text{ lt/s}$$

2.5.5.3. Caudal de bombeo

$$Q_B = \frac{Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}} * 24}{T_B}$$

Donde:

Q_B = caudal de bombeo

T_B = periodo de bombeo

$Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}}$ = caudal máximo horario

Sustituyendo datos:

$$Q_B = \frac{14,69 * 24}{12}$$

$$Q_B = 27,11 \text{ lt/s}$$

2.5.5.4. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario contempla la posibilidad y se obtiene multiplicando el caudal medio diario por el factor máximo horario que oscila entre 2 y 3.

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}} = fmh * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}}$ = caudal máximo horario

f_{mh} = factor máximo horario

Q_{md} = caudal medio diario

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}} = 2 * 11,30$$

$$Q_{M\acute{a}x. \text{ horario}} = 22,60 \text{ lt/s}$$

2.6. Diseño hidráulico

Esta sección consiste en los cálculos necesarios para poder obtener la combinación de tuberías económica y técnicamente funcional, de tal forma se asegura la calidad del proyecto al menor costo posible.

2.6.1. Parámetros generales de diseño

Entre los parámetros más importantes para el diseño de las líneas de conducción están las ecuaciones a utilizar, los coeficientes de rugosidad de las tuberías las velocidades y las presiones de trabajo. Es importante tenerlas claras debido a que marcan un margen de trabajo y de esa manera se podrá visualizar las posibilidades en el proyecto.

2.6.1.1. Ecuaciones, coeficientes y tuberías

En el diseño de las líneas de conducción se utilizarán ecuaciones de continuidad y conservación de la energía, además de la ecuación empírica para fluidos de Hazen & Williams utilizada para la pérdida por carga en tuberías cerradas a presión. Esta ecuación tiene una constante para compensar que las variables no están en el mismo sistema de medidas.

La ecuación se describe a continuación:

$$Hf = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

Hf = pérdida por carga en metros

L = longitud en metros

Q = caudal en m^3/s

c = coeficiente de fricción, que para PVC es de 150 adimensional

\emptyset = diámetro de la tubería en pulgadas

2.6.1.2. Velocidades y presiones máximas

Para el diseño de las líneas de conducción se usarán tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) con presión de trabajo de 160 PSI (112 mca) de diferentes diámetros, teniendo velocidades que oscilan entre 0,6 m/s y 2 m/s.

2.6.2. Diseño de línea de conducción por bombeo

La línea de conducción por bombeo será la primera fase del proyecto debido a que de esta se extraerá agua del pozo por medio de una bomba hacia el tanque de almacenamiento.

2.6.2.1. Diámetro económico

Para una línea de conducción por bombeo se toma el concepto del diámetro económico, ya que se evalúan las pérdidas por carga y los costos de

la tubería; debido a que una tubería de diámetro menor sería más económica; pero una pérdida por carga mayor generaría un gasto mayor de energía eléctrica. Lo que se pretende es encontrar el punto medio, la combinación económica.

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * Q_B}{v}}$$

Donde:

Q_B = caudal de bombeo

d = diámetro a utilizar

v = velocidad del agua

Sustituyendo datos:

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * 27,11}{0,6}}$$

$$d = 9,44''$$

$$d = \sqrt{\frac{1,974 * 27,11}{2}}$$

$$d = 5,17''$$

Cálculo de la amortización mensual:

$$A = \frac{r * (r + 1)^n}{(r + 1)^n - 1}$$

Donde:

A = amortización mensual

r = tasa de interés mensual

n = número de meses para pagar la tubería

Sustituyendo datos:

$$r = 15 \% / 12 \text{ meses} = 0,0125$$

$$n = 10 \text{ años} * 12 \text{ meses} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{0,0125 * (0,0125 + 1)^{120}}{(0,0125 + 1)^{120} - 1}$$

$$A = 0,016133$$

Cálculo de la longitud total:

$$\text{Longitud total} = \text{Longitud} * 1,05$$

$$\text{Longitud total} = 1369 * 1,05$$

$$\text{Longitud total} = 1437,45$$

Cálculo de tubos necesarios:

$$\text{Cantidad de tubos} = L/6 = 1437,45/6 = 240 \text{ tubos}$$

Tabla II. **Costo de tubería mensual por bombeo**

DIÁMETRO	AMORTIZACIÓN	COSTO DE LA TUBERÍA	CANTIDAD DE TUBOS	COSTO POR MES
5"	0,016133	Q1 061,00	240	Q4 100,96
6"	0,016133	Q1 523,00	240	Q5 886,67
8"	0,016133	Q2 582,00	240	Q9 979,90
10"	0,016133	Q4 007,00	240	15 487,79

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de pérdidas por carga:

$$H_f 5'' = \frac{1743,811 * 1437,45 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 5^{4,87}} = 41,74 \text{ m}$$

$$H_f 6'' = \frac{1743,811 * 1437,45 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 6^{4,87}} = 17,18 \text{ m}$$

$$H_f 8'' = \frac{1743,811 * 1437,45 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 8^{4,87}} = 4,23 \text{ m}$$

$$H_f 10'' = \frac{1743,811 * 1437,45 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 10^{4,87}} = 1,43 \text{ m}$$

Cálculo de potencias:

$$Pot = Q * H_f / 76 * 6$$

Donde:

Pot = potencia (Hp)

Q = caudal m^3/s

Sustituyendo datos:

$$Pot\ 5'' = 27,11 * 41,74 / 76 * 6 = 24,82\ Hp$$

$$Pot\ 6'' = 27,11 * 17,18 / 76 * 6 = 10,21\ Hp$$

$$Pot\ 8'' = 27,11 * 4,23 / 76 * 6 = 2,52\ Hp$$

$$Pot\ 10'' = 27,11 * 1,43 / 76 * 6 = 0,85\ Hp$$

Tabla III. **Costo por bombeo mensual**

DIÁMETRO	POTENCIA [HP]	POTENCIA [KW]	No. DE HORAS	P.U. [Q/kWh]	C. DE BOMBEO
5	27,19	20,39	360	1,83	13435,40
6	11,19	8,39	360	1,83	5528,89
8	2,76	2,07	360	1,83	1362,03
10	0,85	0,64	360	1,83	419,32

Fuente: elaboración propia.

Tabla IV. **Costo total de tubería económica**

DIÁMETRO	COSTO DE TUBERÍA	COSTO DE BOMBEO	COSTO TOTAL
5"	4100,96	13435,40	17 536,36
6"	5886,67	5528,89	11 415,56
8"	9979,90	1362,03	11 341,93
10"	15487,79	1362,03	16 849,81

Fuente: elaboración propia.

La tubería económica es la de 8" para la línea por bombeo como lo indica la tabla anterior.

Cálculo de carga dinámica total:

Altura del nivel dinámico del pozo:

$$42,38 \text{ m}$$

Pérdida por succión:

$$H_f = \frac{1743,811 * H_s * Q^{1,85}}{c^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida por succión (m)

H_s = altura a la boca del pozo 42,38 m

Q = caudal de bombeo (m^3/s)

c = coeficiente de rugosidad 150 adimensional

\emptyset = diámetro (pulg)

Sustituyendo datos:

$$H_f = \frac{1743,811 * 42,38 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 8^{4,87}}$$

$$H_f = 0,14 \text{ m}$$

Altura de la boca del pozo al tanque:

52 m

Pérdida por carga:

$$Hf = \frac{1\,743,811 * 1\,437,45 * 27,11^{1,85}}{150^{1,85} * 8^{4,87}}$$

$$Hf = 4,23 \text{ m}$$

Pérdidas menores:

$$Hf_{Menores} = Hf * 0,10$$

$$Hf_{Menores} = 4,23 * 0,10$$

$$Hf_{Menores} = 0,42 \text{ m}$$

Pérdidas por velocidad

$$v = \frac{1,974 * Q}{\phi i^2}$$

Donde:

v = velocidad interna de la tubería (m/s)

Q = caudal de bombeo (m³/s)

ϕi = diámetro interno de la tubería (Pulg)

Sustituyendo datos:

$$v = 1,974 * 27,11/7,30^2$$

$$v = 0,72 \text{ m/s}$$

$$H = v^2/2g$$

$$H = 0,72^2/2 * 9,81$$

$$H = 0,026 \text{ m}$$

Carga dinámica total

$$CDT = 42,38 + 0,14 + 52 + 4,23 + 0,42 + 0,026$$

$$CDT = 99,21 \text{ m}$$

2.6.2.2. Potencia del equipo de bombeo

La potencia del equipo de bombeo es el resultado de multiplicar el caudal por la carga dinámica total partido la constante 76 y la eficiencia de la bomba. Tal como se describe en la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Q * h}{76 * e}$$

Donde:

P = potencia de la bomba (Hp)

Q = caudal de bombeo (m^3/s)

h = carga dinámica total (m)

e = eficiencia de la bomba 0,60

Sustituyendo datos:

$$Pot = \frac{27,11 * 99,21}{76 * 0,60}$$

$$Pot = 58,98 Hp$$

2.6.2.3. Verificación de golpe de ariete

El golpe de ariete es una sobrepresión en la tubería causada por el cierre brusco de una válvula o un cese de energía. Se propagará en forma de onda y su velocidad, llamada celeridad, se calcula con la siguiente ecuación:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} * \frac{Di}{e}}}$$

Donde:

a = celeridad

K = módulo de elasticidad volumétrica del agua (kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del material (kg/cm²)

Di = diámetro interno de la tubería (pulg)

e = espesor de la pared del tubo (pulg)

Sustituyendo datos:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07x10^4}{3,00x10^4} * \frac{8,625}{0,332}}}$$

$$a = 269,96 \text{ m/s}$$

Calculando la velocidad de la sobrepresión:

$$v = 1,974 * Q/\phi i^2$$

$$v = 1,974 * 27,11/8,625^2$$

$$v = 0,7194 \text{ m/s}$$

Cálculo de la sobrepresión:

$$P = a * v/g$$

$$P = 269,96 * 0,7194/9,81$$

$$P = 19,80 \text{ mca}$$

Presión máxima:

$$P_{\text{máx}} = 19,80 \text{ mca} + 52 \text{ mca}$$

$$P_{\text{máx}} = 71,80 \text{ mca}$$

$$71,80 \text{ mca} < 112 \text{ mca} \text{ ok}$$

La tubería de 160 PSI es capaz de resistir la sobrepresión máxima; si no hubiera sido el caso se debería de cambiar la tubería por una más resistente; pero en este caso se trabajará con tubería de 160 PSI.

2.6.2.4. Especificaciones del equipo de bombeo

Constará de una bomba sumergible de 75 HP conectada a una corriente alterna trifásica de 400 volts. La eficiencia mínima del equipo será de 60 % además de contar con todos los elementos para su correcto funcionamiento.

2.6.3. Diseño de la línea de conducción por gravedad

Para el diseño de la línea de conducción por gravedad es necesario el cálculo de distancias y diámetros para poder ajustar las pérdidas a las alturas disponibles en el proyecto.

Cálculo de diámetros con la ecuación de Hazen & William:

$$\phi = \left(\frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * Hf} \right)^{1/4,87}$$

Donde:

ϕ = diámetro de tubería

L = longitud total

Q = caudal día máximo

c = coeficiente de rugosidad

Hf = pérdida por carga

Sustituyendo datos:

$$L = L * 1,05$$

$$L = 629 * 1,05 = 660,45$$

$$\phi = \left(\frac{1743,811 * 660,45 * 13,55^{1,85}}{150^{1,85} * 35} \right)^{1/4,87}$$

$$\phi = 3,40''$$

Debido a que no existe una tubería comercial de ese diámetro, se aproximará a los diámetros más comerciales y más cercanos.

$$\varnothing 1 = 3''$$

$$\varnothing 2 = 4''$$

Cálculo de pérdidas parciales utilizando los diámetros obtenidos anteriormente:

$$Hf = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * \varnothing^{4,87}}$$

$$Hf_3 = \frac{1743,811 * 660,45 * 13,55^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}}$$

$$Hf_3 = 63,98 \text{ m}$$

$$Hf_4 = \frac{1743,811 * 660,45 * 13,55^{1,85}}{150^{1,85} * 4^{4,87}}$$

$$Hf_4 = 15,76 \text{ m}$$

Cálculo de longitudes para cada diámetro:

$$L2 = \frac{L(H - H1)}{H2 - H1}$$

$$L2 = \frac{660,45(35 - 15,76)}{63,98 - 15,76}$$

$$L2 = 263,52 \text{ m}$$

$$L1 = L - L2$$

$$L1 = 660,45 - 263,52$$

$$L1 = 396,93 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas reales de la línea:

$$Hf = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

$$Hf_3 = \frac{1743,811 * 263,52 * 13,55^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}}$$

$$Hf_3 = 25,53 \text{ m}$$

$$Hf_4 = \frac{1743,811 * 396,93 * 13,55^{1,85}}{150^{1,85} * 4^{4,87}}$$

$$Hf_4 = 9,43 \text{ m}$$

Como forma de comprobación se puede ver que la suma de las pérdidas y la diferencia de cotas son lo mismo.

- Pérdidas reales = 25,53 + 9,43 = 35 metros
- Diferencia de alturas = 1596 – 1564 = 35 metros

2.7. Obras hidráulicas

Entre las obras hidráulicas del proyecto está la construcción de cajas de ladrillo con tapaderas de concreto para protección de las llaves.

2.7.1. Diseño de tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento es un parte importante del proyecto, ya que su función es almacenar los volúmenes compensadores; esto quiere decir que no son tomados en cuenta los volúmenes de incendio. El volumen compensador tendrá una entrada constante durante el tiempo de bombeo y salida variable, dependiendo del consumo.

Dado que no fue posible realizar el estudio de demandas, estas normas indican que el volumen compensador debe de oscilar entre el 25 % y 40 % del volumen medio diario.

$$V_{Comp} = 0,25 \text{ a } 0,40 * V_{Medio\ diario}$$

Volumen del tanque de almacenamiento:

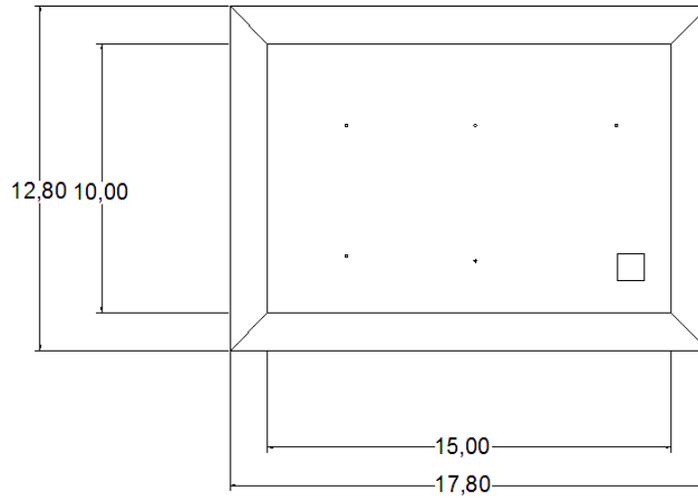
$$V_{Comp} = [\% * Qmd * 86400]/1000$$

$$V_{Comp} = [0,30 * 11,30 * 86,400]/1000$$

$$V_{Comp} = 300 \text{ m}^3$$

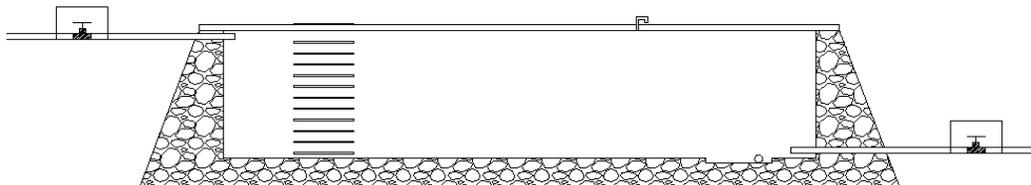
El tanque estará enterrado y las dimensiones serán de 15 metros de largo, 10 de ancho y 2 de profundidad. Cumpliendo con una relación entre el largo y el ancho de 1,5:1.

Figura 1. Tanque en planta



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

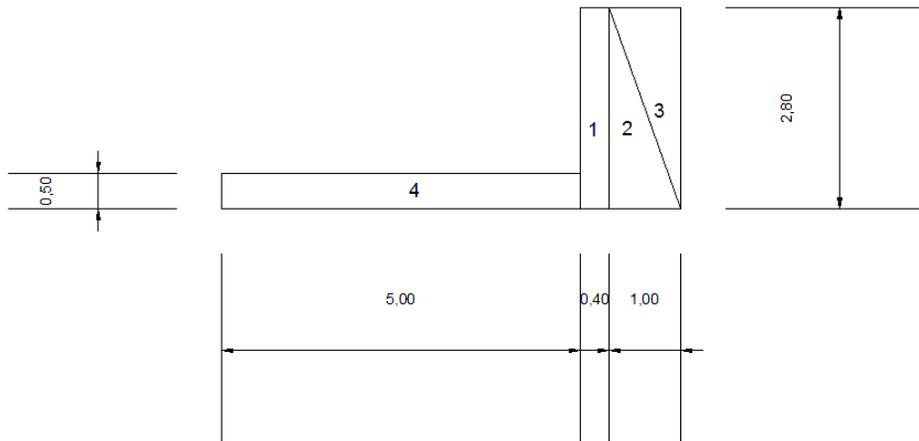
Figura 2. Tanque en elevación



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Diseño del muro por gravedad para las paredes del tanque:

Figura 3. **Dimensionamiento del muro del tanque**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Tabla V. **Momento estabilizante**

Sección	Área [m ²]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]	Distancia [m]	Momento [kg-m/m]
1	1,12	2600	2912,00	5,20	15142,40
2	1,40	2600	3640,00	5,73	20857,20
3	1,35	1600	2160,00	5,66	12225,60
4	2,50	2600	6500,00	2,50	16250,00
W=			15212.00	ME=	64475.20

Fuente: elaboración propia

Revisión del muro:

Deben de realizarse los chequeos para verificar la estructura como muro de gravedad; se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \phi$$

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)] < V_s \quad e = b/2 - a$$

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)] > 0 \quad a = (ME - MV)/W$$

Donde:

ME = momento de empuje

MV = momento de volteo

W = peso propio de la estructura

E = empuje

V_s = valor soporte del suelo

A = área de la base

e = excentricidad

b = base

Chequeo contra volteo:

$$Mv = \gamma * H^2 * h/2$$

Donde:

Mv = fuerza del suelo sobre el muro (kg)

γ = peso específico del suelo (kg/m^3)

H = altura total del muro (m)

Sustituyendo datos:

$$Mv = 1\,600 * 2,8^2 * 0,93/2$$

$$Mv = 5\,832,96 \text{ kg}$$

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 64\,475,20/5\,832,96 > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 11,05 > 1,5 \text{ ok}$$

Chequeo contra deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \emptyset$$

$$\text{Deslizamiento} = (15\,212 * 0,9 \tan 32,22^\circ)/6\,272 > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = 1,38 < 1,5 \text{ No cumple}$$

Dado a que no cumple el chequeo por deslizamiento, se deberá tomar en cuenta la presión pasiva del agua dentro del tanque. Bastará con tomar en cuenta 30 cm del nivel de agua para cumplir con el chequeo.

$$W = W_{Activo} + W_{Pasivo}$$

$$W = W_{Suelo} + \gamma_{Agua} * Area$$

$$W = 15\,212 + 1\,000 * 5 * 0,30$$

$$W = 16\,712 \text{ kg}$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \emptyset$$

$$\text{Deslizamiento} = (16\,712 * 0,9 \tan 32,22^\circ)/6\,272 > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = 1,51 > 1,5 \quad \text{ok}$$

Chequeo de presiones:

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)]$$

$$a = (ME - MV)/W$$

$$a = (64\,475,20 - 5832,96)/15\,212$$

$$a = 3,80$$

$$e = b/2 - a$$

$$e = 6,40/2 - 1,60 = 1,60$$

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)]$$

$$\text{Presiones} = 15\,212/6,40[1 \pm (6 * 1,6/6,40)]$$

$$\text{Presion 1} = 5\,942,19 < 42\,220 \quad \text{ok}$$

$$\text{Presion 2} = 1\,188,44 < 42\,220 \quad \text{ok}$$

Diseño de la losa del tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento se trabajará con vigas y losas, para lo cual se le asignará una carga viva de 200 kg/m^2 ya que solo tendrá cargas vivas ocasionalmente.

Definiendo espesor de la losa:

$$t = p/180$$

Donde:

t = es el espesor de losa en metros

p = es el perímetro de la losa en metros

Sustituyendo datos:

$$t = (7,5 + 7,5 + 5 + 5)/180$$

$$t = 20/180 = 0,14 \text{ m}$$

Integración de cargas:

$$W = 1,2 WD + 1,6 WL$$

Donde:

W = es la carga mayorada

WD = es la carga muerta

WL = es la carga viva

Sustituyendo datos:

$$WD = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,14 + 70 \text{ kg/m}^2$$

$$WD = 406 \text{ kg/m}^2$$

$$WL = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 1,2 WD + 1,6 WL$$

$$W = 1,2(406) + 1,6(100)$$

$$W = 650 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos según método 3 del ACI de losa con 2 bordes continuos y 2 discontinuos.

Momentos negativos en bordes continuos:

$$M_{a,neg} = 0,05 * 650 * 5^2 = 813 \text{ kg} - m$$

$$M_{b,neg} = 0,05 * 650 * 7,5^2 = 1828 \text{ kg} - m$$

Momentos positivos:

$$M_{a,pos WL} = 0,032 * 160 * 5^2 = 128$$

$$M_{a,pos WD} = 0,027 * 490 * 5^2 = 331$$

$$M_{a,pos} = 459 \text{ kg} - m$$

$$M_{b,pos WL} = 0,032 * 160 * 7,5^2 = 288$$

$$M_{b,pos WD} = 0,027 * 490 * 7,5^2 = 745$$

$$M_{b,pos} = 1033 \text{ kg} - m$$

Momentos negativos en bordes discontinuos:

$$M_{a,neg} = 1/3 * M_{a,pos} = 1/3 * 459 = 153 \text{ kg} - m$$

$$M_{b,neg} = 1/3 * M_{b,pos} = 1/3 * 1\ 033 = 344,33\ kg - m$$

Cálculo del acero mínimo:

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * t$$

$$\rho_{min} = 14,1/f_y = 14,1/2\ 810 = 0,005$$

$$A_{s,min} = 0,005 * 100 * 14 = 7\ cm^2$$

Cálculo del espaciamiento máximo:

$$S_{máx} = 3t = 3 * 14 = 42\ cm$$

Cálculo del espaciamiento necesario: por simple relación de triángulos semejantes se puede obtener el espaciamiento entre barras. Partiendo en que se tienen $7\ cm^2$ para colocarlo en $100\ cm$, se debe averiguar el espacio para ubicar este acero, utilizando varilla número 4.

$$\frac{S}{100cm} = \frac{1,27cm^2}{7\ cm^2}$$

$$S = \frac{1,27cm^2}{5,75\ cm^2} * 100\ cm$$

$$S = 22,08\ cm \approx 15\ cm$$

No.4 @ 0.15 m en ambos sentidos de la cama inferior.

Cálculo del acero cama superior:

Se calculará únicamente acero por temperatura de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}A_{S_{temp}} &= 0,002 * b * t \\A_{S_{temp}} &= 0,002 * 100 * 11 \\A_{S_{temp}} &= 2,20 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Espaciamiento por relación de triángulos:

$$\begin{aligned}\frac{S}{100 \text{ cm}} &= \frac{0,71 \text{ cm}^2}{2,2 \text{ cm}^2} \\S &= \frac{0,71 \text{ cm}^2}{2,2 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} \\S &= 32,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}\end{aligned}$$

No.3 @ 0.30 m en ambos sentidos de la cama superior.

Cálculo del momento resistente:

$$M_{As \text{ min}} = \theta \left[A_{S_{min}} * f_y \left(d - \frac{A_{S_{min}} * f_y}{1,70 * f'_c * b} \right) \right]$$

Donde:

$A_{S_{min}}$ = área de acero (cm^2)

f'_c = esfuerzo máximo del concreto (kg/cm^2)

b = ancho de faja equivalente (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

d = peralte efectivo (cm)

ϕ = factor de reducción para elementos a flexión

M_u = momento último (kg-cm)

$$M_{As\ min} = 0,90 \left[7 * 2810 \left(11,50 - \frac{7 * 2810}{1,70 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{As\ min} = 193\ 830,49\ \text{kg/cm}$$

$$M_{As\ min} = 1\ 938,30\ \text{kg/m}$$

Como puede observarse el momento que soporta el acero mínimo es mayor a los momentos que actúan sobre la losa; por esta razón el armado de las losas queda de la siguiente manera.

No.4 @ 0.15 m en ambos sentidos de la cama inferior.

No.3 @ 0.30 m en ambos sentidos de la cama superior.

Diseño de viga del tanque

Dimensionamiento:

$$H = \frac{L}{16} = \frac{7,50}{16} = 0,45\ \text{m}$$

$$B = \frac{H}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,225 = 0,20\ \text{m}$$

Donde:

H = peralte de la viga en m.

B = base de la viga en m.

L = luz libre en m.

Cálculo de áreas tributarias

Área tributaria de viga $V1 = 12,50 + 12,50 = 25 \text{ m}^2$

Integración de cargas por metro lineal:

$$W = 1,2 WD + 1,6 WL$$

Donde:

W_{Viga} = carga mayorada

WD_{Viga} = carga muerta

WL_{Viga} = carga viva

$$WD_{Viga} = WD_{Losa} + WD_{Propio}$$

$$WD_{Viga} = (406 \text{ kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2) / 7,50 \text{ m} + 0,20 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$WD_{Viga} = 1353,33 \text{ kg/m}$$

$$WL_{Viga} = 100 \text{ kg/m}^2 * 25 \text{ m}^2$$

$$WL_{Viga} = 2500 \text{ kg/m}$$

Sustituyendo datos:

$$W = 1,2(1\,353,33) + 1,6(2\,500)$$

$$W = 1\,624 + 4\,000$$

$$W = 5\,624 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos:

$$M_- = w * l^2 / 14$$

$$M_- = 5\,624 * 7,50^2 / 14$$

$$M_- = 23\,817,64 \text{ kg} - m$$

$$M_+ = w * l^2 / 10$$

$$M_+ = 5\,624 * 7,50^2 / 10$$

$$M_+ = 33\,344,70 \text{ kg} - m$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{0,85 * f_{c'} * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * f_{c'} * b * d^2}} \right]$$

Donde:

A_s = área de acero (cm^2)

$f_{c'}$ = esfuerzo máximo del concreto (kg/cm^2)

b = ancho de faja equivalente (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

d = peralte efectivo (cm)

ϕ = factor de reducción para elementos a flexión

M_u = momento último (kg-cm)

Sustituyendo datos:

$$A_{s-} = \frac{0,85 * 210 * 20 * 40}{2810} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 23817,64}{0,85 * 0,90 * 210 * 20 * 40^2}} \right]$$

$$A_{s-} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s+} = \frac{0,85 * 210 * 20 * 40}{2810} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 33344,70}{0,85 * 0,90 * 210 * 20 * 40^2}} \right]$$

$$A_{s+} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * t$$

$$\rho_{min} = 14,1/f_y = 14,1/2810 = 0,005$$

$$A_{s_{min}} = 0,005 * 20 * 45 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s_{max}} = 0,5\rho_b * b * d$$

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

donde $\beta_1 = 0,85$ si $0 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{210}{2810} * \frac{6090}{2810 + 6090} = 0,036947$$

Sustituyendo valores:

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,036947 * 20 * 40$$

$$A_{s_{max}} = 14,78 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, se debe usar el acero mínimo.

$$A_{s_{min}} > A_{s_{calculado}}$$

Diseño del refuerzo longitudinal

Para la cama superior donde actuará el momento negativo, debido a que el acero calculado para el momento negativo es menor al acero mínimo, se tomará el valor del acero mínimo para cubrir la cama superior.

Para la cama inferior actuará el momento positivo, y debido a que el acero calculado es mucho menor, entonces se utilizará el acero mínimo para cubrir la cama inferior. Por lo que se propone el siguiente armado.

4 No.6 en sentido longitudinal.

Diseño del refuerzo transversal

Cálculo del cortante último:

$$VU = \frac{W * L}{2}$$

Donde:

VU = cortante último

W = carga última

L = longitud de la viga

Sustituyendo datos:

$$VU = \frac{5\,624 * 7,50}{2} = 21\,090 \text{ kg}$$

Calculando el corte que resiste el concreto:

$$Vc = \phi * 0,53\sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

Vc = cortante que resiste el concreto (kg)

$f'c$ = esfuerzo máximo del concreto (kg/cm²)

b = ancho de faja equivalente (cm)

d = peralte efectivo (cm)

ϕ = factor de reducción de corte

Sustituyendo datos:

$$V_c = 0,85 * 0,53\sqrt{210} * 20 * 40$$

$$V_c = 5\,222,70 \text{ kg}$$

Cálculo de zona de confinamiento por triángulos semejantes:

$$\frac{21\,090}{7,50} = \frac{5\,222,70}{x}$$

$$x = 1,86 \text{ m}$$

Longitud de confinamiento:

$$L_{conf} = L/2 - 1,86 = 1,89 \text{ m}$$

Espaciamiento de estribos No. 3:

$$S = (A_v * f_y * d) / (V_n - V_{Cr})$$

Donde:

A_v = 2 veces el área de acero de la varilla

V_n = esfuerzo de corte nominal

V_{Cr} = esfuerzo de corte que resiste el concreto

Datos:

$$A_v = 2 * \text{Área de varilla \# 3}$$

$$A_v = 2 * 0,71$$

$$A_v = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$V_n = V_a / 0,85$$

$$V_n = 21\ 090 / 0,85$$

$$V_n = 24\ 811,76 \text{ kg}$$

Determinando el espaciamiento:

$$S = (1,41 * 2\ 810 * 40) / (21\ 090 - 5\ 222,70)$$

$$S = 9,98 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{Máx} = d/2$$

$$S_{Máx} = 40/2$$

$$S_{Máx} = 20 \text{ cm}$$

20 estribos No. 3@10 cm en los extremos; el primero @5 cm, el resto de la viga estribos No. 3@20 cm.

2.7.1.1. Sistema de desinfección

Para el presente proyecto se propone un sistema de desinfección de hipoclorito de sodio en una concentración de 12 %, debido a que el examen bacteriológico indica que el agua es de buena calidad pero aún no es apta para el consumo humano.

El sistema de hipoclorador consistirá en un depósito de hipoclorito de sodio, una bomba dosificadora y sus respectivas conexiones eléctricas.

El funcionamiento consistirá en inyectar el hipoclorito de sodio a 12 % de concentración por medio de la bomba dosificadora al flujo directamente en la tubería después de ser extraída del pozo, para después ser bombeada al tanque de almacenamiento; de esta manera será desinfectada antes del almacenamiento.

2.8. Costo mensual de bombeo

Dentro del costo mensual de bombeo aparecen los costos operativos, de mantenimiento, administrativos y de tratamiento.

Todos los costos mencionados anteriormente integran el costo mensual de bombeo, el cual es fundamental para que el proyecto se mantenga en funcionamiento durante la vida útil del proyecto.

2.9. Programa de operación y mantenimiento

El programa de operación y mantenimiento está ligado al esfuerzo por mantener un funcionamiento adecuado en el sistema. Además de la realización de pruebas periódicas y reparaciones preventivas y correctivas.

2.9.1. Propuesta de tarifa

Para el proyecto de ampliación del sistema de agua potable se propone una tarifa mensual para la zona beneficiada, con 916 casas. Dentro de los costos se incluye la amortización de la tubería, el gasto de energía eléctrica por la línea de conducción por bombeo, un fontanero mensual, mantenimiento, desinfección, gastos administrativos y de reserva por cualquier reparación mayor que fuese necesaria.

Tabla VI. **Propuesta de tarifa mensual**

COSTO	MONTO/MES
Costo operativo	Q13 842,79
Costo de mantenimiento	Q10 550,00
Costo de tratamiento	Q 695,00
Costo administrativo 15 %	Q3 763,17
Costo de reserva 12 %	Q3 010,53
Total	Q31 861,49
Total por vivienda	Q34.78

Fuente: elaboración propia.

2.10. Elaboración de planos

Los planos elaborados para el proyecto son los considerados para correcta ejecución del mismo y son los siguientes:

- Plano de ubicación
- Plano de planta y perfil del recorrido
- Planos estructurales del tanque de almacenamiento

2.11. Presupuesto

El presupuesto fue elaborado con base en los precios actuales del mercado; por lo cual estos deberían de ser actualizados cuando se planea ejecutar el proyecto.

Tabla VII. Presupuesto tabla resumen del sistema de agua potable

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA					
NO.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDADES	P.U.	COSTO RENGLÓN
1	Trazo y replanteo topográfico				
	Replanteo topográfico	1450	ml	Q2,65	Q3 836, 00
2	Excavación de tubería				
	Excavación	2109	ml	Q40,84	Q86 135,00
3	Relleno y compactado				
	Relleno	2109	ml	Q19,13	Q40 338,20
4	Línea de conducción por bombeo				
	Colocación de tubería	1448	ml	Q1 206,70	Q1 747 301,92
5	Línea de conducción por gravedad				
	Colocación de tubería	661	ml	Q269,59	Q178 198,72
6	Tanque de almacenamiento				
	Excavación estructural del tanque	821	m ³	Q50,52	Q41 475,00
	Construcción del tanque	513	m ³	Q1 056,89	Q542 183,18
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q2 639 468,02
COSTO TOTAL EN US\$					336 237,96
COSTO POR METRO LINEAL					Q1 251,53

Fuente: elaboración propia.

2.12. Evaluación de impacto de ambiental

- **Información general**

- Nombre del proyecto: Diseño de la ampliación del sistema de agua potable para Antigua Guatemala, Sacatepéquez.
- Vida útil del proyecto: 23 años.

- Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: será ejecutado en terrenos municipales y las calles del municipio de Antigua Guatemala.
 - Superficie estimada del proyecto: 2 000 metros lineales más la superficie del tanque, 150 m².
 - Colindancias y actividades que desarrollan en el predio: con los vecinos de la parte noreste de la ciudad de Antigua Guatemala. Actividades de excavación y colocación de tuberías.
 - Trabajos necesarios para la preparación del terreno: limpieza y zanjeado.
 - Vías de acceso: calles del sector norte de la ciudad de la ciudad.
- **Influencia del Proyecto**
 - Fuente de suministro y requerimiento de energía y combustible a utilizar: la fuente de energía para el funcionamiento de la bomba es energía eléctrica.
 - Fuentes de suministro de agua y sus requerimientos de agua cruda y/o potable: se utilizará la red de agua potable existente en la ciudad para la ejecución del proyecto.
 - Recursos naturales que serán aprovechados en las diferentes etapas: se utilizará pedrín y arena para la construcción del tanque; la tierra de la excavación servirá para cubrir nuevamente la tubería.

- Indicar cada sustancia o material que será utilizado en el proceso: se utilizará piedrín, arena cemento, acero, madera, tubería de PVC y agua.

- **Control ambiental**
 - Residuos y/o contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos): el suelo deberá estar mojado para evitar que se levanten las partículas de polvo que salta al aire en exceso.

 - Emisiones a la atmósfera (gases, humo, etc.): no se generará ninguno.

 - Descarga de aguas residuales: se realizará en el sistema de drenaje de aguas residuales.

 - Desechos sólidos (que clase de basura): los únicos desechos sólidos serán las bolsas de cemento, que deberán ser dispuestas en los recipientes de basura correspondientes.

 - Ruidos y/o vibraciones: el proyecto funcionará con una bomba sumergible lo cual no representa un gran número de vibraciones o sonidos para su funcionamiento.

 - Contaminación visual: la única contaminación visual será el material suelto, el cual deberá ser utilizado para rellenar las zanjas de nuevo y el resto se moverá a un lugar deshabitado.

El personal de construcción deberá tener el equipo adecuado como guantes, botas y cascos para evitar accidentes.

Al realizar las excavaciones se deberá humedecer la tierra para evitar que el polvo se levante en exceso, y después de colocar la tubería deberá de rellenarse la zanja para evitar acumulaciones de tierra que provoquen accidentes dentro del grupo de trabajadores como de los pobladores del lugar.

2.13. Análisis socioeconómico

Este análisis sirve para evaluar la rentabilidad del proyecto y para ello se utiliza el valor presente neto y la tasa interna de retorno.

2.13.1. Valor Presente Neto

Esta es una alternativa muy utilizada para determinar si vale la pena realizar una inversión, ya que pueden observarse los egresos y futuros ingresos de manera simple. Se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$P = F \left[\frac{1}{(1 + i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i(1 + i)^n} \right]$$

Donde:

P = valor presente

F = valor de pago futuro

i = tasa de interés de cobro por la operación

n = periodo que pretende la duración de la operación

A = amortización, valor de pago uniforme en un tiempo determinado

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

$$VPN = 0 - 2\,671\,549,25$$

$$VPN = -2\,671\,549,25$$

Puesto que el valor es menor que cero, el VPN indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que es un proyecto de carácter social y los ingresos son nulos.

2.13.2. Tasa Interna de Retorno

Es el valor por el cual los ingresos y los egresos se igualan.

$$I = (P - L) \left(\frac{R}{P} *, i\%, n \right) + L * i + D$$

Donde:

P = inversión inicial

L = valor de rescate

D = serie uniforme de todos los costos

I = ingresos anuales

R/P = valor presente dada una anualidad

Como puede verse, para cumplir con la ecuación se requiere tener algún tipo de ingreso, pero en este proyecto por ser de carácter social, los ingresos son nulos. Por lo que no se puede operar la ecuación.

3. DISEÑO DEL PUENTE

3.1. Consideraciones generales del proyecto

Este proyecto se encuentra ubicado en las afueras del municipio de Antigua Guatemala y comunicará internamente a 2 aldeas favoreciendo el desarrollo socioeconómico. El puente constará de 2 carriles y 22 metros de longitud.

3.1.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente en el Zanjón Sta. María, que comunicará a las aldeas de San Juan El Obispo y San Gaspar Vivar; se tomará como base de diseño el código AASHTO.

3.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó con el apoyo de la Municipalidad de Antigua Guatemala, la cual brindó el equipo de medición. El equipo consistió una estación total marca Trimble II, metro, GPS, estacas y clavos.

La medición fue sobre puntos de interés para el proyecto, siendo los tramos más importantes sobre el Zanjón Santa María y sobre las calles a unir, donde con el uso de la Estación Total se obtuvieron las coordenadas totales de los puntos facilitando el avance en el proyecto.

3.3. Estudio de suelos

El estudio de suelos es indispensable para conocer las propiedades físico-mecánicas del mismo, esto cerciora la calidad del suelo y brinda el apoyo en la factibilidad técnica del proyecto.

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizará el modelo matemático de Karl Terzagui.

Tabla VIII. **Resultados del estudio de suelos del puente**

Parámetros	Resultados
Angulo de fricción interna \emptyset	23,27°
Cohesión c'	3,859 ton/m ²
Descripción del suelo	Arena limosa color café oscuro
Densidad seca	1,43 ton/m ³

Fuente: elaboración propia.

$$q_u = 1,3 * c' * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

$$q = \gamma * D_f$$

q_u = capacidad de carga limite (ton/m²)

c' = cohesión del suelo (ton/m²)

γ = peso específico del suelo (ton/m³)

D_f = profundidad del desplante (m)

B = ancho de zapata (m)

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Los valores de N_c , N_q y N_γ han sido calculados de la siguiente manera:

Determinando N_q :

$$N_q = e^{\pi \tan \emptyset} \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$$
$$N_q = e^{\pi \tan 23,27^\circ} \tan^2 \left(45 + \frac{23,27^\circ}{2} \right)$$
$$N_q = 8,9$$

Determinando N_c :

$$N_c = \cot \emptyset (N_q - 1)$$
$$N_c = \cot 23,27^\circ (8,9 - 1)$$
$$N_c = 18,37$$

Determinando N_γ :

$$N_\gamma = 1,8(N_q + 1) \tan \emptyset'$$
$$N_\gamma = 1,8(8,9 + 1) \tan 23,27^\circ$$
$$N_\gamma = 7,66$$

Teniendo los datos:

$$c' = 3,859 \text{ ton}/m^2$$

$$\gamma = 1,43 \text{ ton}/m^3$$

$$Df = 2,10 \text{ m}$$

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$N_c = 18,37$$

$$N_q = 8,9$$

$$N_\gamma = 7,66$$

Entonces:

$$q_u = 1,3 * c' * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 3,859 * 18,37 + 1,43 * 2,10 * 8,9 + 0,4 * 1,43 * 1,00 * 7,66$$

$$q_u = 123,27 \text{ ton/m}^2$$

Determinando capacidad de carga última neta:

$$q_{neta}(u) = q_u - q$$

$$q = \gamma * D_f$$

$$q_{neta}(u) = 123,27 - 1,43 * 2,10$$

$$q_{neta}(u) = 120,27 \text{ ton/m}^2$$

Determinando capacidad de carga admisible:

$$q_{adm}(neta) = (q_u - q) / F_s$$

$$q_{adm}(neta) = 120,27 / 4$$

$$q_{adm}(neta) = 30,01 \text{ ton/m}^2$$

3.4. Estudio hidrológico e hidráulico

El estudio hidrológico tiene como objetivo principal proporcionar los datos de la sección transversal del río, que ayuden a determinar la luz y altura del puente. El tirante normal del zanjón es casi nulo en época de estiaje, el paso de agua es únicamente durante la época lluviosa, para lo cual se deberá de calcular el caudal en la crecida máxima, que es el máximo nivel alcanzado durante una tormenta en el lugar. El tirante durante estos fenómenos puede ser encontrado buscando indicios en el zanjón o por indicaciones de los pobladores del lugar.

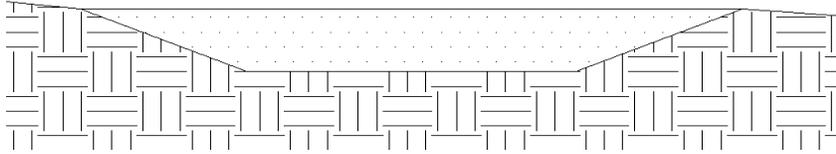
Para determinar los caudales en ríos existen varios métodos tales como el aforo directo, volumétrico, con vertederos, químico o de sección pendiente. Para este proyecto se decidió por el método de sección pendiente debido a las condiciones y fuentes para la obtención de datos.

3.4.1. Método sección pendiente

Para la determinación de crecidas por este método es necesario ubicar la altura de la crecida máxima; esta se obtuvo mediante la consulta de archivos municipales y de los pobladores de la zona; dicha altura corresponde a 2,00 metros.

Luego de obtener la altura de la crecida máxima, se debe calcular la velocidad con la ecuación de Manning, para posteriormente tener el dato del caudal durante la crecida máxima.

Figura 4. Sección del río



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

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

Donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico (Área/perímetro mojado) en m

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Datos:

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{25,6 \text{ m}^2}{17,98 \text{ m}} = 1,42 \text{ m}$$

$$S = 5,00 \%$$

$n = 0,10$ Debido al terreno arenolimoso y a la pendiente

Sustituyendo datos:

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

$$V = \frac{1}{0,10} (1,42^{2/3} * 0,05^{1/2})$$

$$V = 2,82 \text{ m/s}$$

Calculando el caudal en la crecida máxima:

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal en m^3/s

V = velocidad en m/s

A = área en m^2

Sustituyendo:

$$Q = V * A$$

$$Q = 2,82 * 25,60$$

$$Q = 72,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.5. Dispositivos de protección

Los dispositivos de protección son elementos ubicados en el puente o en sus cercanías, con el fin de salvaguardar la vida de las personas que utilizan el puente y la integridad física del mismo.

3.5.1. Aspectos generales sobre los drenajes

Los drenajes son una parte importante en la superestructura del puente, ya que permiten la correcta evacuación del agua e impiden la acumulación excesiva de agua en la carpeta de rodadura.

La carpeta de rodadura deberá tener una pendiente de 1 % orientada a los costados del puente por debajo de la acera y debido a que AASHTO 2.6.6.3 indica que el número de drenajes deberá de ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos.

En AASHTO 2.6.6.4 se dan algunos aspectos a considerar al momento de escoger la ubicación de los drenajes. Se disponen 100 mm por debajo del elemento más bajo de la superestructura y utilizar al final de la tubería un codo de no más de 45° para dejar libre de salpicaduras la superestructura.

Debido a lo anterior se optó por utilizar tubería de PVC de 4" con un codo de 45° al final, a una distancia de 2 metros.

3.5.2. Diseño de los barandales

Los barandales son dispositivos de seguridad básicos ubicados paralelamente en los bordes del puente.

Tienen la función de proteger a los peatones como los vehículos. El diseño dependen mucho de su función, ya que dependiendo del tipo de puente y la velocidad de tránsito, varían significativamente.

En este caso se tiene un tablero con aceras en ambos lados y 2 carriles de baja velocidad, debido al empedrado de las calles en el municipio de Antigua Guatemala. La solución que satisface las necesidades de economía, seguridad y estética en el puente es una combinación de acero con concreto.

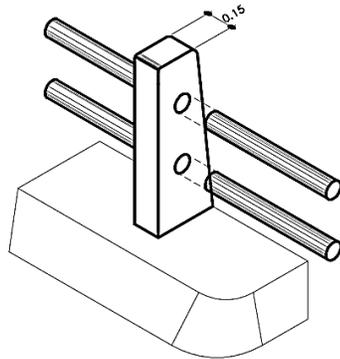
Tabla IX. **Niveles de ensayo para barandas de puentes**

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	<i>W</i> (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000
<i>B</i> (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
<i>G</i> (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Fuente: AASHTO LRFD. Niveles de ensayo para las barandas. P 13-9.

Con base en la norma AASHTO los pasamanos deben ser diseñados para soportar una carga de P/4 y estarán bajo el nivel de ensayo TL-1 debido a que la velocidad de tránsito es menor de 50 km/h. Para este proyecto el barandal será de tubos de acero galvanizado de 2" y los postes serán prefabricados de 1 metro de altura, medido desde la cara superior de la acera. Los postes tendrán una separación de 1,50 m.

Figura 5. **Tipo de poste y baranda**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.6. Diseño de la estructura

El diseño del puente estará basado en las normas del American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y en criterios del American Concrete Institute (ACI).

Constará del diseño de la superestructura y subestructura, teniendo en consideración el esviaje en la losa debido al ángulo de la calle respecto del zanjón. Este tipo de puentes se han trabajado con frecuencia en los últimos años y existen factores de corrección debido a que los valores de corte se incrementan en los ángulos oblicuos de la estructura.

La superestructura estará diseñada para una sobrecarga de un camión H20-44, ya que debido a la pendiente y a las pronunciadas curvas para el acceso del lugar, hacen este el vehículo más pesado que puede transitar por el puente.

3.6.1. Consideraciones de diseño

Se deben considerar los siguientes datos generales para el diseño del puente, ya que aquí aparece la mayoría de datos que se utilizarán a lo largo del diseño.

- Luz libre:
- Ancho útil: 6,10 m
- Luz eficaz: 20 m
- Ancho total: 8,10 m
- Resistencia de concreto: 281 kg/cm^2
- Resistencia del acero: $2\ 810 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del acero para vigas: $4\ 000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero: $21\ 000\ 000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso del concreto armado: $2\ 400 \text{ kg/cm}^3$
- Peso del concreto armado: $2\ 600 \text{ kg/cm}^3$
- Capacidad de soporte del suelo: $30\ 010 \text{ kg/cm}^2$
- Tipo de sobrecarga: H20-44

3.7. Diseño de la superestructura

Especificaciones:

- Según AASHTO LRFD 9.7.1.1, la altura de un tablero de concreto no deberá menor que 0,175 m.
- De acuerdo con AASHTO LRFD 5.12.3, los recubrimientos mínimos para la parte superior de 5 cm y para la parte inferior de 2,5 cm de la losa.

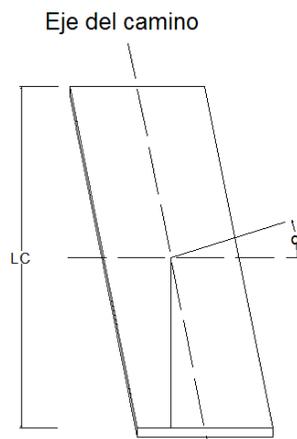
- La longitud efectiva (S) según AASHTO LRFD 9.7.2.3, será la distancia entre rostro y rostro de las vigas. En este caso, para ambas será de 2,00 m.

3.7.1. Diseño de la losa con esviaje

La losa es también llamada tablero y es la parte del puente donde interactúa la mayor parte de las cargas dinámicas, su función principal es distribuir transversal y longitudinalmente las cargas para que puedan ser transmitidas a las vigas y luego a los cimientos, los cuales hacen llegar las cargas al suelo donde son disipadas.

La losa con esviaje se refiere a que el tablero tiene un ángulo distinto de 90° en sus esquinas. Los puentes con este tipo de losa son muy comunes y su cálculo solo requiere un ajuste en los valores de corte, debido que en los ángulos obtusos el valor de corte se incrementa notablemente.

Figura 6. Losa con esviaje



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Cálculo de ancho de fajas equivalentes: con las ecuaciones de la tabla 4.6.2.1.3.1 de las Normas AASHTO LRFD, el ancho de faja en milímetros es:

$$+M = 660 + 0,55S$$

$$-M = 1\,220 + 0,25S$$

Donde:

+ M = momento positivo

- M = momento negativo

S = luz libre entre vigas (mm)

Determinando + M y - M

$$+M = 660 + 0,55S$$

$$+M = 660 + 0,55 * 2\,000$$

$$+M = 1\,760 \text{ mm}$$

$$-M = 1\,220 + 0,25S$$

$$-M = 1\,220 + 0,25 * 2\,000$$

$$-M = 1\,720 \text{ mm}$$

3.7.1.1. Integración de cargas

- Carga peatonal: AASHTO LRFD 3.6.1.6 se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ megapascales (MPa) en las aceras mayores a 600 milímetros de ancho.

La acera que se propone debe ser de 900 mm junto con los postes. La carga viva se deberá considerar al mismo tiempo que la sobrecarga vehicular de diseño.

$$1 \text{ pascal} = 0,10194 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{Peatonal}} = 3\,600 \text{ Pa} * \frac{\left(0,10194 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)}{1 \text{ Pa}}$$

$$W_{\text{Peatonal}} = 366,98 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta:

$$W_{\text{Losas}} = 0,20 * 1,760 * 2\,400 = 844,8 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Postes}} = (0,30 * 1 * 0,15 * 15 * 2 * 2\,400) / 20 = 162 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Pasamanos de acero}} = (22 * 2 * 5,75) / 20 = 12,65 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Barandal}} = W_{\text{Postes}} + W_{\text{Pasamanos}} = 175 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Pavimento}} = 0,10 * 1,760 * 2\,400 = 422,4 \text{ kg/m}$$

- Carga viva:
 - Sobrecarga peatonal

$$W_{\text{Peatonal}} = 366,98 \text{ kg/m}^2 * 1,76 \text{ m} = 645,88 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga vehicular

Al incluir un camión H20-44, se toma en cuenta el eje trasero debido a que es el que aporta la mayor carga a la estructura.

$$W_{H20-44} = 18\,144 \text{ kg}$$

$$W_{Vehicular} = 18\,144 * 0,40 * 2 = 14\,515,20 \text{ kg}$$

$$W_{Vehicular} = 14\,515,20 / 1,76 = 8\,247,27 \text{ kg/m}$$

Estados límite: a continuación se presenta la ecuación que constituye la base de la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límites según AASHTO LRFD 1.3.2.1.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_f$$

Donde:

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia

n_i = factor de modificación de cargas

Q_i = carga solicitada

R_n = resistencia nominal

R_f = resistencia de diseño

Donde:

$$n_i = n_D * n_r * n_I \geq 0,95$$

n_D = factor relacionado con la ductilidad

n_R = factor relacionado con la redundancia

n_I = factor relacionado con la importancia operativa

Estableciendo parámetros:

$$n_D \geq 1,05$$

$$n_R \geq 1,05$$

$$n_I = 1,00$$

De la anterior integración de cargas, se presentan los siguientes valores:

$$DC = W_{Losa+barandal} = 1020 \text{ kg/m}$$

$$DW = W_{Pavimento} = 422,4 \text{ kg/m}$$

$$PL = W_{Peatones} = 645,88 \text{ kg/m}$$

$$LL = W_{Vehicular} = 8\,247,27 \text{ kg/m}$$

Tabla X. Factores de carga permanentes γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

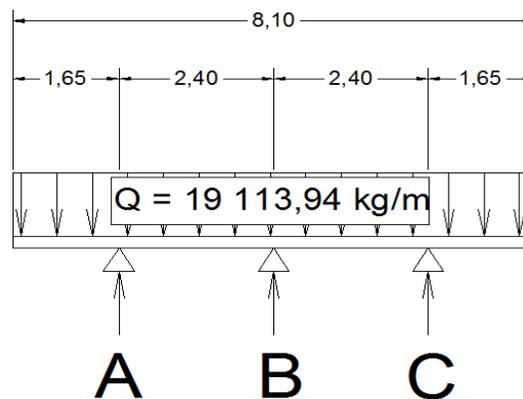
Fuente: AASHTO LRFD. Factores de carga permanentes. p. 3-14.

De acuerdo con AASHTO LRFD 3.4 y los factores de la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2, la carga “Q” será el equivalente de la combinación de las cargas existentes.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q = 1,094[1,25(1\ 020) + 1,50(422,4) + 1,75(645,88 + 8\ 247,27)]$$

$$Q = 19\ 113,94\ \text{kg/m}$$

Figura 8. **Diagrama de cargas en la losa**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.7.1.2. Cálculo de momentos

Con base en el diagrama de momentos se toman las ecuaciones del análisis estructural y se determinan los momentos para la carga distribuida en el voladizo y el espacio entre vigas.

$$M_{Voladizo} = WL^2/2$$

$$M_{Entre\ vigas} = WL^2/10$$

Donde:

W = carga uniformemente distribuida

L = distancia del voladizo o entre vigas (según sea la ecuación)

Sustituyendo datos:

$$M_{Voladizo} = WL^2/2$$

$$M_{Voladizo} = 19\,113,94 * 1,55^2/2$$

$$M_{Voladizo} = 22\,960,62 \text{ kg} - m$$

$$M_{Entre Vigas} = WL^2/10$$

$$M_{Entre Vigas} = 19\,113,94 * 2,20^2/10$$

$$M_{Entre Vigas} = 9\,251,15 \text{ kg} - m$$

Se adoptará como momento de diseño el momento del voladizo debido a que es el mayor.

3.7.1.3. Cálculo de acero de refuerzo

La inclusión del acero en la estructura es muy importante, debido a que le brinda la flexibilidad necesaria al conjunto, para lo cual es necesario el cálculo de las secciones de acero necesarias en la estructura, debido a los momentos actuantes en la misma.

3.7.1.4. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Según AASHTO LRFD 9.7.2.5 la mínima cantidad de armadura será de 0,570 milímetros cuadrados por milímetro de acero para cada capa inferior y de 0,380 milímetros cuadrados por milímetro de acero para cada capa superior.

Cálculo del acero mínimo:

$$A_{S_{Mín}} = 0,570 \text{ mm}^2/\text{m} * \text{Faja equivalente} + M$$

$$A_{S_{Mín}} = 0,570 \text{ mm}^2/\text{mm} * 1760 \text{ mm} = 1\ 003,20\text{mm}^2$$

$$A_{S_{Mín}} = 10\text{cm}^2$$

Cálculo del acero necesario:

$$A_s = \frac{0,85 * f_{c'} * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * f_{c'} * b * d^2}} \right]$$

Donde:

A_s = área de acero (cm^2)

$f_{c'}$ = esfuerzo máximo del concreto (kg/cm^2)

b = ancho de faja equivalente (cm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

d = peralte efectivo (cm)

ϕ = factor de reducción para elementos a flexión

M_u = momento último (kg-cm)

Sustituyendo datos:

$$A_s = \frac{0,85 * 350 * 176 * 17,5}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2\,296\,062}{0,85 * 0,90 * 350 * 176 * 17,5^2}} \right]$$

$$A_{S_{Trans+}} = 38,02 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo:

$$A_{S_{Máx}} = 0,5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = 0,85 * \beta \left(\frac{6\,090 * f_c'}{f_y(6\,090 + f_y)} \right)$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\,090 * 350}{4\,200(6\,090 + 4\,200)} \right) = 0,036$$

$$A_{S_{Máx}} = 0,5 * 0,036 * 176 * 17,5$$

$$A_{S_{Máx}} = 55,44 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 5 con para cubrir el A_s de $38,02 \text{ cm}^2$.

$$\varnothing = 1,59 \text{ cm}$$

$$A = 1,98 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento entre barras:

Por simple relación de triángulos semejantes se puede obtener el espaciamiento entre barras. Partiendo en que se tienen $39,07 \text{ cm}^2$ para colocarlo en 176 cm , se debe averiguar el espacio para ubicar este acero.

$$\frac{S}{176 \text{ cm}} = \frac{1,98 \text{ cm}^2}{39,07 \text{ cm}^2}$$

$$S = \frac{1,98 \text{ cm}^2}{39,07 \text{ cm}^2} * 176 \text{ cm}$$

$$S = 8,92 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Varillas No.5 @ 0.10 m perpendicular a la dirección del tránsito.

3.7.1.5. Factor de esviaje

Debido a que el tablero se está trabajando como si fuese recto, se necesita de un factor para el refuerzo longitudinal. Este factor servirá para poder proyectar la armadura en el ángulo de esviaje y así poder cubrir las solicitudes por torsión en los agudos del tablero. El factor no es más que la secante al cuadrado del ángulo de esviaje.

Sustituyendo datos:

$$F_{Esviaje} = \text{Sec}^2 \alpha$$
$$F_{Esviaje} = \text{Sec}^2 25^\circ 34'$$
$$F_{Esviaje} = 1,229$$

3.7.1.6. Cálculo de refuerzo longitudinal cama inferior

AASHTO recomienda que el refuerzo longitudinal en ambas camas de la losa sea como máximo el 67 % del refuerzo transversal de la cama inferior. El porcentaje del refuerzo a utilizar se calcula con la ecuación:

$$\frac{3\ 840}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Donde:

S = espaciamiento rostro a rostro entre vigas en mm.

$$\frac{3\ 840}{\sqrt{2\ 000}} = 85,9 \%$$

Debido a que el porcentaje es mayor al que indica la norma, se tomará el 67 % del acero transversal.

$$A_{S_{Log}} = 0.67 * A_{S_{Transv}}$$

$$A_{S_{Log}} = 0.67 * 38,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Log+}} = 25,47 \text{ cm}^2$$

Tomado en cuenta el esviaje de la losa se deberá multiplicar el factor antes calculado con el acero longitudinal y proyectarlo en el ángulo de esviaje.

$$As_{Log} = 25,47 * sec^2 25^{\circ}35'$$

$$As_{Log+} = 31,30 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento entre barras: por relación de triángulos semejantes se calculará el espaciamiento como se hizo anteriormente usando barras No. 5:

$$\frac{S}{176\text{cm}} = \frac{1,98\text{cm}^2}{31,30 \text{ cm}^2}$$

$$S = \frac{1,98\text{cm}^2}{31,30 \text{ cm}^2} * 176\text{cm}$$

$$S = 11,13 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Varillas No.5 @ 0.10 m paralela a la dirección del tránsito.

3.7.1.7. Cálculo de momento negativo

Para el cálculo del momento negativo se consulta la tabla A4-1 del AASHTO LRFD, que da para una separación entre vigas $S = 2\ 000 \text{ mm}$ un momento negativo de $-M = 24\ 260 \text{ KN-mm}$, equivalente a un momento negativo en kilogramo por metro de:

$$-M = 5\ 316,92 \text{ kg} - m$$

3.7.1.8. Cálculo de refuerzo transversal cama superior

Cálculo del acero mínimo para momento negativo:

$$A_{S_{Min}} = 0,380 \frac{mm^2}{m} * Franja equivalente - M$$

$$A_{S_{Min}} = 0,380 mm^2/mm * 1720 mm = 653,6 mm^2$$

$$A_{S_{Min}} = 6,54 cm^2$$

Teniendo en cuenta el momento negativo que afecta en la parte superior de la losa, se procede a calcular el acero transversal superior con la misma ecuación que se utilizó para calcular el acero transversal inferior:

$$A_{S_{Trans-}} = 8,24 cm^2$$

Cálculo espaciamiento para barras No. 4:

$$\frac{S}{172cm} = \frac{1,27cm^2}{8,24cm^2}$$

$$S = \frac{1,27cm^2}{8,24cm^2} * 172cm$$

$$S = 26,50 cm \approx 25 cm$$

Varillas No.4 @ 0.25 m perpendicular a la dirección del tránsito.

3.7.1.9. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior

Debido a que el valor calculado con el porcentaje es muy bajo, se utilizara el acero mínimo.

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 6,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 6,54 * \sec^2 25^\circ 34' = 8,04 \text{ cm}^2$$

Cálculo espaciamiento para barras No. 4:

$$\frac{S}{172 \text{ cm}} = \frac{1,27 \text{ cm}^2}{8,04 \text{ cm}^2}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2}{8,04 \text{ cm}^2} * 172 \text{ cm}$$

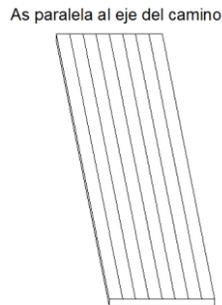
$$S = 27,17 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Varillas No.4 @ 0.25 m paralela a la dirección del tránsito.

3.7.1.10. Armado debido al esviaje

A razón del ángulo de esviaje el armado longitudinal debe de cambiar ya que es muy poco recomendable que el acero transversal y longitudinal estén ubicados perpendicularmente, ya que en los momentos negativos en las esquinas y los momentos por torsión se incrementan notablemente a medida que el ángulo de oblicuidad aumenta.

Figura 9. **Armado de losa con esviaje**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

El armado correcto deberá de ubicarse como aparece en la figura, estando el refuerzo longitudinal para paralelo al tránsito dentro de la estructura. Ya que de esta manera se proyectara la armadura y cubrirá las distintas solicitudes debido al esviaje.

3.7.2. Diseño de vigas

Las vigas son el componente principal de la superestructura y su función más importante es sostener y transmitir las cargas que interactúan con la losa hacia los cimientos. Se utilizará para el diseño el concepto de líneas de influencia donde analiza todas las posibilidades de carga que pueden presentarse.

Para el determinar las secciones de las vigas principales se debe tomar en cuenta la luz de las mismas. Para esto se tiene la ecuación para el peralte que deberá ser de $L/16$ para evitar el chequeo por deflexiones y la base deberá ser menor $P/3.5$, para no tomar en cuenta el alabeo de la viga.

Basados en esto se adoptan las siguientes dimensiones:

Peralte = 1,40 m

Base = 0,40 m

3.7.2.1. Integración de cargas

Debido a que son 3 vigas, cada una soportará una porción del tablero y con ello una carga distinta. Se hará la integración de cargas de forma separada para la viga interior y las exteriores.

Carga muerta viga exterior:

$$W_{Barandal} = W_{Postes} + W_{Pasamanos} = 175 \text{ kg/m}$$

$$W_{Losa} = 2,85 * 0,20 * 2\ 400 = 1\ 368 \text{ kg/m}$$

$$W_{Vigas} = 1,40 * 0,40 * 2\ 400 * 1 = 1\ 344 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragmas\ Ext} = 0,70 * 0,30 * 4 * 2 * 2\ 400 = 4032 / (22 * 3) = 61,09 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragmas\ Int} = 1,05 * 0,30 * 4 * 2 * 2\ 400 = 7\ 862,4 / (22 * 3) = 92,64 \text{ kg/m}$$

$$\sum DC = 175 + 1\ 368 + 1\ 344 + 61,09 + 92,64 = 3\ 040,73 \text{ kg/m}$$

Carga pavimento:

$$DW = W_{Pavimento} = 1,90 * 0,10 * 2\ 400 = 456 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga peatonal:

$$PL = W_{Peatonal} = 645,88 \text{ kg/m}$$

Para obtener Q se utiliza la ecuación mencionada del AASHTO LRFD.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q = 1,094[1,25(3\,040,73) + 1,50(456) + 1,75(645,88)]$$
$$Q = 6\,143 \text{ kg/m}$$

Carga muerta viga interior:

$$W_{Los\alpha} = 2,40 * 0,20 * 2\,400 = 1\,152 \text{ kg/m}$$

$$W_{Vigas} = 1,40 * 0,40 * 2\,400 * 1 = 1\,344 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragmas\ Ext} = 0,70 * 0,30 * 4 * 2 * 2\,400 = 4032 / (22 * 3) = 61,09 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragmas\ Int} = 1,05 * 0,30 * 4 * 2 * 2\,400 = 7\,862,4 / (22 * 3) = 92,64 \text{ kg/m}$$

$$\sum DC = 1\,252 + 1\,344 + 61,09 + 92,64 = 2\,750 \text{ kg/m}$$

Carga pavimento:

$$DW = W_{Pavimento} = 2,40 * 0,10 * 2\,400 = 576 \text{ kg/m}$$

Para obtener Q se utiliza la ecuación mencionada del AASHTO LRFD.

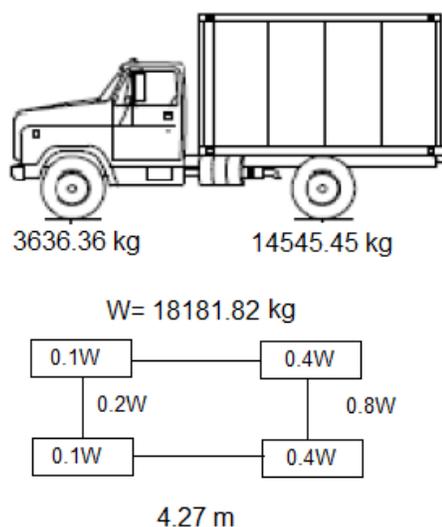
$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q = 1,094[1,25(2\,750) + 1,50(576)]$$
$$Q = 4\,706 \text{ kg/m}$$

3.7.2.1.1. Carga viva

El análisis de la carga viva depende totalmente del tipo de vehículo para el cual es diseñado el puente.

Debido a las razones antes mencionadas como las cerradas curvas y la pronunciada pendiente de la zona, se decidió que el vehículo más pesado que transita por el lugar es un camión H20-44.

Figura 10. **Camión H20-44**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.7.2.2. Análisis por líneas de influencia

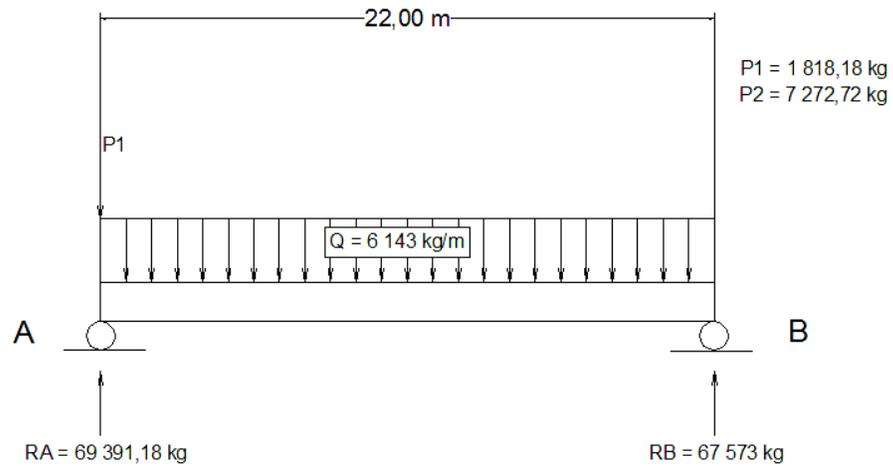
Se analizarán 6 posiciones diferentes, 4 dentro del puente y 2 en los apoyos, con 2 camiones entrando simultáneamente al puente en lados opuestos para la viga interior y un solo camión para el análisis de la viga exterior. Dándose la posibilidad de solicitud extrema cuando en la viga central los 2 camiones lleguen a medio puente.

Análisis posición 1:

Distancia recorrida por los 2 camiones dentro del puente = 0 m

Viga exterior:

Figura 11. Diagrama de posición 1, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\cup \sum M_B = 0$$

$$1\ 818,18(22) - RA(22) + 6\ 143(22)(11) = 0$$

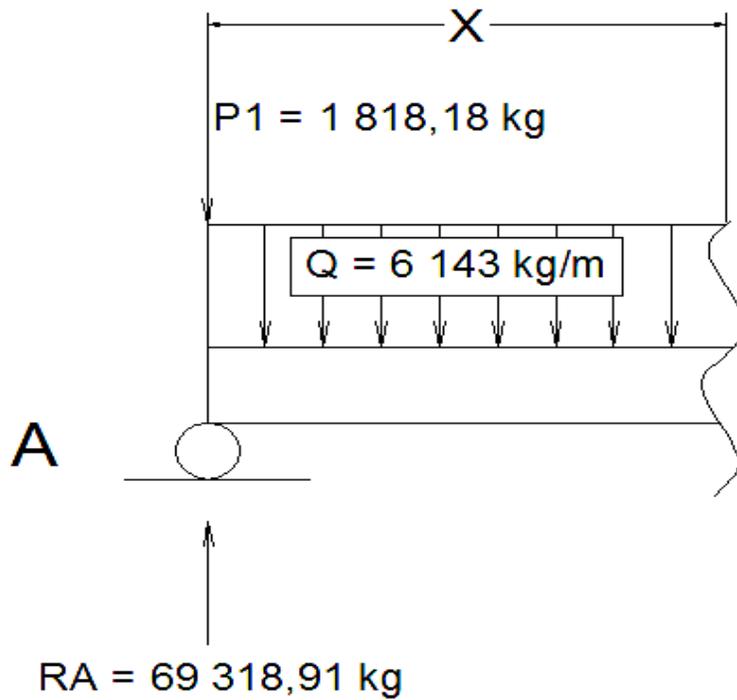
$$RA = 69\ 391,18\ kg$$

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

$$-1\ 818,18 + 69\ 391,18 - 6\ 143(22) + RB = 0$$

$$RB = 67\ 573\ kg$$

Figura 12. Diagrama de posición 1, intervalo 1 [0<x<22]



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Ecuaciones de corte y de momento intervalo 1 [0 < x < 22]

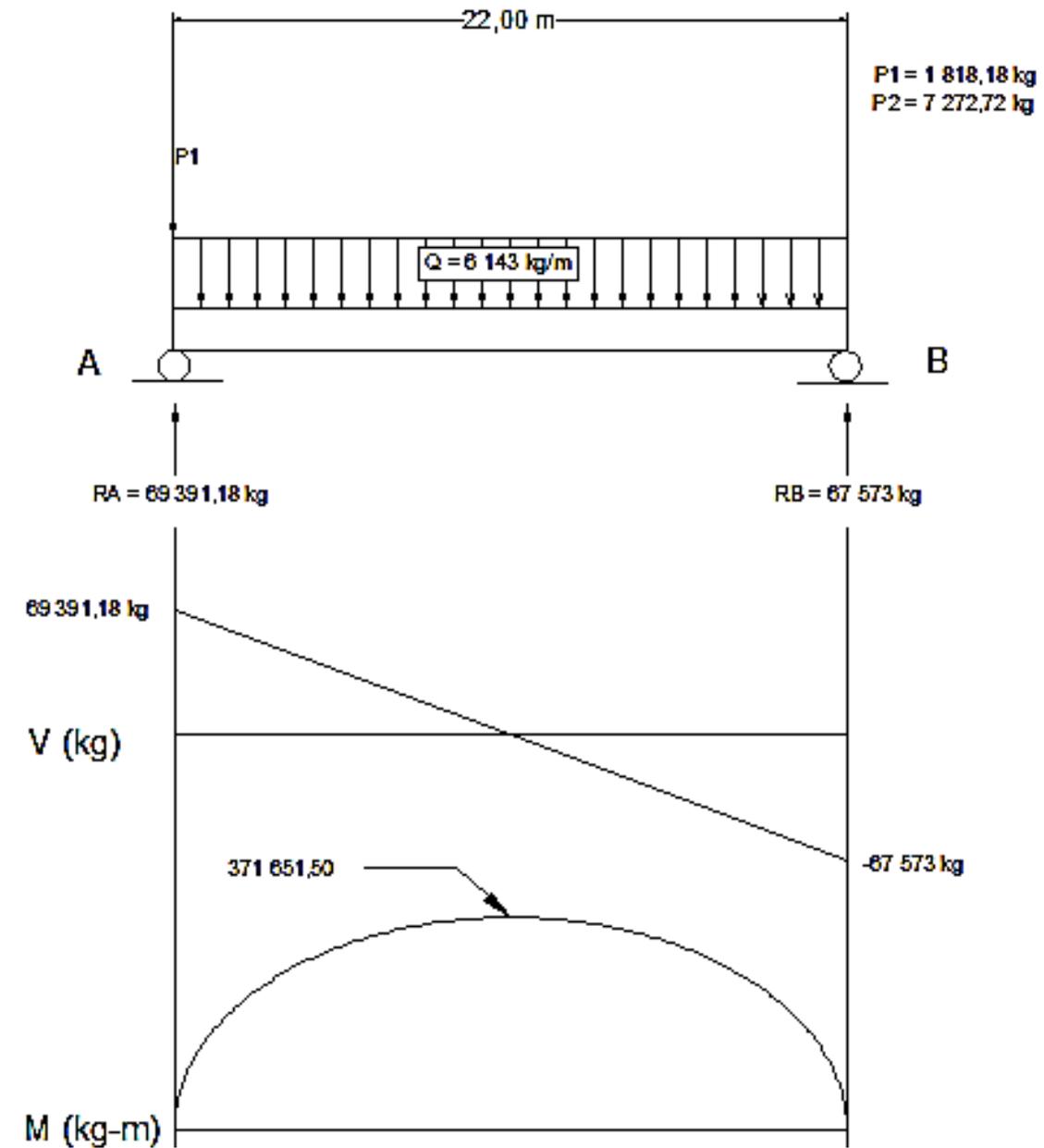
$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 + 69\,391,18 - 6\,143x$$

$$+\uparrow V_x = 67\,573 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 1\,818,18(x) - 69\,391,18(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 67\,573x$$

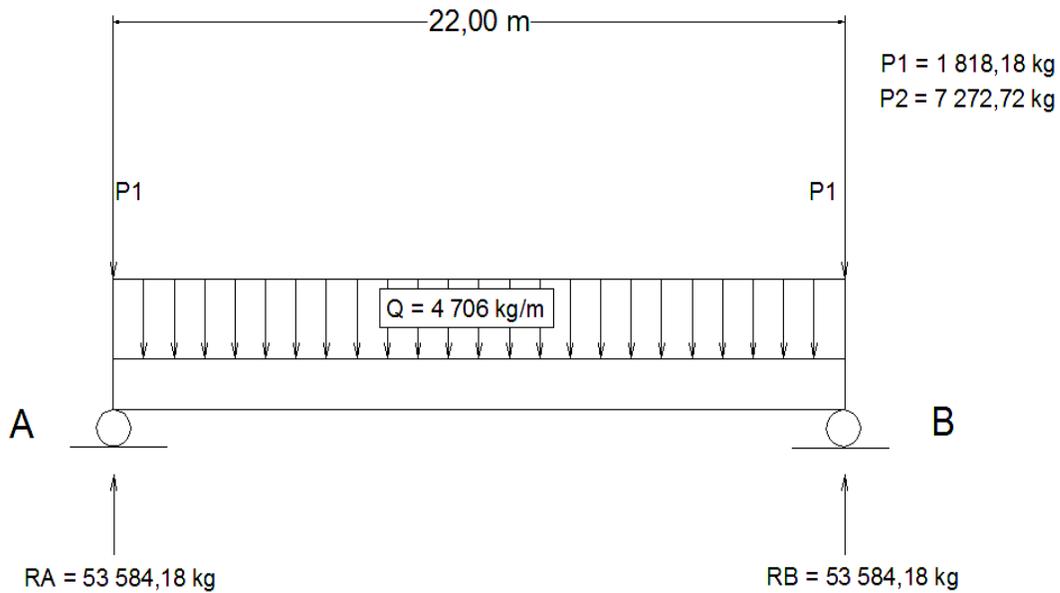
Figura 13. Diagrama de corte y de momento para posición 1



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 14. Diagrama de posición 1, intervalo 1, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$1\,818,18(22) - RA(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 53\,584,18 \text{ kg}$$

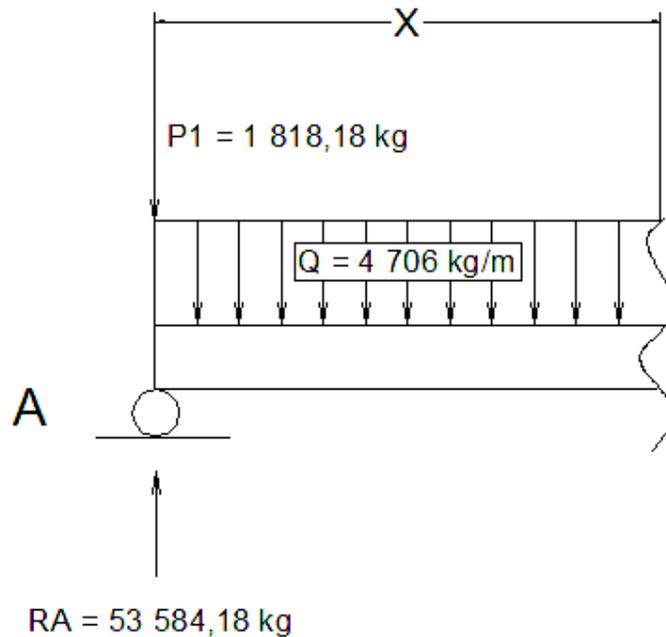
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 + 53\,584,18 - 4\,706(22) - 1\,818,18 + RB = 0$$

$$RB = 53\,584,18 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento intervalo 1 [0<x<22]

Figura 15. **Análisis posición 1, intervalo 1**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

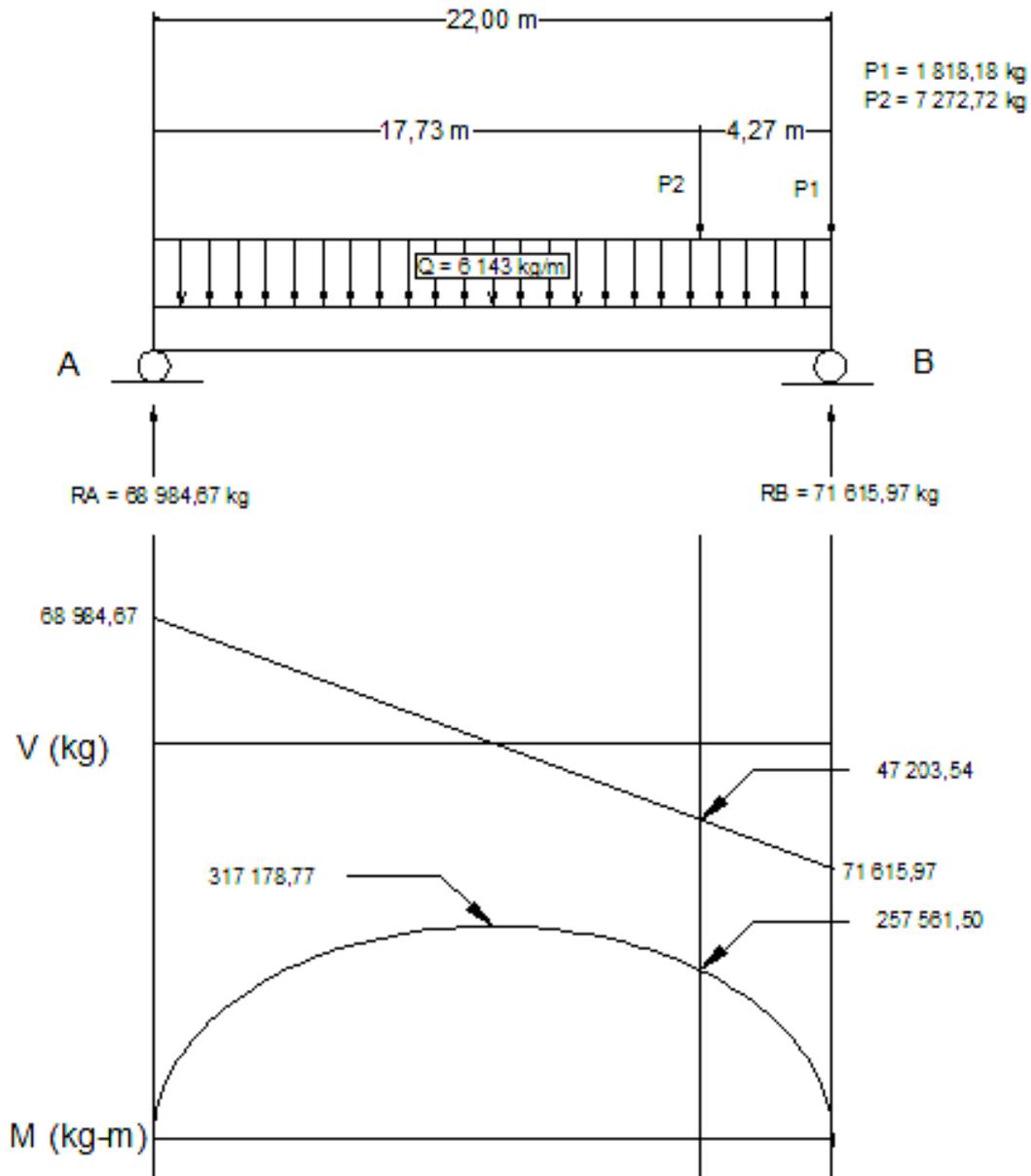
$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 + 53\,584,18 - 4706x$$

$$+\uparrow V_x = 51\,766 - 4706x$$

$$+\cup M_x = 1\,818,18(x) - 53\,584,18(x) + 4706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 51\,766x$$

Figura 16. Diagrama de corte y de momento para posición 1



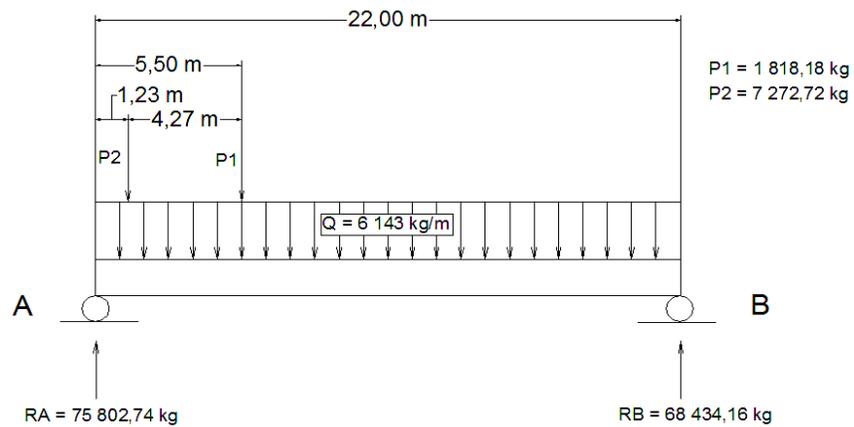
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Análisis posición 2:

Distancia recorrida por los 2 camiones dentro del puente $L = 5.5 \text{ m}$

Viga exterior:

Figura 17. Diagrama de posición 2, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(20,77) + 1\,818,18(16,50) - RA(22) + 6\,143(22)(11) = 0$$

$$RA = 75\,802,74 \text{ kg}$$

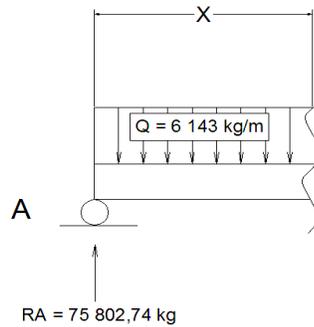
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 - 7\,272,72 + 75\,802,74 - 6\,143(22) + RB = 0$$

$$RB = 68\,434,16 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [$0 < x < 1,23$]

Figura 18. **Análisis posición 2, intervalo 1**



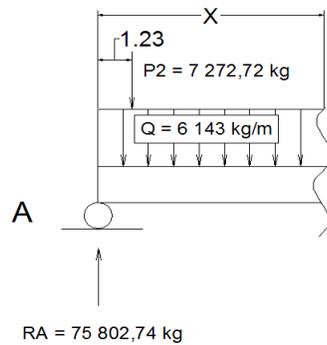
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 75\,802,74 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 75\,802,74x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [$1,23 < x < 5,50$]

Figura 19. **Análisis de posición 2, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 75\,802,74 - 6\,143x$$

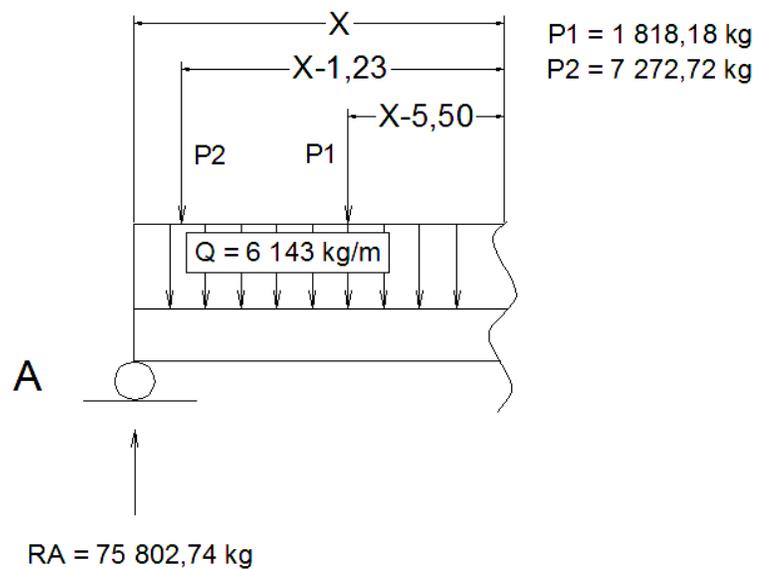
$$+\uparrow V_x = 68\,530,02 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 1,23) - 75\,802,74(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 68\,530,02x - 8\,945,45$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 $[5,50 < x < 22]$

Figura 20. **Análisis de posición 2, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 - 1\,818,18 + 75\,802,74 - 6\,143x$$

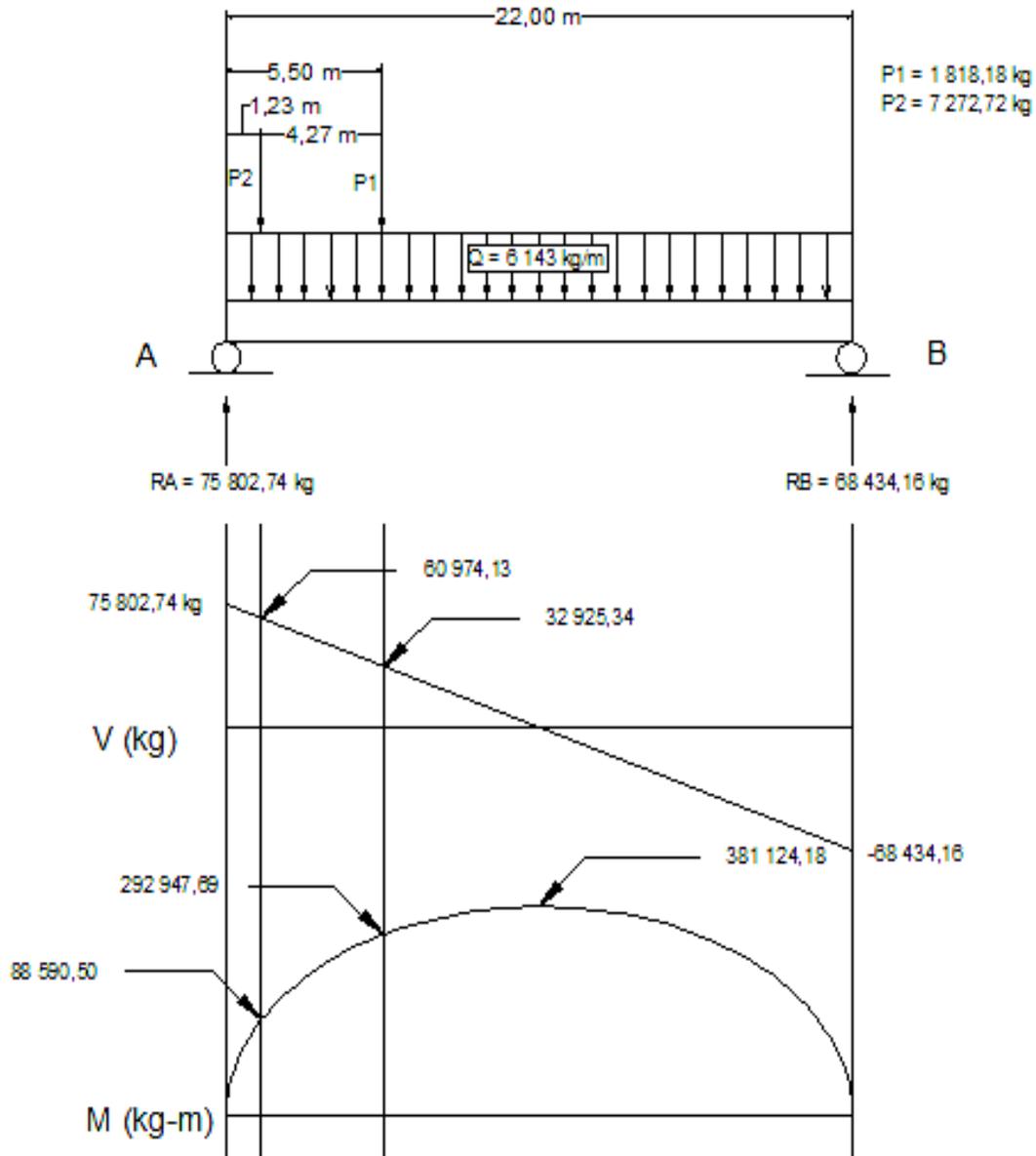
$$+\uparrow V_x = 66\,711,84 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 1,23) + 1\,818,18(x - 5,50) - 75\,802,74(x)$$

$$+ 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 66\,711,84x - 18\,945,44$$

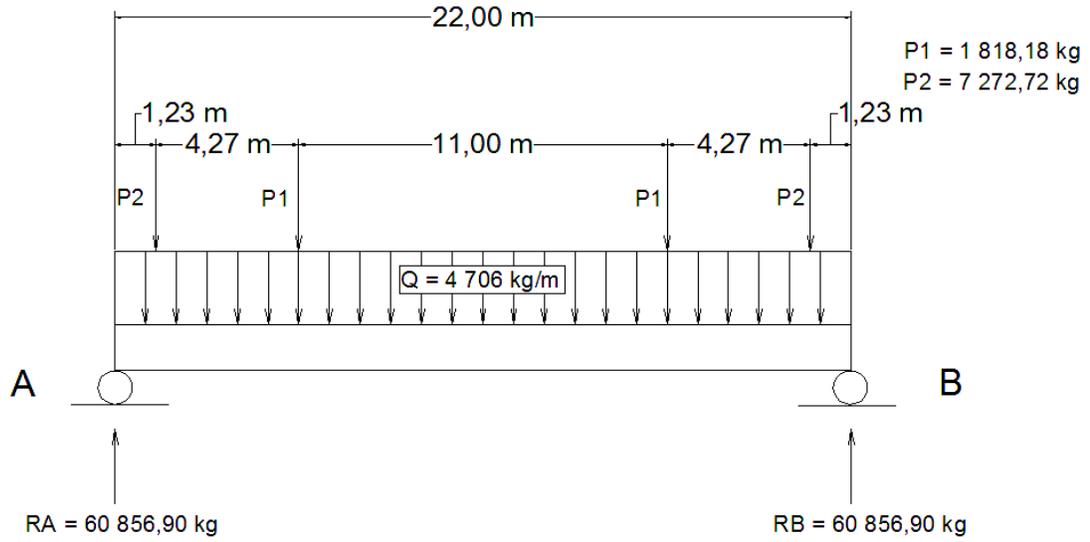
Figura 21. Diagramas de corte y de momento para posición 2



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 22. Diagrama de posición 2, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(20,77 + 1,23) + 1\,818,18(16,50 + 5,50) - RA(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 60\,856,90 \text{ kg}$$

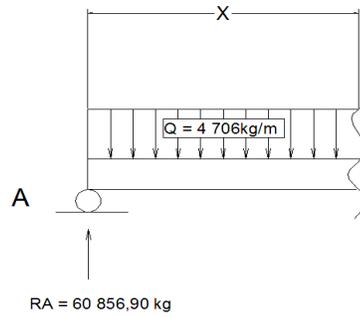
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 * 2 - 7\,272,72 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706(22) + RB = 0$$

$$RB = 60\,856,90 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 $[0 < x < 1,23]$

Figura 23. **Análisis posición 2, intervalo 1**



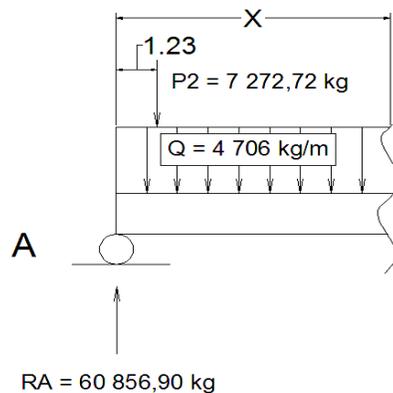
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 60\,856,90 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 60\,856,90x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 $[1,23 < x < 5,50]$

Figura 24. **Análisis posición 2, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

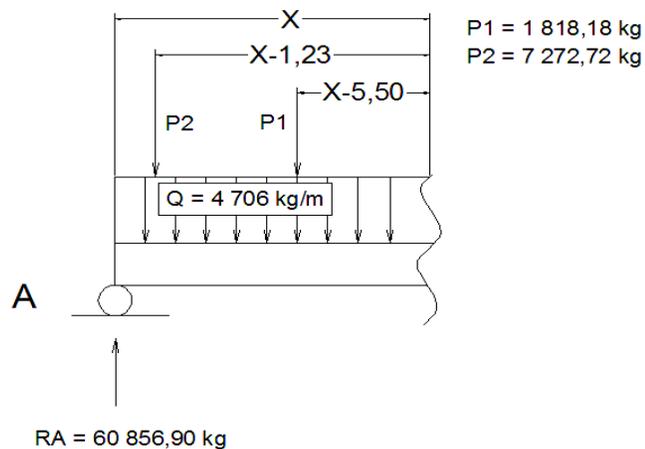
$$+\uparrow V_x = 53\,584,18 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 1,23) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 53\,584,18x - 8\,945,45$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 [$5,50 < x < 16,50$]

Figura 25. **Análisis posición 2, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 - 1\,818,18 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

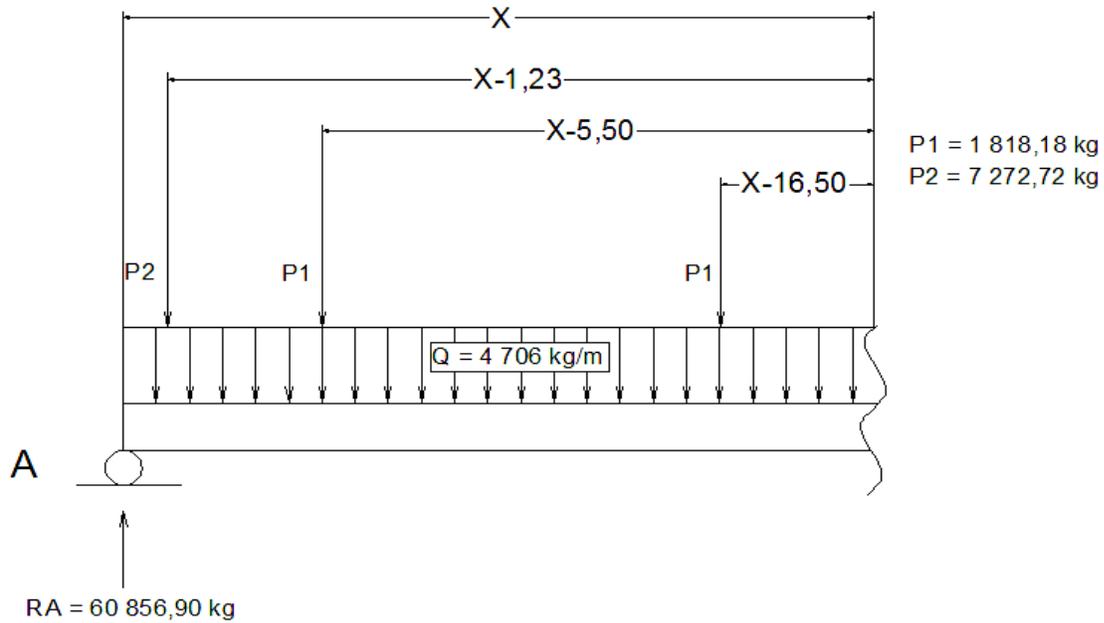
$$+\uparrow V_x = 51\,766 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 1,23) + 1\,818,18(x - 5,50) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 51\,766x - 18\,945,44$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 4 [16,50<x<20,77]

Figura 26. **Análisis posición 2, intervalo 4**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\ 272,72 - 1\ 818,18 * 2 + 60\ 856,90 - 4\ 706x$$

$$+\uparrow V_x = 49\ 947,82 - 4\ 706x$$

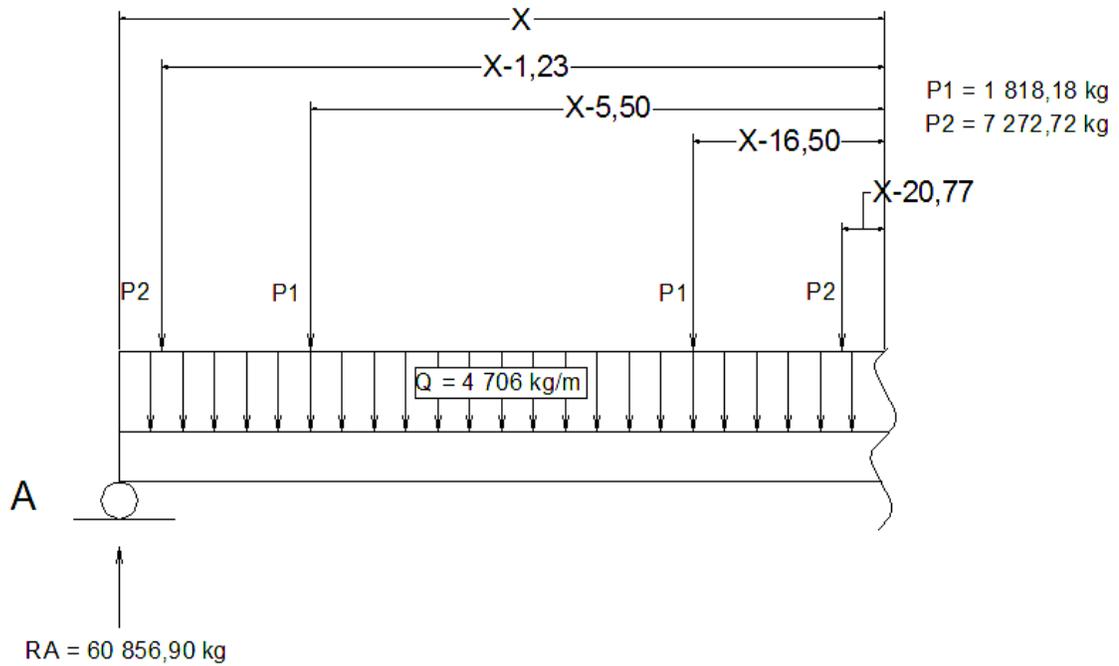
$$+\cup M_x = 7\ 272,72(x - 1,23) + 1\ 818,18(x - 5,50) + 1\ 818,18(x - 16,50)$$

$$- 60\ 856,90(x) + 4\ 706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2353x^2 - 49\ 947,82x - 48945,41$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 5 [20,77 < x < 22]

Figura 27. **Análisis posición 2, intervalo 5**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 * 2 - 1\,818,18 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

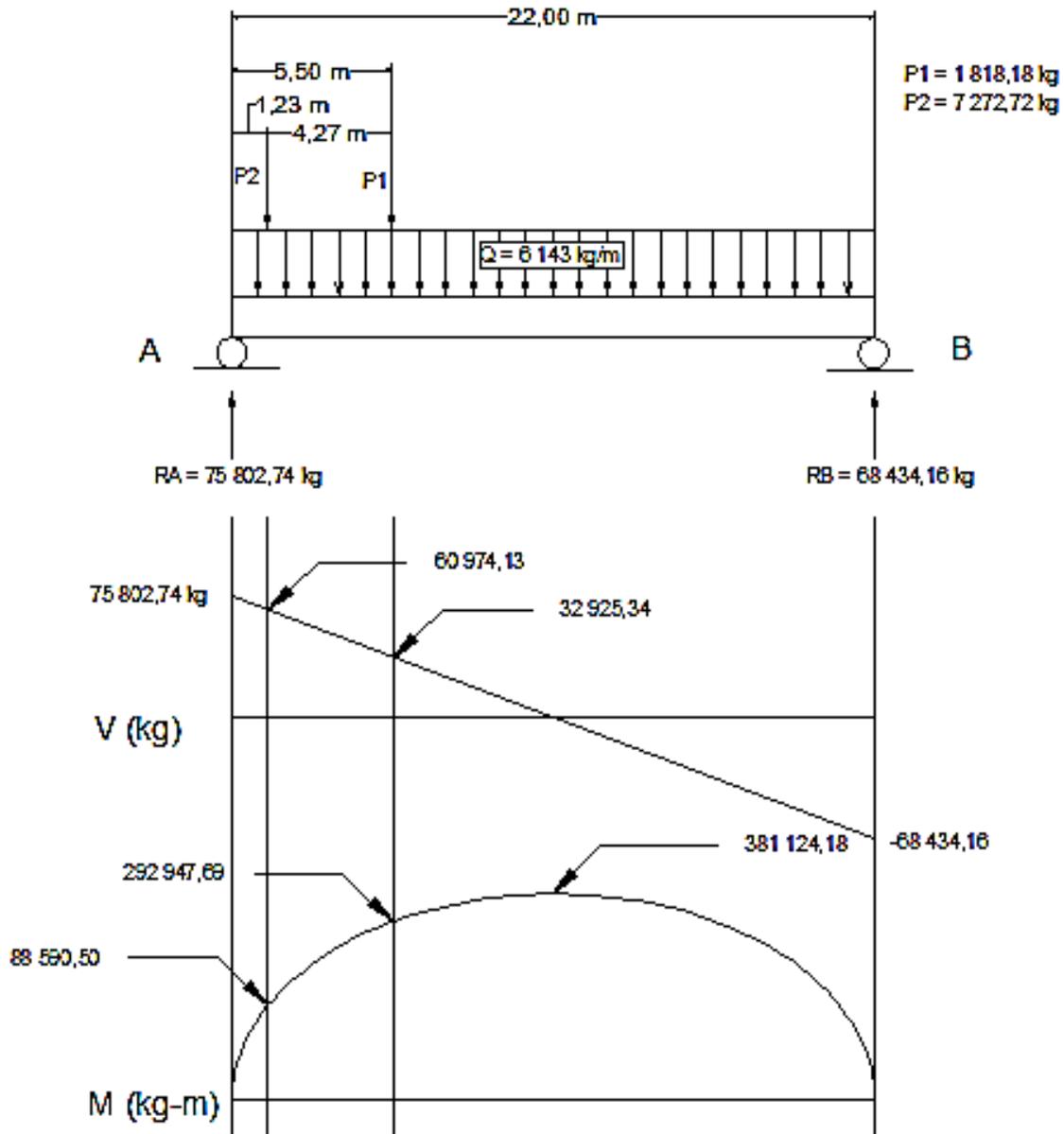
$$+\uparrow V_x = 42\,675,10 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 1,23) + 1\,818,18(x - 5,50) + 1\,818,18(x - 16,50)$$

$$+ 7\,272,72(x - 20,77) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2353x^2 - 42\,675,10x - 199\,999,80$$

Figura 28. Diagramas de corte y de momento para posición 2



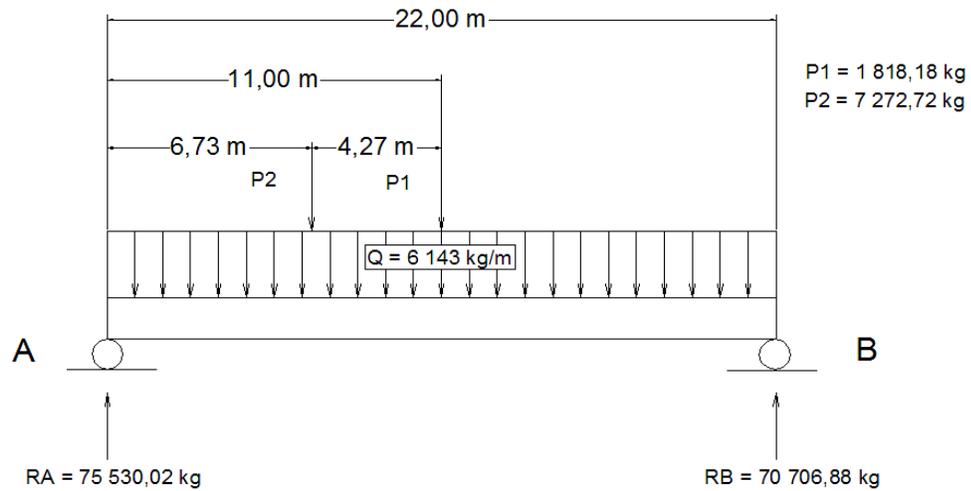
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Análisis posición 3:

Distancia recorrida por los 2 camiones dentro del puente $L = 11 \text{ m}$

Viga exterior:

Figura 29. Diagrama de posición 3, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(15,27) + 1\,818,18(11) - R_A(22) + 6\,143(22)(11) = 0$$

$$R_A = 73\,530,02 \text{ kg}$$

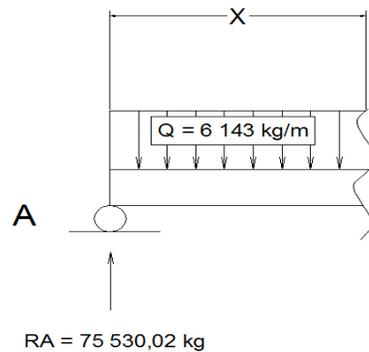
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 - 7\,272,72 + 73\,530,02 - 6\,143(22) + R_B = 0$$

$$R_B = 70\,706,88 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [$0 < x < 6,73$]

Figura 30. **Análisis de posición 3, intervalo 1**



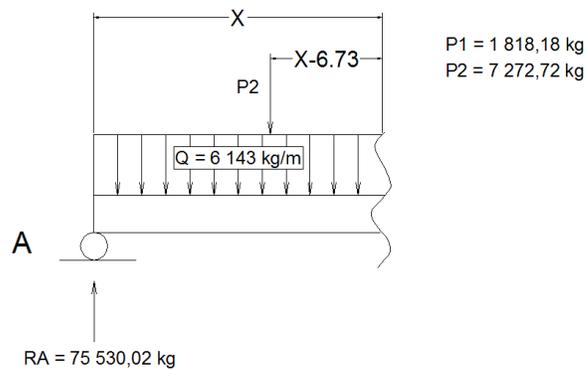
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 73\,530,02 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 73\,530,02x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [$6,73 < x < 11$]

Figura 31. **Análisis de posición 3, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 73\,530,02 - 6\,143x$$

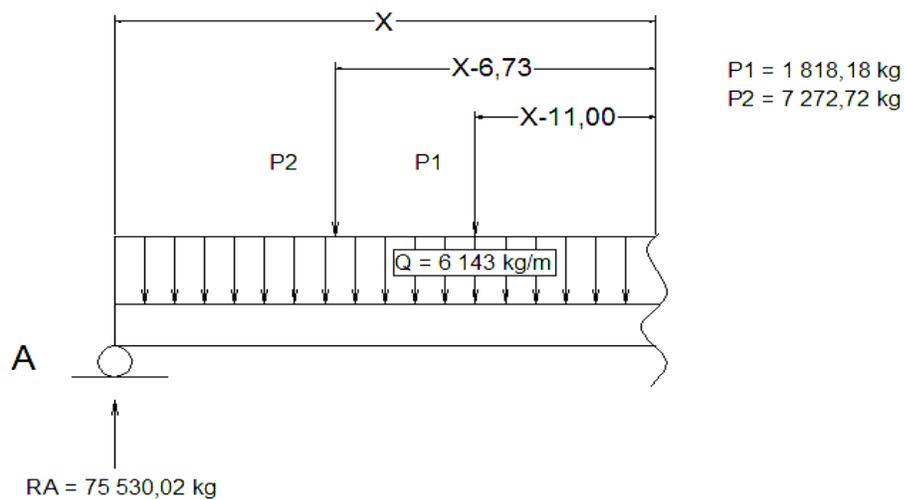
$$+\uparrow V_x = 66\,257,30 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 6,73) - 73\,530,02(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 66\,257,30x - 48\,945,41$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 [$11 < x < 22$]

Figura 32. **Análisis de posición 3, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

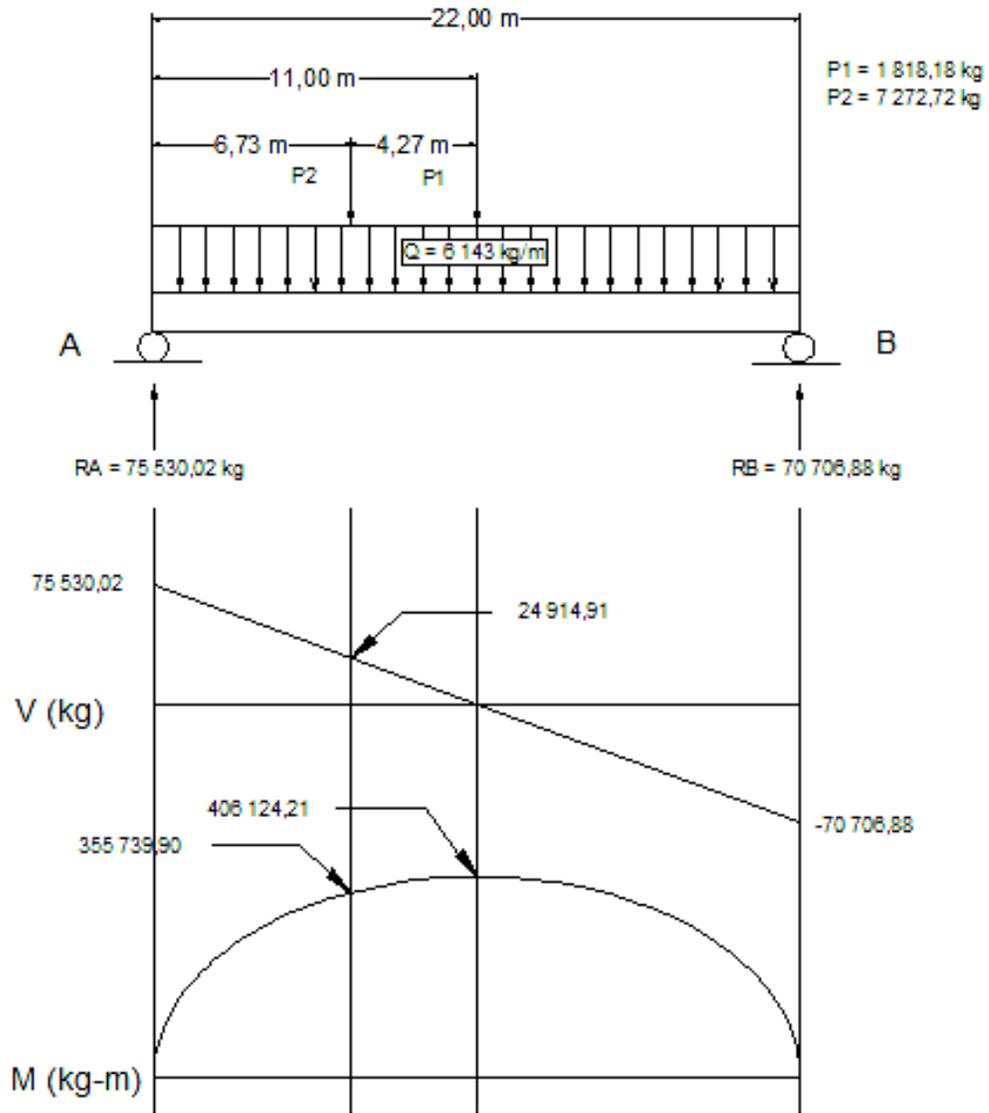
$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 - 1\,818,18 + 73\,530,02 - 6\,143x$$

$$+\uparrow V_x = 64\,439,12 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 6,73) + 1\,818,18(x - 11) - 73\,530,02(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 64\,439,12x - 68\,945,38$$

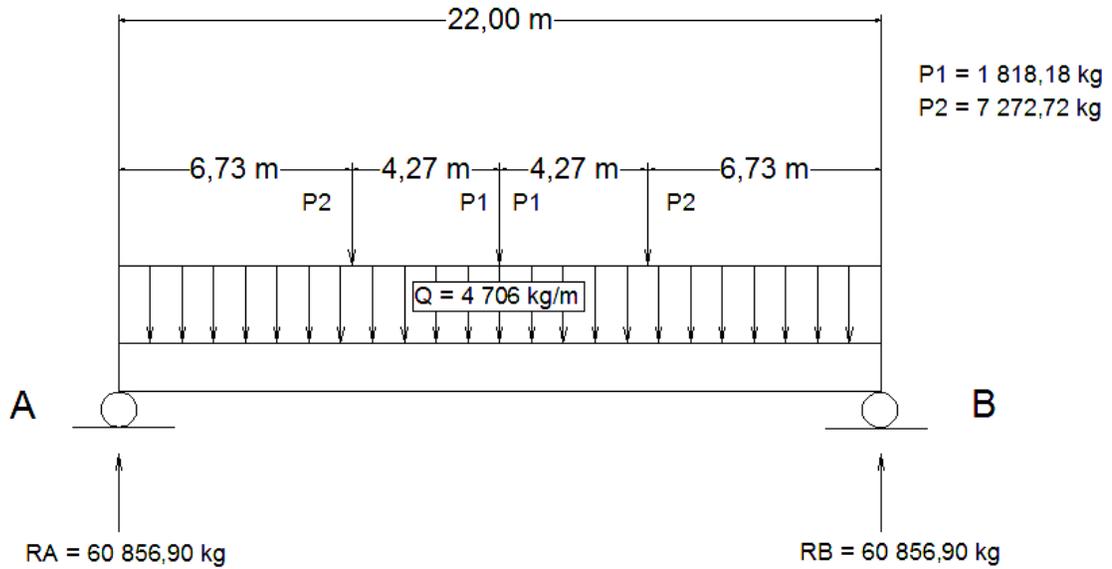
Figura 33. Diagramas de corte y de momento para posición 3



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 34. Diagrama de posición 3, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(15,27 + 6,73) + 1\,818,18(11 + 11) - RA(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 60\,856,90 \text{ kg}$$

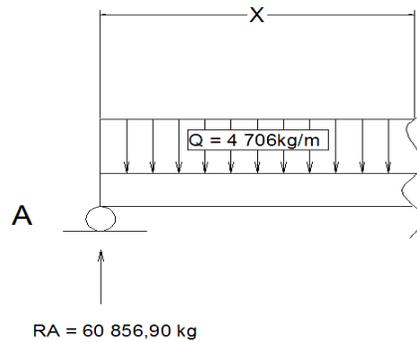
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 * 2 - 7\,272,72 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706(22) + RB = 0$$

$$RB = 60\,856,90 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 $[0 < x < 6,73]$

Figura 35. **Análisis posición 3, intervalo 1**



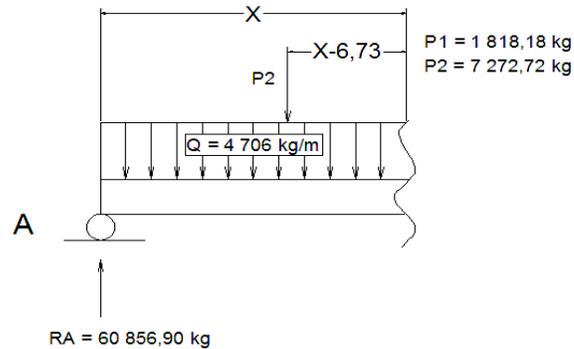
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 60\ 856,90 - 4\ 706x$$

$$+\cup M_x = 2\ 353x^2 - 60\ 856,90x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 $[6,23 < x < 11]$

Figura 36. **Análisis posición 3, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

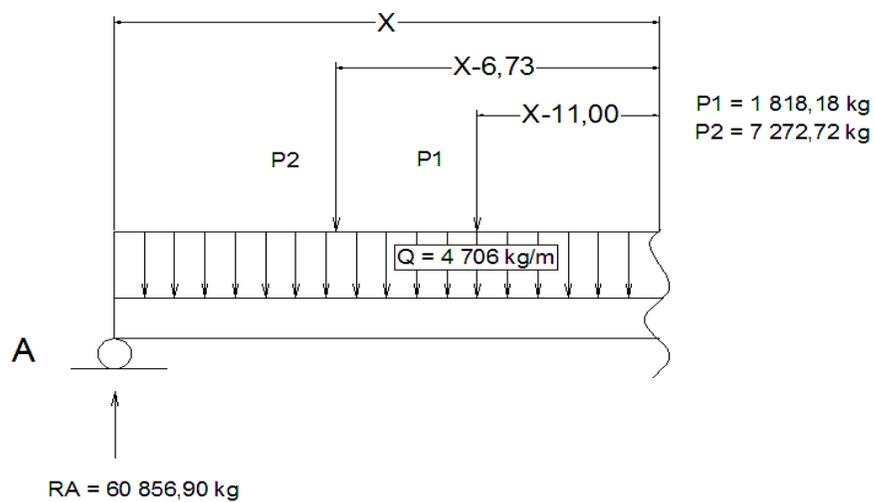
$$+\uparrow V_x = 53\,584,18 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 6,23) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 53\,584,18x - 45\,309,60$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 [11<x<15,27]

Figura 37. **Análisis posición 3, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 - 1\,818,18 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

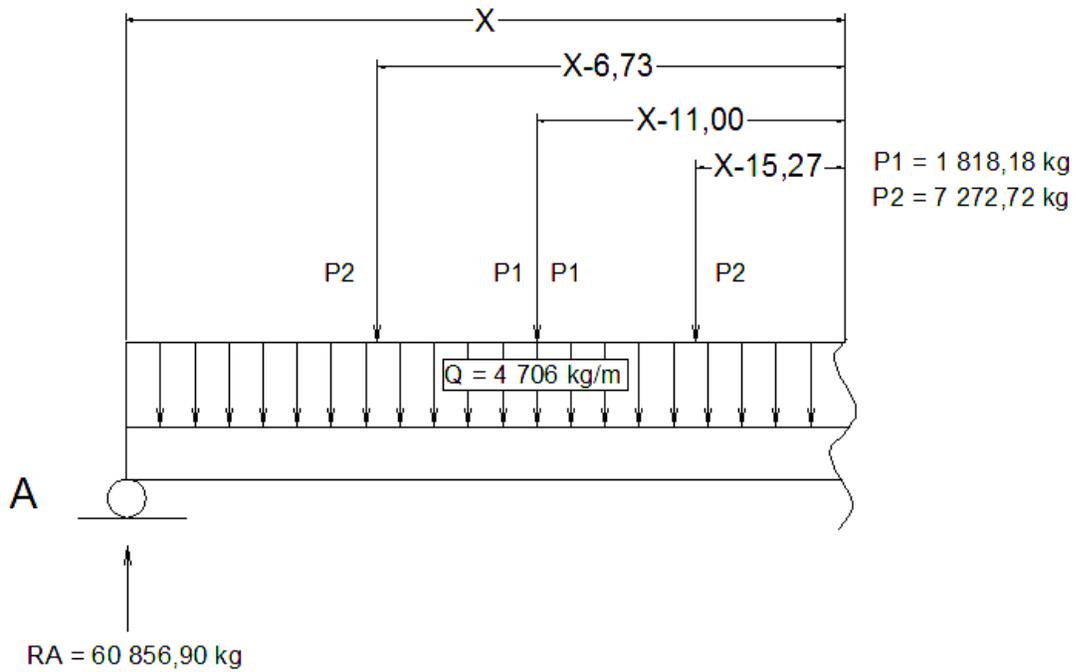
$$+\uparrow V_x = 65\,754,82 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 6,23) + 1\,818,18(x - 11) * 2 - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 53\,584,18x - 45\,309,60$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 4 [15,27<x<22]

Figura 38. **Análisis posición 3, intervalo 4**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 * 2 - 1\,818,18 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

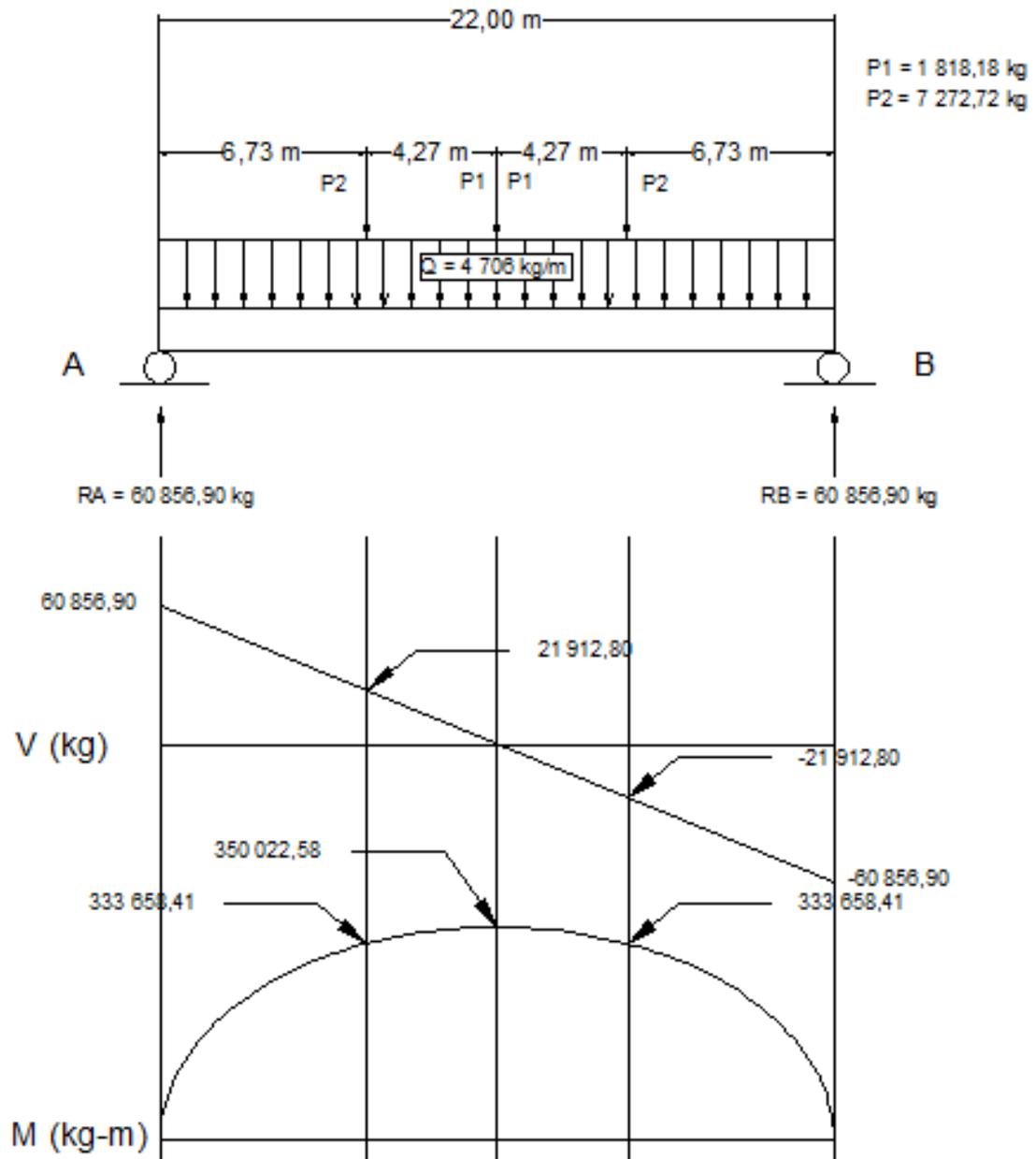
$$+\uparrow V_x = 42\,675,10 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 6,23) + 7\,272,72(x - 15,27) + 1\,818,18(x - 11) * 2$$

$$- 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 42\,675,10x - 199\,999,80$$

Figura 39. Diagramas de corte y de momento para posición 3



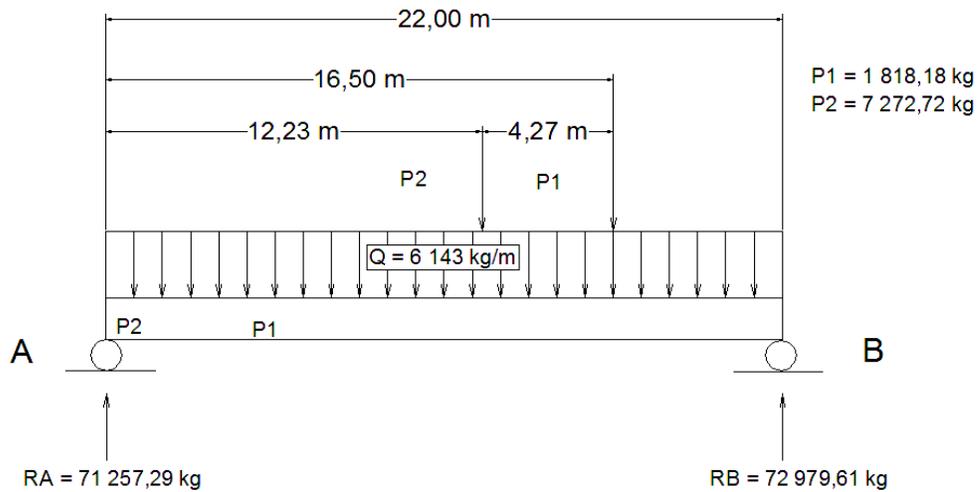
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Análisis posición 4:

Distancia recorrida por los 2 camiones $L = 16.5$ m

Viga exterior:

Figura 40. Diagrama de posición 4, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(9,77) + 1\,818,18(5,50) - RA(22) + 6\,143(22)(11) = 0$$

$$RA = 71\,257,29 \text{ kg}$$

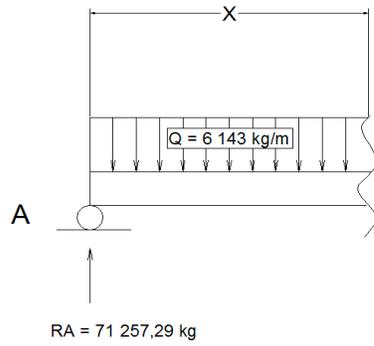
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 - 7\,272,72 + 71\,257,29 - 6\,143(22) + RB = 0$$

$$RB = 72\,979,61 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [0<x<12,23]

Figura 41. **Análisis de posición 4, intervalo 1**



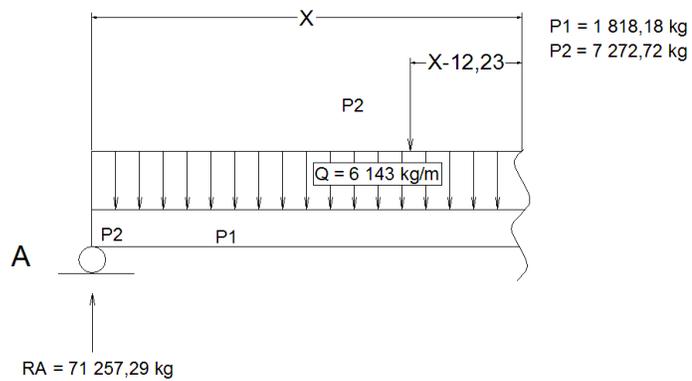
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 71\ 257,29 - 6\ 143x$$

$$+\cup M_x = 3\ 071,50x^2 - 71\ 257,29x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [12,23<x<16,50]

Figura 42. **Análisis de posición 4, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 71\,257,29 - 6\,143x$$

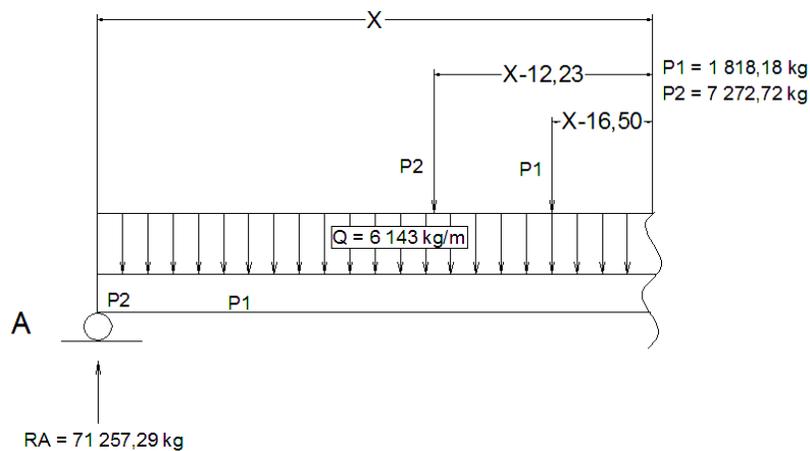
$$+\uparrow V_x = 63\,984,57 - 6\,143x$$

$$+\circlearrowleft M_x = 7\,272,72(x - 12,23) - 71\,257,29(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\circlearrowleft M_x = 3\,071,50x^2 - 63\,984,57x - 88\,945,36$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 [16,50 < x < 22]

Figura 43. **Análisis de posición 4, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 - 1\,818,18 + 71\,257,29 - 6\,143x$$

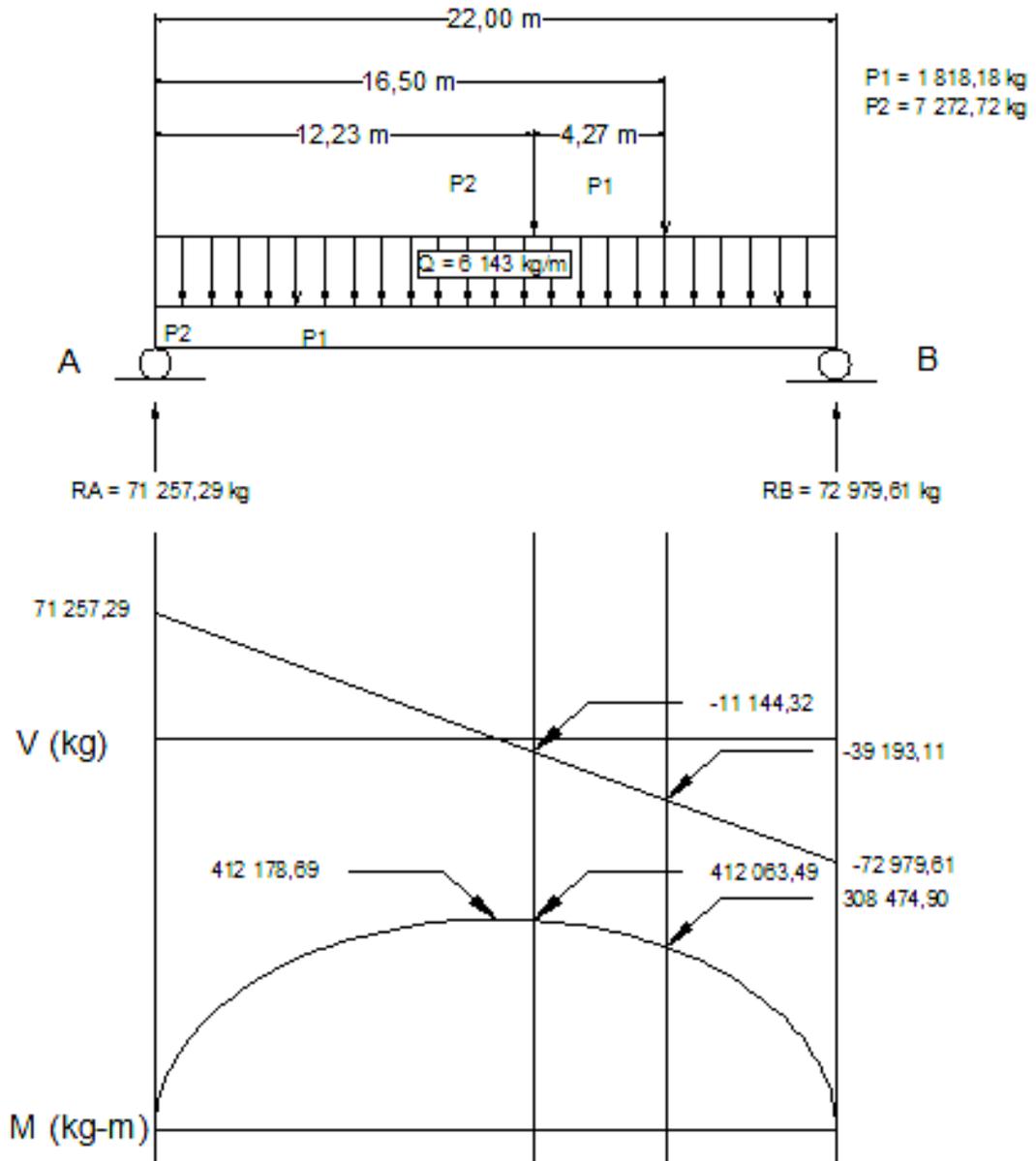
$$+\uparrow V_x = 62\,166,39 - 6\,143x$$

$$+\circlearrowleft M_x = 7\,272,72(x - 12,23) + 1\,818,18(x - 16,50) - 71\,257,29(x)$$

$$+ 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\circlearrowleft M_x = 3\,071,50x^2 - 62\,166,39x - 118\,945,34$$

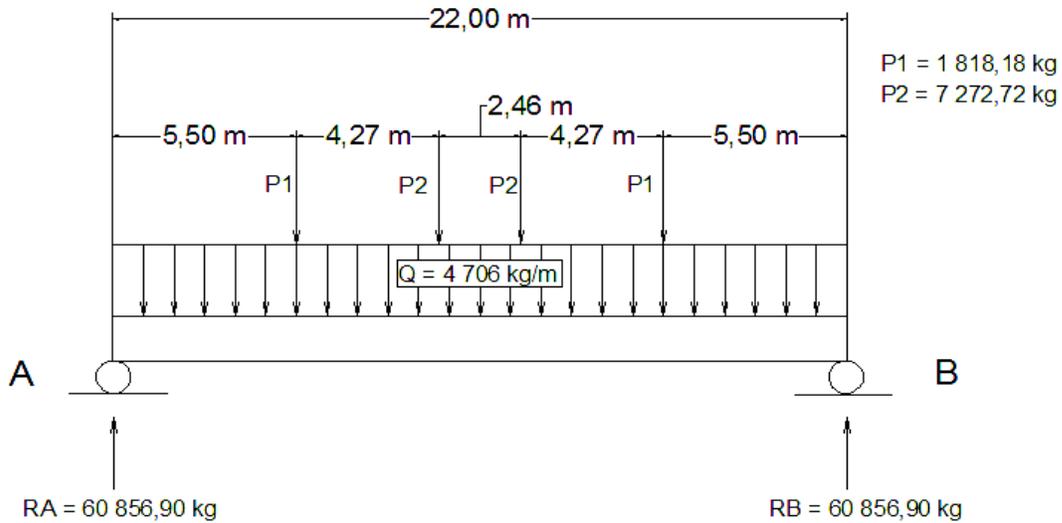
Figura 44. Diagramas de corte y de momento para posición 4



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 45. Diagrama de posición 4, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\cup \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(12,23 + 9,77) + 1\,818,18(16,50 + 5,50) - RA(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 60\,856,90 \text{ kg}$$

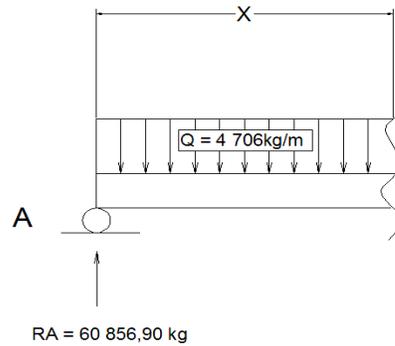
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 * 2 - 7\,272,72 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706(22) + RB = 0$$

$$RB = 60\,856,90 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 $[0 < x < 5,50]$

Figura 46. **Análisis posición 4, intervalo 1**



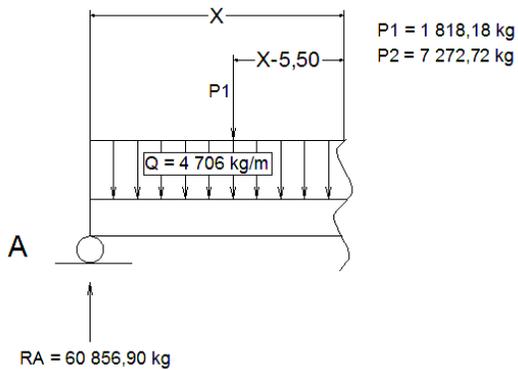
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 60\,856,90 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 60\,856,90x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 $[5,50 < x < 9,77]$

Figura 47. **Análisis posición 4, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

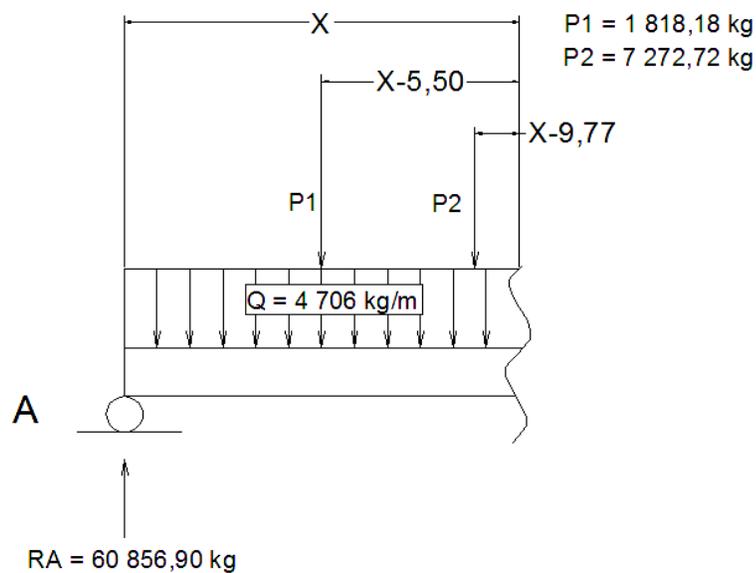
$$+\uparrow V_x = 59\,038,72 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 1\,818,18(x - 5,50) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 59\,038,72x - 9\,999,99$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 3 [9,77 < x < 12,23]

Figura 48. **Análisis posición 4, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 - 7\,272,72 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

$$+\uparrow V_x = 51\,766 - 4\,706x$$

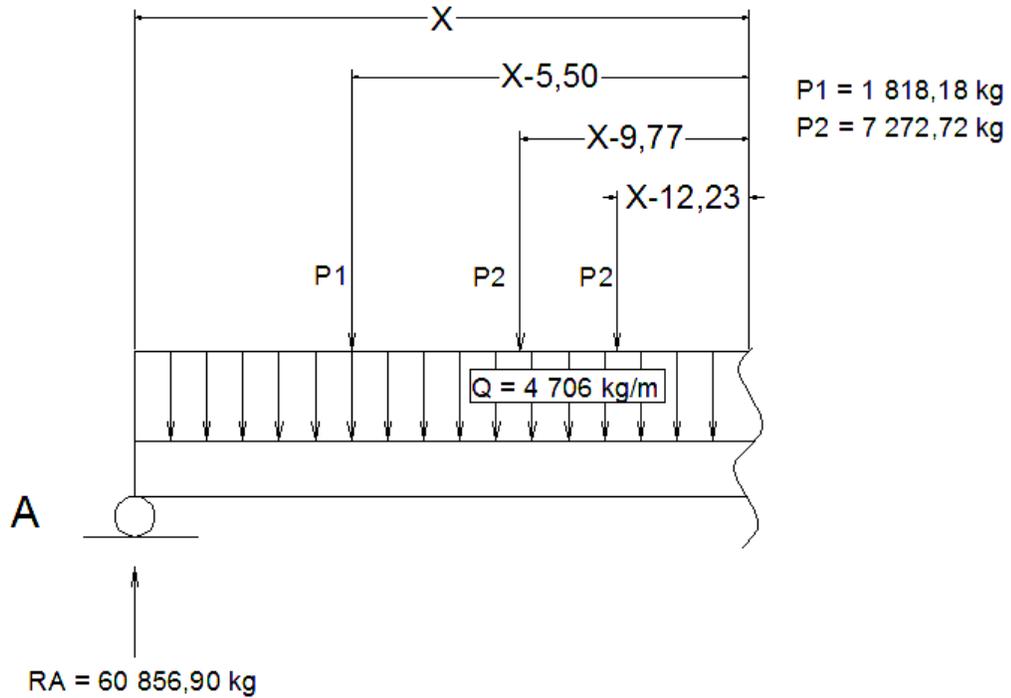
$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 9,77) + 1\,818,18(x - 5,50) - 60\,856,90(x)$$

$$+ 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 51\,766x - 61\,054,48$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 4 [12,23<x<16,50]

Figura 49. **Análisis posición 4, intervalo 4**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 * 2 - 1\,818,18 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

$$+\uparrow V_x = 44\,493,28 - 4\,706x$$

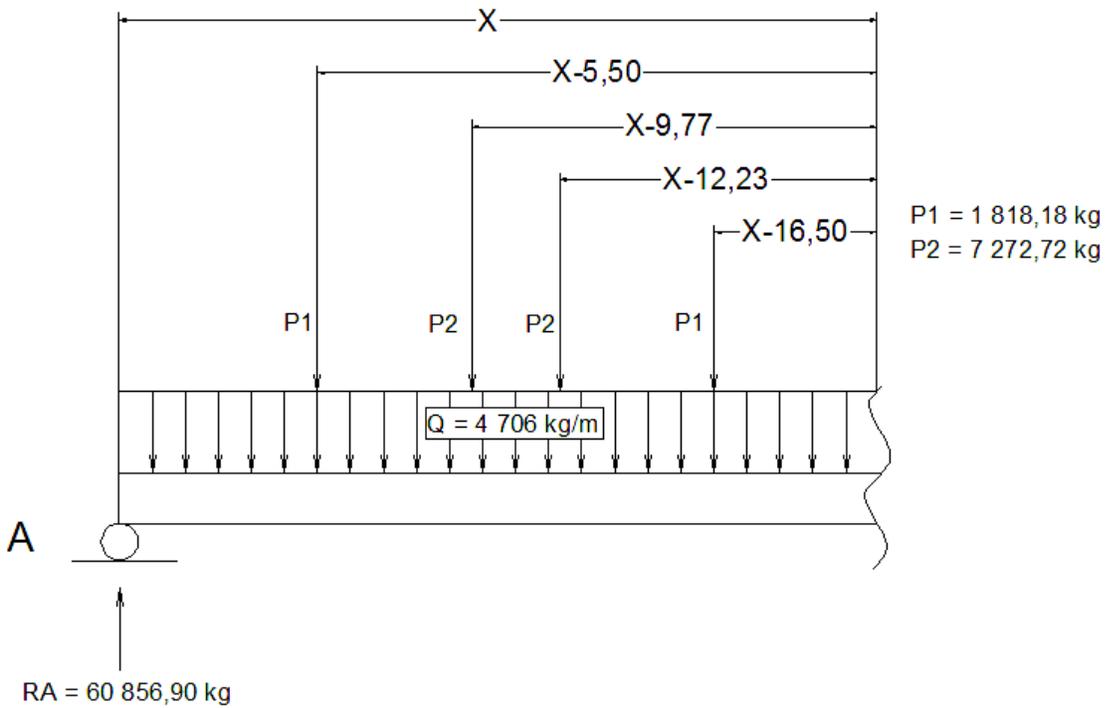
$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 9,77) + 1\,818,18(x - 5,50) + 7\,272,72(x - 12,23)$$

$$- 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 44\,493,28x - 169\,999,83$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 5 [16,50<x<22]

Figura 50. **Análisis posición 4, intervalo 5**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 * 2 - 1\,818,18 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

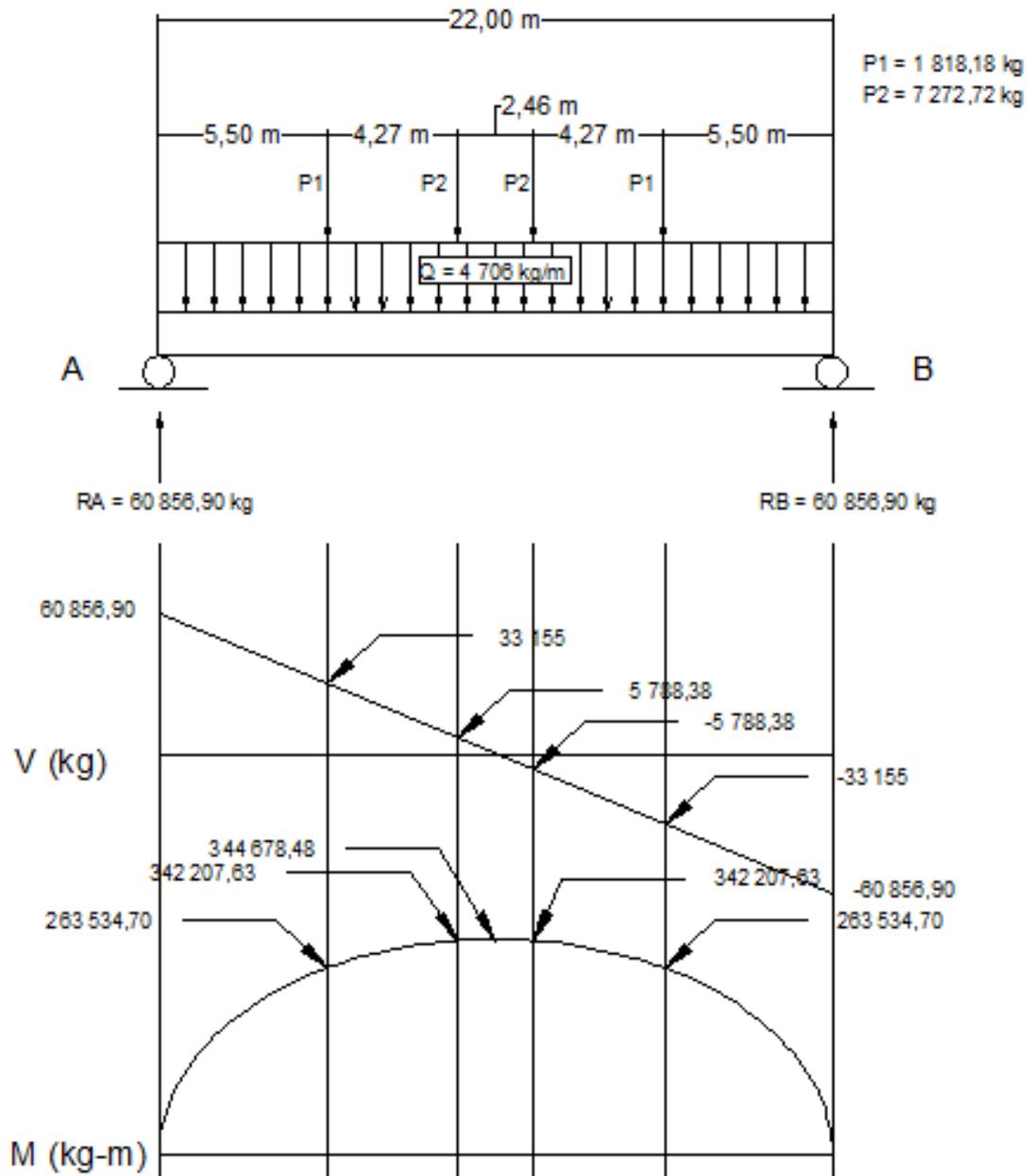
$$+\uparrow V_x = 42\,675,10 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 9,77) + 1\,818,18(x - 5,50) + 7\,272,72(x - 12,23)$$

$$+ 1\,818,18(x - 16,50) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 42\,675,10x - 199\,999,80$$

Figura 51. Diagramas de corte y de momento para posición 4



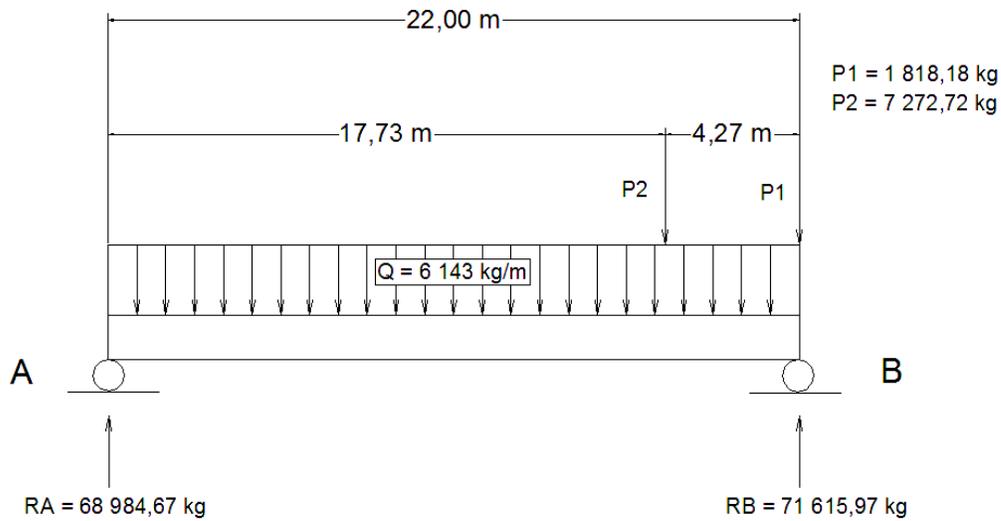
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Análisis posición 5:

Distancia recorrida por los 2 camiones dentro del puente L= 22 m

Viga exterior:

Figura 52. Diagrama de posición 5, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\cup \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(4,27) - RA(22) + 6\,143(22)(11) = 0$$

$$RA = 68\,984,57 \text{ kg}$$

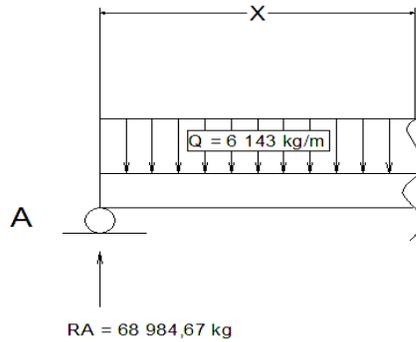
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 - 7\,272,72 + 68\,984,57 - 6\,143(22) + RB = 0$$

$$RB = 71\,615,97 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [$0 < x < 17,73$]

Figura 53. **Análisis de posición 5, intervalo 1**



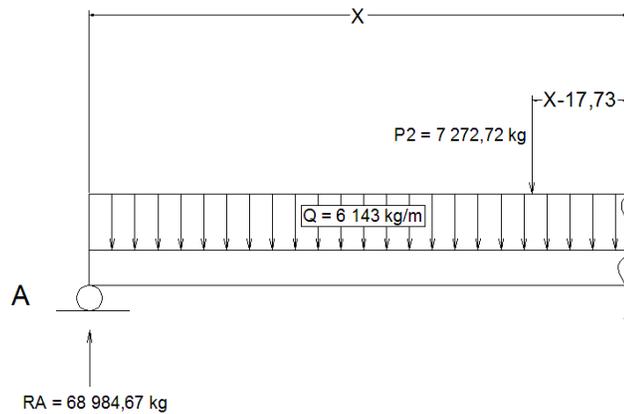
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 68\,984,57 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 68\,984,57x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [$17,73 < x < 22$]

Figura 54. **Análisis de posición 5, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

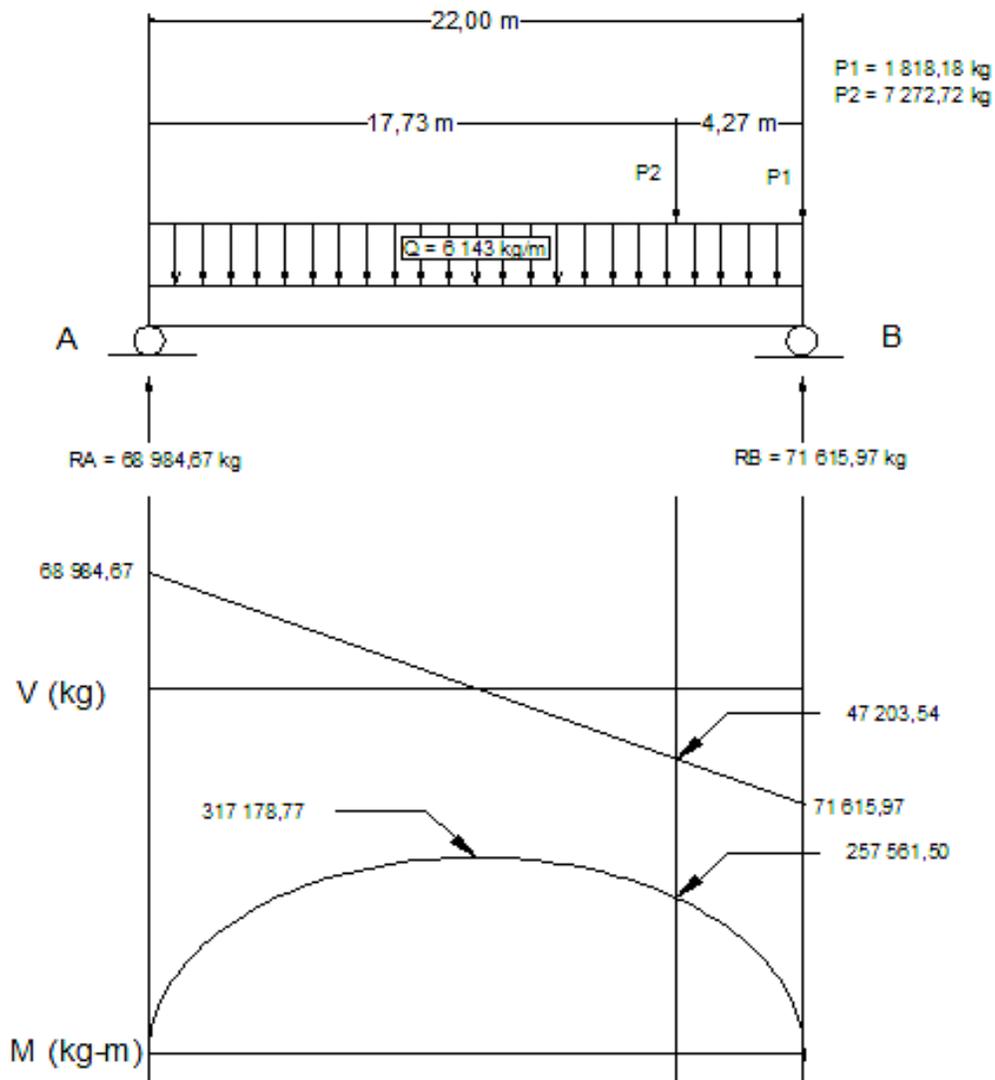
$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 68\,984,57 - 6\,143x$$

$$+\uparrow V_x = 61\,711,85 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 17,73) - 68\,984,57(x) + 6\,143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\,071,50x^2 - 61\,711,85x - 128\,945,33$$

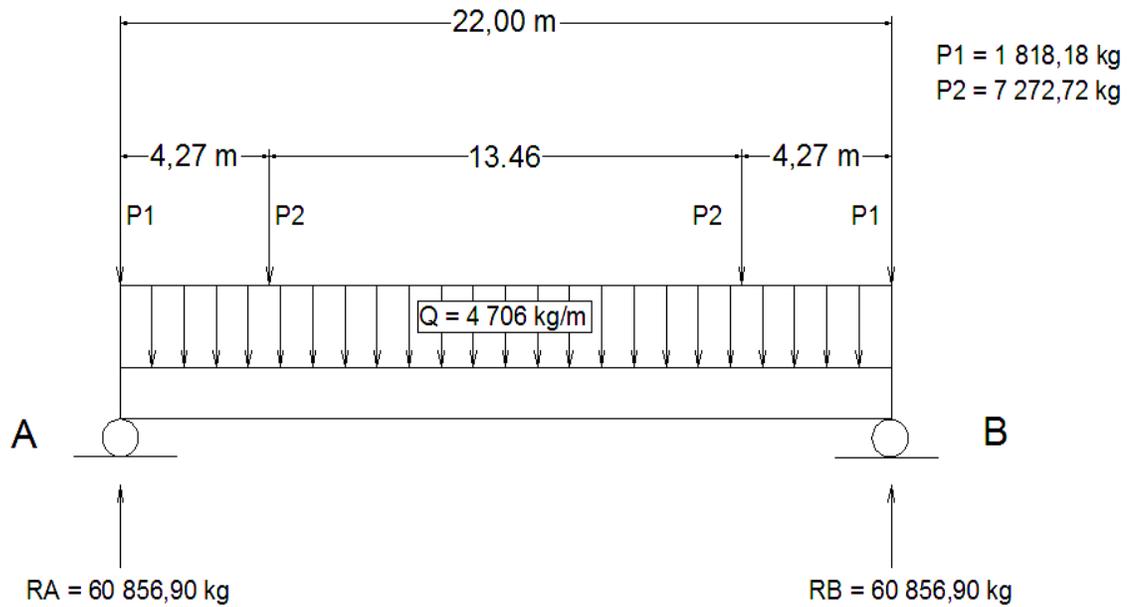
Figura 55. Diagramas de corte y de momento para posición 5



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 56. Diagrama de posición 5, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$7\,272,72(4,23 + 17,73) + 1\,818,18(22) - RA(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 60\,856,90 \text{ kg}$$

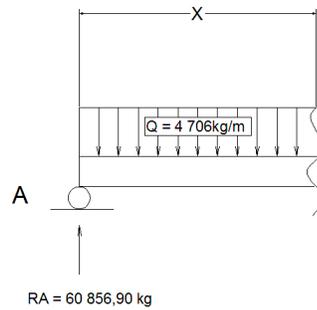
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,818,18 * 2 - 7\,272,72 * 2 + 60\,856,90 - 4\,706(22) + RB = 0$$

$$RB = 60\,856,90 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [0<x<5,50]

Figura 57. **Análisis posición 5, intervalo 1**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 60\,856,90 - 1\,818,18 - 4\,706x$$

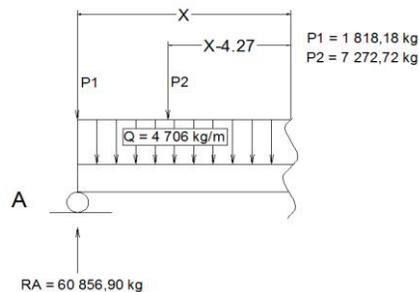
$$+\uparrow V_x = 59\,038,72 - 6\,143x$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 60\,856,90x - 1\,818,18x$$

$$+\cup M_x = 2353x^2 - 59\,038,72x$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [4,27<x<17,73]

Figura 58. **Análisis posición 5, intervalo 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 - 7\,272,72 + 60\,856,90 - 4\,706x$$

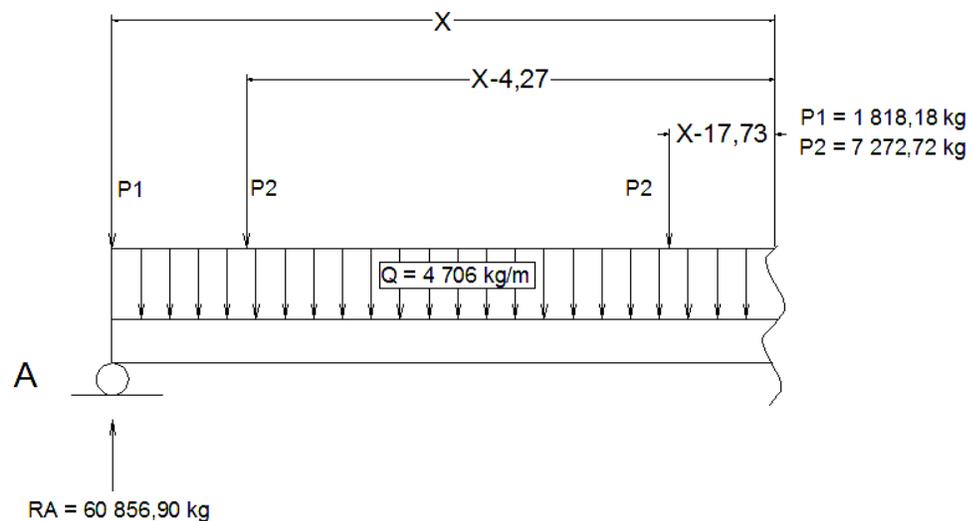
$$+\uparrow V_x = 51\,766 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 1\,818,18(x) + 7\,272,72(x - 4,27) - 60\,856,90(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 51\,482,10x - 31\,054,51$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 2 [$17,73 < x < 22$]

Figura 59. **Análisis posición 5, intervalo 3**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

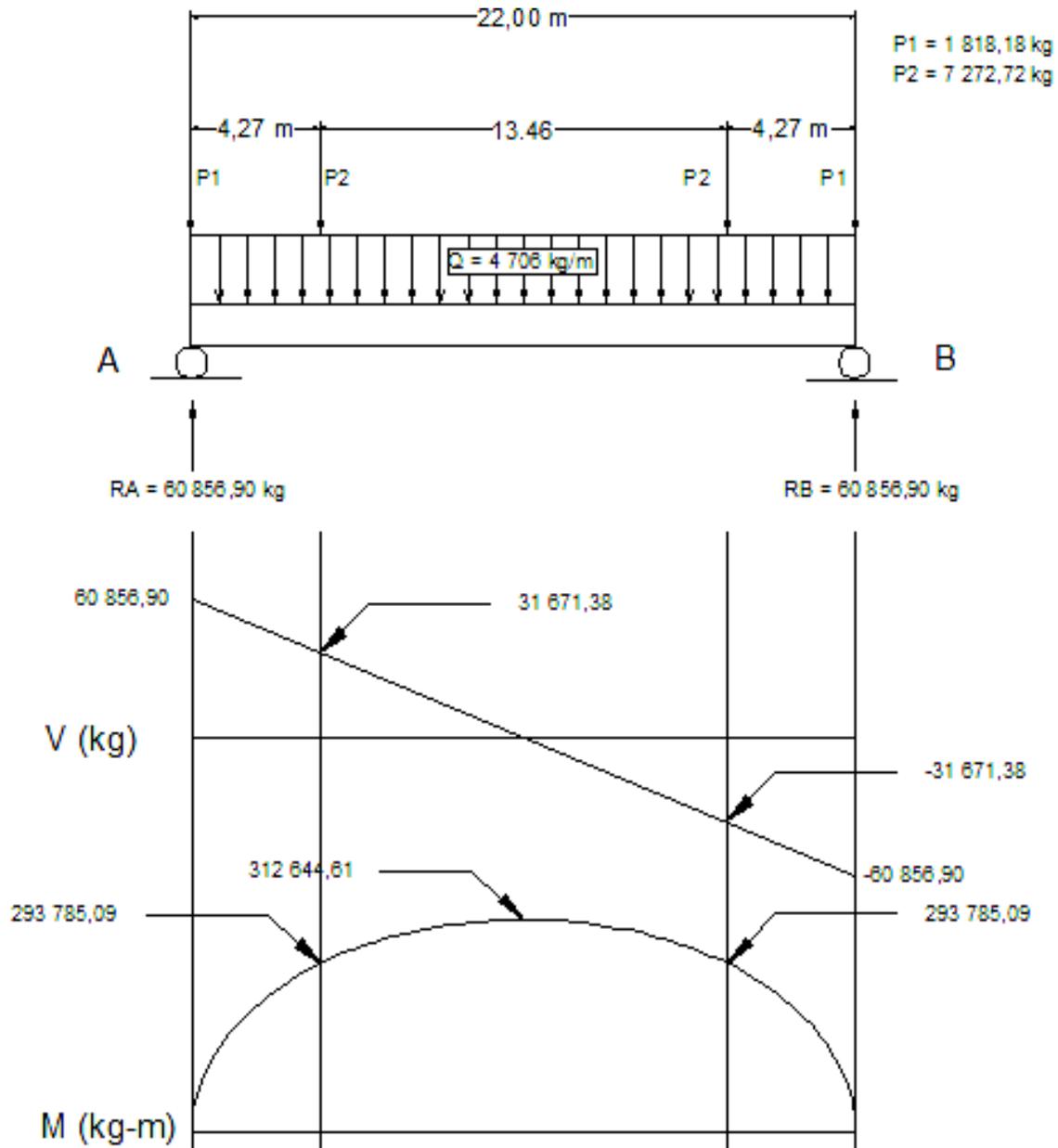
$$+\uparrow V_x = -1\,818,18 - 7\,272,72 * 2 + 76\,663,90 - 4\,706x$$

$$+\uparrow V_x = 60\,300,28 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x - 17,73) + 7\,272,72(x - 4,27) + 1\,818,18(x) - 60\,856,90(x) + 4706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 44\,493,28x - 159\,999,84$$

Figura 60. Diagrama de corte y de momento para posición 5



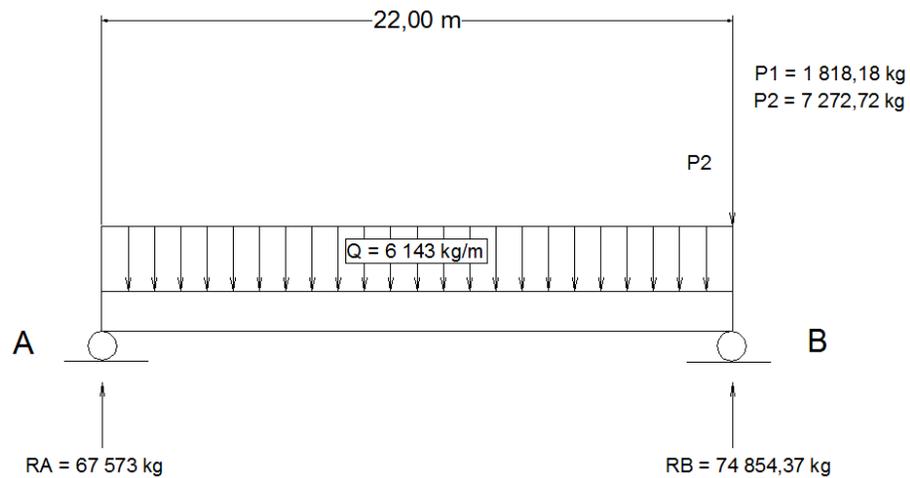
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Análisis posición 6:

Ejes traseros en los apoyos

Viga exterior:

Figura 61. Diagrama de posición 6, viga exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-RA(22) + 6\,143(22)(11) = 0$$

$$RA = 67\,573 \text{ kg}$$

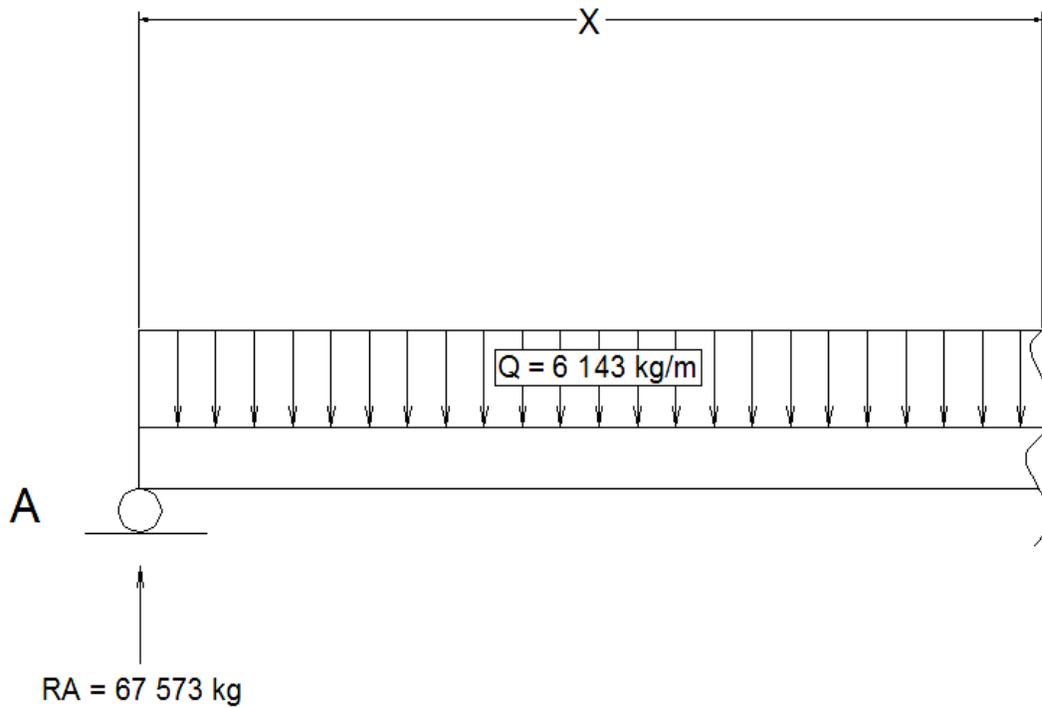
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-7\,272,72 + 67\,573 - 6\,143(22) + RB = 0$$

$$RB = 74\,845,47 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 $[0 < x < 22]$

Figura 62. **Análisis de posición 6, intervalo 1**



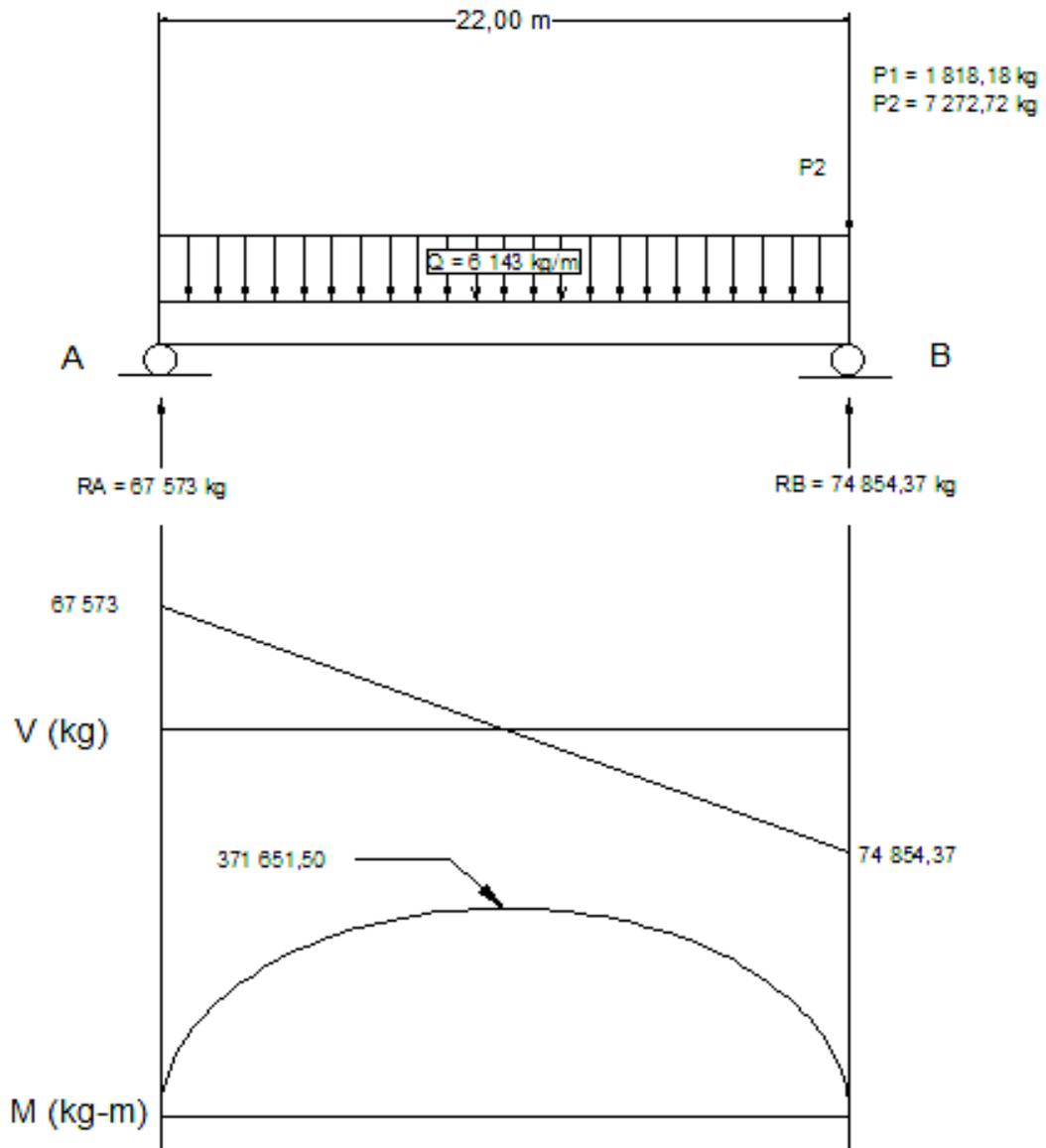
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\uparrow V_x = 67\ 573 - 6\ 143x$$

$$+\cup M_x = -67\ 573(x) + 6\ 143(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 3\ 071,50x^2 - 67\ 573x$$

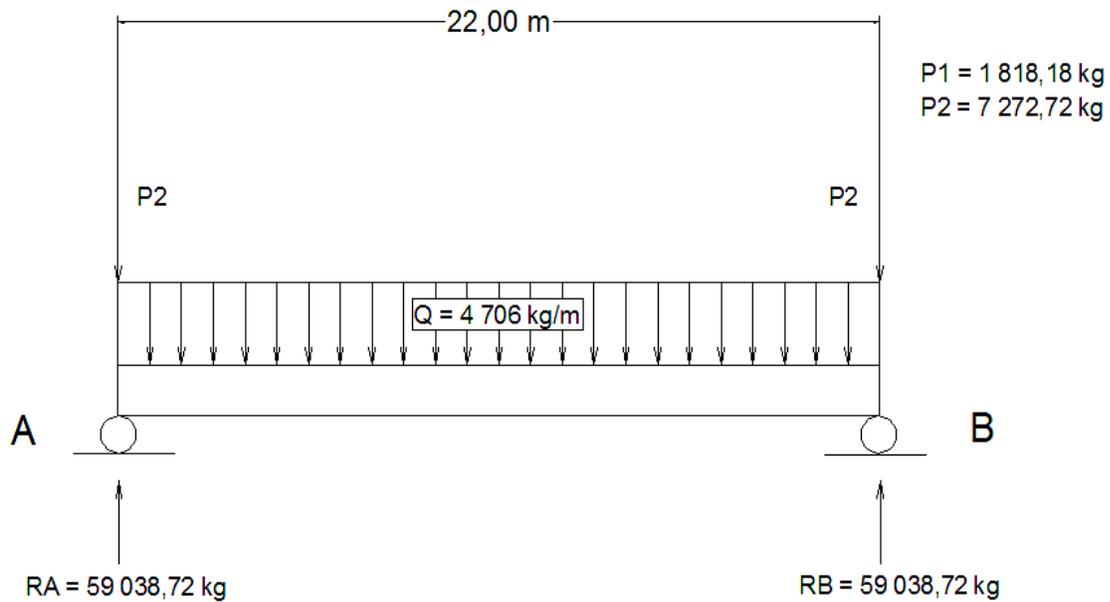
Figura 63. Diagramas de corte y de momento para posición 6



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Viga interior:

Figura 64. Diagrama de posición 6, viga interior



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-RA(22) + 7\,272,72(22) + 4\,706(22)(11) = 0$$

$$RA = 59\,038,72 \text{ kg}$$

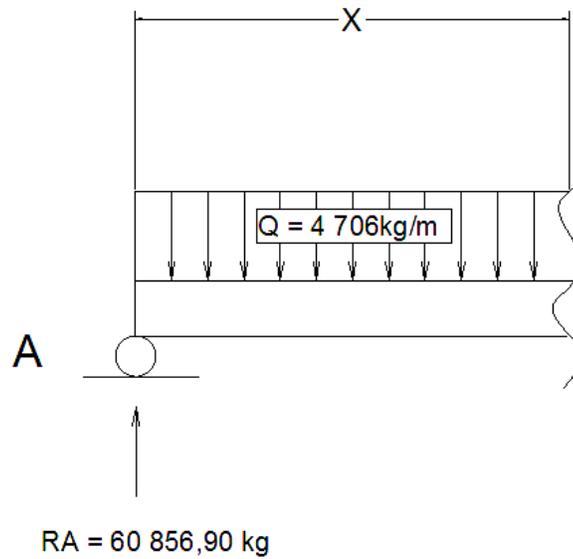
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-7\,272,72 * 2 + 59\,038,72 - 4\,706(22) + RB = 0$$

$$RB = 59\,038,72 \text{ kg}$$

Ecuaciones de corte y de momento, intervalo 1 [0<x<22]

Figura 65. **Análisis de posición 6, intervalo 1**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

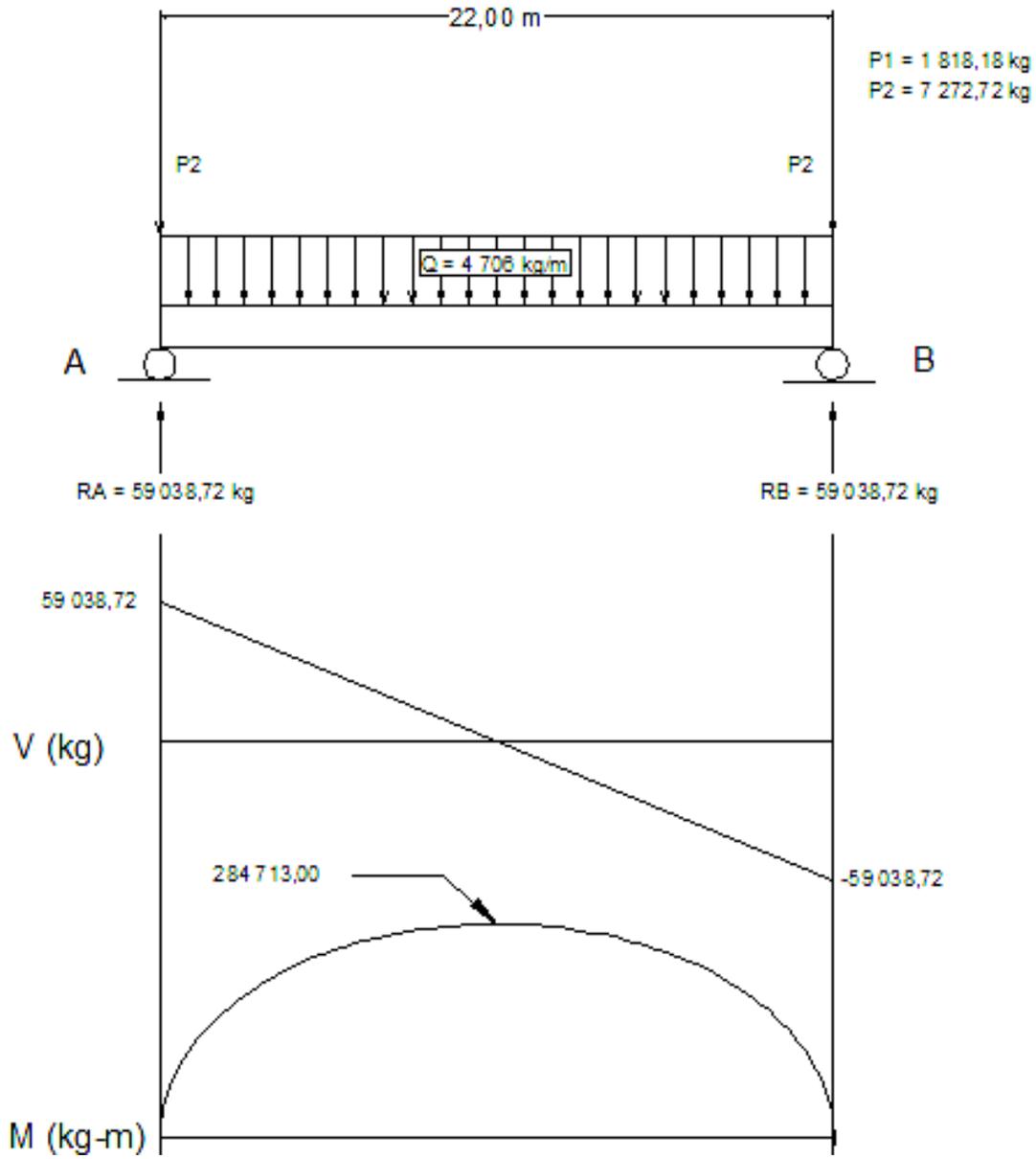
$$+\uparrow V_x = -7\,272,72 + 59\,038,72 - 4\,706x$$

$$+\uparrow V_x = 51\,766 - 4\,706x$$

$$+\cup M_x = 7\,272,72(x) - 59\,038,72(x) + 4\,706(x)(x/2) = 0$$

$$+\cup M_x = 2\,353x^2 - 51\,766x$$

Figura 66. Diagramas de corte y de momento para posición 6



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

Tabla XI. **Momentos por posición de viga externa**

Momentos de viga exterior (kg-m)						
Dist. (m)	Posición 1	Posición 2	Posición 3	Posición 4	Posición 5	Posición 6
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	64 501,50	72 731,24	70 458,52	68 185,79	65 913,07	64 501,50
2,00	122 860,00	133 719,48	134 774,04	130 228,58	125 683,14	122 860,00
3,00	175 075,50	186 892,00	192 946,56	186 128,37	179 310,21	175 075,50
4,00	221 148,00	233 921,52	244 976,08	235 885,16	226 794,28	221 148,00
5,00	261 077,50	274 808,04	290 862,60	279 498,95	268 135,35	261 077,50
6,00	294 864,00	308 642,48	330 606,12	316 969,74	303 333,42	294 864,00
7,00	322 507,50	335 424,82	362 243,01	348 297,53	332 388,49	322 507,50
8,00	344 008,00	356 064,16	382 427,81	373 482,32	355 300,56	344 008,00
9,00	359 365,50	370 560,50	396 469,61	392 524,11	372 069,63	359 365,50
10,00	368 580,00	378 913,84	404 368,41	405 422,90	382 695,70	368 580,00
11,00	371 651,50	381 124,18	406 124,21	412 178,69	387 178,77	371 651,50
12,00	368 580,00	377 191,52	399 918,83	412 791,48	385 518,84	368 580,00
13,00	359 365,50	367 115,86	387 570,45	401 661,27	377 715,91	359 365,50
14,00	344 008,00	350 897,20	369 079,07	382 715,34	363 769,98	344 008,00
15,00	322 507,50	328 535,54	344 444,69	357 626,41	343 681,05	322 507,50
16,00	294 864,00	300 030,88	313 667,31	326 394,48	317 449,12	294 864,00
17,00	261 077,50	265 383,22	276 746,93	288 110,46	285 074,19	261 077,50
18,00	221 148,00	224 592,56	233 683,55	242 774,36	244 592,60	221 148,00
19,00	175 075,50	177 658,90	184 477,17	191 295,25	192 658,95	175 075,50
20,00	122 860,00	124 582,24	129 127,79	133 673,14	134 582,30	122 860,00
21,00	64 501,50	65 362,58	67 635,41	69 908,03	70 362,65	64 501,50
22,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Momento por posición viga interna**

Momentos de viga interior (kg-m)						
Dist. (m)	Posición 1	Posición 2	Posición 3	Posición 4	Posición 5	Posición 6
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	49 413,00	58 503,90	58 503,90	57 785,40	56 685,72	49 413,00
2,00	941 20,00	106 701,81	112 301,80	109 427,80	108 665,44	94 120,00
3,00	134 121,00	148 520,99	161 393,70	154 927,20	155 939,16	134 121,00
4,00	169 416,00	185 634,17	205 779,60	194 283,60	198 506,88	169 416,00
5,00	200 005,00	218 041,35	245 459,50	227 497,00	236 368,60	200 005,00
6,00	225 888,00	274 833,41	280 433,40	279 524,31	255 239,11	225 888,00
7,00	247 065,00	296 010,41	305 101,86	307 974,03	276 132,21	247 065,00
8,00	263 536,00	312 481,41	323 391,04	331 717,75	292 319,31	263 536,00
9,00	275 301,00	324 246,41	336 974,22	350 755,47	303 800,41	275 301,00
10,00	282 360,00	331 305,41	345 851,40	342 424,48	310 575,51	282 360,00
11,00	284 713,00	333 658,41	350 022,58	344 678,48	312 644,61	284 713,00
12,00	282 360,00	331 305,41	349 487,76	342 226,48	310 007,71	282 360,00
13,00	275 301,00	324 246,41	344 246,94	335 068,48	302 664,81	275 301,00
14,00	263 536,00	312 481,41	334 300,12	331 717,75	290 615,91	263 536,00
15,00	247 065,00	296 010,41	319 647,30	307 974,03	273 861,01	247 065,00
16,00	225 888,00	274 833,41	280 433,40	279 524,31	252 400,11	225 888,00
17,00	200 005,00	218 041,35	245 459,50	245 459,50	226 233,21	200 005,00
18,00	169 416,00	185 634,17	205 779,60	205 779,60	198 506,88	169 416,00
19,00	134 121,00	148 520,99	161 393,70	161 393,70	155 939,16	134 121,00
20,00	94 120,00	106 701,81	112 301,80	112 301,80	108 665,44	94 120,00
21,00	49 413,00	58 503,90	58 503,90	58 503,90	56 685,72	49 413,00
22,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

3.7.2.3. Cálculo de refuerzo a tensión cama inferior

Para el cálculo de refuerzo a tensión se utilizará el mayor momento por cada metro y de esta manera se obtendrá un área de acero para cubrir.

Cálculo de acero mínimo:

$$A_{S_{Mín}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{Mín}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 40 * 140$$

$$A_{S_{Mín}} = 18,80\ cm^2$$

Cálculo de acero máximo:

$$A_{S_{Máx}} = 0,5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = 0,85 * \beta \left(\frac{0,003}{f_y/\epsilon_s + 0,003} \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{0,003}{\left(\frac{4\ 200}{2,9E6} \right) + 0,003} \right) \left(\frac{350}{4200} \right)$$

$$\rho b = 0,041$$

$$A_{S_{Máx}} = 0,5 * 0,041 * 140 * 40$$

$$As_{Máx} = 110,70 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero necesario:

$$As = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * f'c * b * d^2}} \right]$$

Donde:

As = área de acero (cm^2)

$f'c$ = 350 kg/cm^2

b = 40 cm

fy = 4200 kg/cm^2

d = 135 cm

\emptyset = 0,90

Mu = momento último (kg-cm)

Tabla XIII. **Momentos máximos y áreas de acero de viga exterior**

Viga exterior		
Dist. (m)	Momento Máx.kg-cm	As (cm²)
0,00	0.00	0,00
1,00	7 273 124,00	14,53
2,00	13 477 404,00	27,39
3,00	19 294 656,00	39,89
4,00	24 497 608,00	51,47
5,00	29 086 260,00	62,03
6,00	33 060 612,00	71,46
7,00	36 224 301,00	79,18
8,00	38 242 781,00	84,21
9,00	39 646 961,00	87,76
10,00	40 542 290,00	90,05
11,00	41 217 869,00	91,78
12,00	41 279 148,00	91,94
13,00	40 166 127,00	89,08
14,00	38 271 534,00	84,28
15,00	35 762 641,00	78,04
16,00	32 639 448,00	70,45
17,00	28 811 046,00	61,38
18,00	24 459 260,00	51,38
19,00	19 265 895,00	39,83
20,00	13 458 230,00	27,35
21,00	7 036 265,00	14,05
22,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. **Momentos máximos y áreas de acero de viga interior**

Viga interior		
Dist. (m)	Momento Máx.kg-cm	As (cm²)
0,00	0,00	0,00
1,00	5 850 390,00	11,64
2,00	11 230 180,00	22,68
3,00	16 139 370,00	33,06
4,00	20 577 960,00	42,71
5,00	24 545 950,00	51,58
6,00	28 043 340,00	59,60
7,00	30 797 403,00	66,06
8,00	33 171 775,00	71,73
9,00	35 075 547,00	76,36
10,00	34 585 140,00	75,16
11,00	35 002 258,00	76,18
12,00	34 948 776,00	76,05
13,00	34 424 694,00	74,77
14,00	33 430 012,00	72,35
15,00	31 964 730,00	68,83
16,00	28 043 340,00	59,60
17,00	24 545 950,00	51,58
18,00	20 577 960,00	42,71
19,00	16 139 370,00	33,06
20,00	11 230 180,00	22,68
21,00	58 503 90,00	11,64
22,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Se procede a realizar el armado como se indica en la siguiente tabla, tomando en cuenta el rango entre acero mínimo y máximo en el que debe de estar el área cubierta por las varillas seleccionadas.

Tabla XV. **Armado propuesto para viga externa**

Dist. (m)	As (cm²)	No.10	No.11	No.12	As (cm²)
0,00	0,00				0,00
1,00	14,53		4		38,28
2,00	27,39		4		38,28
3,00	39,89		6		57,42
4,00	51,47		6		57,42
5,00	62,03		6	2	80,22
6,00	71,46		6	2	80,22
7,00	79,18		6	2	80,22
8,00	84,21	2	6	2	96,06
9,00	87,76	2	6	2	96,06
10,00	90,05	2	6	2	96,06
11,00	91,78	2	6	2	96,06
12,00	91,94	2	6	2	96,06
13,00	89,08	2	6	2	96,06
14,00	84,28	2	6	2	96,06
15,00	78,04		6	2	80,22
16,00	70,45		6	2	80,22
17,00	61,38		6	2	80,22
18,00	51,38		6		57,42
19,00	39,83		6		57,42
20,00	27,35		4		38,28
21,00	14,05		4		38,28
22,00	0,00				0,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVI. **Armado propuesto para viga interna**

Dist. (m)	As (cm²)	No.11	No.12	As (cm²)
0,00	0,00			0,00
1,00	11,64	4		38,28
2,00	22,68	4		38,28
3,00	33,06	6		57,42
4,00	42,71	6		57,42
5,00	51,58	6		57,42
6,00	59,60	6	2	70,65
7,00	66,06	6	2	80,22
8,00	71,73	6	2	80,22
9,00	76,36	6	2	80,22
10,00	75,16	6	2	80,22
11,00	76,18	6	2	80,22
12,00	76,05	6	2	80,22
13,00	74,77	6	2	80,22
14,00	72,35	6	2	80,22
15,00	68,83	6	2	80,22
16,00	59,60	6	2	70,65
17,00	51,58	6		57,42
18,00	42,71	6		57,42
19,00	33,06	6		57,42
20,00	22,68	4		38,28
21,00	11,64	4		38,28
22,00	0,00			0,00

Fuente: elaboración propia.

3.7.2.4. Cálculo de refuerzo a compresión cama superior

Para el cálculo de refuerzo a compresión se utilizará el 33 % del área a tensión de la viga y se chequea con el acero mínimo para cada viga.

Viga exterior:

$$A_{s_c} = 0,33 * A_s$$

$$A_{s_c} = 0,33 * 91,94$$

$$A_{s_c} = 30,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} > A_{s_{min}}$$

Utilizar 5 varillas No. 9.

El acero calculado es mayor que el acero mínimo, debido a esto se utilizará el acero calculado.

Viga interior:

$$A_{s_c} = 0,33 * A_s$$

$$A_{s_c} = 0,33 * 76,18$$

$$A_{s_c} = 25,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} > A_{s_{min}}$$

Utilizar 4 varillas No. 9.

El acero calculado es mayor que el acero mínimo, debido a esto se utilizará el acero calculado.

Refuerzo adicional: según los criterios del ACI no deberían de existir espacios mayores de 30 centímetros entre las varillas de acero de las dos camas; por esta razón debe agregarse un refuerzo en la zona intermedia entre las camas de acero; se calcula agregando 5,29 cm² por cada metro de altura de la viga.

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 \text{ cm}^2 * h$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 * 1,40$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 7,41 \text{ cm}^2$$

Utilizar 6 varillas No. 4.

3.7.2.5. Factor de esviaje en vigas

El corte en las vigas exteriores del puente debe ser ajustado debido a que en las esquinas obtusas el corte se amplifica en el puente, por lo que las normas AASHTO 2007 en su sección 4.6.2.2.3c indican el uso de una ecuación para un puente compuesto por una de sección de vigas y losas.

$$F_{Esviaje} = 1 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S} * \tan \theta$$

Donde:

L = longitud de la viga (mm)

d = peralte de la viga (mm)

S = separación entre vigas (mm)

θ = ángulo de esviaje

Sustituyendo datos:

$$F_{Esviaje} = 1 + \frac{\sqrt{22\,000 * 1350}}{6 * 2\,000} * \tan 25^{\circ}34'$$

$$F_{Esviaje} = 1,217$$

3.7.2.6. Cálculo de refuerzo a corte

El cálculo de refuerzo a corte deberá hacerse con base en el esfuerzo de cortante total que actúa en la viga, el cual fue determinado anteriormente al realizar el análisis por líneas de influencia.

Realizando el análisis se determinó que el esfuerzo cortante máximo se encuentra en la posición 2, con un valor de 75 802,74 kg para la viga exterior y 60 856,90 kg.

Se determinará el valor de corte que resiste el concreto, ya que este se restará del total para poder determinar el refuerzo necesario.

- Ambas vigas:

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{350} * 40 * 135$$

$$V_{cr} = 45\,511,65 \text{ kg}$$

Por simple relación de triángulos se tienen:

- Viga externa

$$\frac{75\,802,74}{11} = \frac{45\,511,65}{x}$$

$$x = 6,60\, m$$

- Viga interna

$$\frac{60\,856,90}{11} = \frac{45\,511,65}{x}$$

$$x = 8,23\, m$$

El concreto tiene la capacidad de resistir el esfuerzo cortante por sí solo en la distancia x , por lo que se reforzará con el acero mínimo con $d/2$.

- Viga externa

Espaciamiento de estribos No. 4:

$$S = (A_v * f_y * d) / (V_n - V_{Cr})$$

Donde:

A_v = 2 veces el área de acero de la varilla

V_n = esfuerzo de corte nominal

V_{Cr} = esfuerzo de corte que resiste el concreto

Datos:

$$A_v = 2 * \text{Área de varilla \# 4}$$

$$A_v = 2 * 1,27$$

$$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$V_n = V_a / 0,85 * 1,217$$

$$V_n = 75\ 802,74 / 0,85 * 1,217$$

$$V_n = 89\ 179,69 * 1,217$$

$$V_n = 108\ 531,68 \text{ kg}$$

Determinando el espaciamiento:

$$S = (2,54 * 2\ 810 * 135) / (108\ 531,68 - 45\ 511,65)$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{M\acute{a}x} = d/2$$

$$S_{M\acute{a}x} = 135/2$$

$$S_{M\acute{a}x} = 67,50 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciamiento de 15 centímetros.

- Viga interna

Espaciamiento de estribos No. 4:

$$S = (A_v * f_y * d) / (V_n - V_{Cr})$$

Donde:

A_v = 2 veces el área de acero de la varilla

V_n = esfuerzo de corte nominal

V_{Cr} = esfuerzo de corte que resiste el concreto

Datos:

$$A_v = 2 * \text{Área de varilla \# 4}$$

$$A_v = 2 * 1,27$$

$$A_v = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$V_n = V_a / 0,85 * 1,217$$

$$V_n = 60\ 859,90 / 0,85 * 1,217$$

$$V_n = 71\ 599,88 * 1,217$$

$$V_n = 87\ 137,05$$

Determinando el espaciamiento:

$$S = (2,54 * 2\ 810 * 135) / (87\ 137,05 - 45\ 511,65)$$

$$S = 23 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{Máx} = d/2$$

$$S_{Máx} = 135/2$$

$$S_{Máx} = 67,50 \text{ cm}$$

3.7.2.7. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal quedará de la siguiente manera:

- Vigas externas: estribos No.4 @ 15 cm
- Viga interna: estribos No.4 @ 20 cm

3.7.3. Diseño de diafragmas

Los diafragmas tienen la función de contrarrestar tanto las cargas laterales como las de viento y sismo, que pueden afectar la estructura. Además tienen la función de mantener la geometría de la estructura, restringiendo cualquier movimiento lateral como ladeo o deformación en ese sentido de las vigas. Debido a que no soportan ninguna carga los diafragmas no tienen función estructural. En este caso se utilizarán 2 diafragmas internos y 2 externos, debido a la luz que debe cubrirse; deberán estar ubicados paralelos al sentido del esviaje. Para las dimensiones de los diafragmas se toman en cuenta los siguientes criterios:

Diafragmas exteriores:

$$h_{Diafragma} = 1/2 h_{viga}$$

$$h_{Diafragma} = 1/2 * 1,40$$

$$h_{Diafragma} = 0,70 m$$

Diafragmas interiores:

$$h_{Diafragma} = 3/4 h_{viga}$$

$$h_{Diafragma} = 3/4 * 1,40$$

$$h_{\text{Diafragma}} = 1,00 \text{ m}$$

La base será de 0,30 m para ambas debido a que no tienen función estructural, y se usará el acero mínimo para ambas camas.

Diafragma exterior:

$$A_{S_{\text{Mín}}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{\text{Mín}}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 65$$

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 7,78 \text{ cm}^2$$

Diafragma interior:

$$A_{S_{\text{Mín}}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{\text{Mín}}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 95$$

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 14,30 \text{ cm}^2$$

Refuerzo adicional: se colocará refuerzo adicional debido a que la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 centímetros, necesitando 5,29 centímetros cuadrados de acero por cada metro de alto.

Diafragma interior:

$$A_{S_{\text{Intermedio}}} = 5,29 \text{ cm}^2 * h$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 * 0,70$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 3,70 \text{ cm}^2$$

Diafragma interior:

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 \text{ cm}^2 * h$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 * 1,00$$

$$A_{S_{Intermedio}} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a corte:

Para el diseño del refuerzo a corte, se tomará lo indicado en el código ACI 318-05, en la sección 21.3.3, que considera lo siguiente: “cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.”

Diafragma externo:

$$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 0,65/2 = 0,325 \text{ m}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0,325 \text{ m}$$

Diafragma interno:

$$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 0,95/2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0,425 \text{ m}$$

Para ambos diafragmas se utilizarán estribos + eslabones No.3 @ 0.30 metros.

3.8. Diseño de la subestructura

La subestructura es igual de importante que las otras secciones, aunque no es visible en su totalidad, es responsable de transmitir todas las cargas que interactúan en la superestructura hacia el suelo de forma segura. Se compone de los estribos, vigas de apoyo, cortinas y apoyos elastómericos.

3.8.1. Diseño de la cortina

La cortina funciona como muro de contención para el relleno del enfoque del puente en sentido longitudinal, el cual resiste diversas cargas, se considera empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente. Para su diseño es importante tomar en cuenta las cargas de sismo, la fuerza longitudinal y el empuje por sobrecarga + el empuje del suelo.

3.8.1.1. Cálculo de fuerza longitudinal (LF)

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el enfoque del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina, para luego ser transmitida a los estribos. La carga a utilizar será el 5 % de la carga viva de todos los carriles que llevan tránsito en la misma dirección y se considera aplicada a 1,80 m por encima de la capa de rodadura. Para el cálculo de la fuerza se utilizará la siguiente ecuación.

$$FL = 0,05P/2H$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal

P = peso del camión que actúa a 1,80 sobre la capa de rodadura

H = altura de la cortina

Sustituyendo datos:

$$FL = 0,05 * 14\ 545,50/2 * 1,40$$

$$FL = 260\ kg$$

Cálculo del brazo:

$$Brazo = 1,80 + H = 1,80 + 1,40$$

$$Brazo = 3,20\ m$$

Cálculo de momento longitudinal:

$$M_{FL} = FL * Brazo$$

$$M_{FL} = 260 * 3,20$$

$$M_{FL} = 832\ kg - m$$

3.8.1.2. Cálculo de sismo

Se deberá considerar entre el 8 y 12 % del propio peso de la cortina; en este caso se utilizará el 12 % debido al alto riesgo sísmico de la zona. La fuerza se aplicará en el centro de gravedad de la cortina. El sismo se calculará con la siguiente ecuación.

Peso propio de la cortina:

$$W_{Cortina} = 1,40 * 0,30 * 2400 * 1$$

$$W_{Cortina} = 1\ 008\ kg$$

Carga del sismo por metro:

$$S = 0,12 * W_{Cortina}$$

$$S = 0,12 * 1\ 008$$

$$S = 121\ kg$$

Brazo:

$$Brazo = \frac{H}{2} = \frac{1,40}{2} = 0,70\ m$$

Cálculo de momento producido por el sismo:

$$M_{Sismo} = Sismo * Brazo$$

$$M_{Sismo} = 121 * 0,70$$

$$M_{Sismo} = 84,7\ kg - m$$

3.8.1.3. Cálculo de la presión del suelo

Para el empuje del suelo se debe de considerar una presión de 480 kilogramos por metro cúbico en la base, tomando en cuenta todo el alto de la cortina, y para el empuje por sobrecarga, a 2 pies más el empuje del suelo a lo alto de la cortina.

$$F = E_{Sob} + E_S$$

$$E_{Sob} = P_{Sob} * H$$

$$E_S = P_S * H/2$$

Donde:

F = empuje sobre la cortina

E_{Sob} = empuje de la sobrecarga

E_S = empuje del suelo

H = altura de la cortina

Determinando E_{Sob} :

$$E_{Sob} = 480 \text{ kg/m}^3 * 0,61 \text{ m} * 1,40 \text{ m}$$

$$E_{Sob} = 409,92 \text{ kg/m}$$

Determinando E_S :

$$E_S = 480 \text{ kg/m}^3 * 1,40 \text{ m} * 1,40/2 \text{ m}$$

$$E_S = 470,40 \text{ kg/m}$$

Determinando el empuje total sobre la cortina:

$$F = E_{Sob} + E_S$$

$$F = 409,92 + 470,40$$

$$F = 880,32$$

Cálculo de momento de empuje:

$$ME_{Sob} = 409,92 * 1,40/2$$

$$ME_{Sob} = 286,94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_S = 470,40 * 1,40/3$$

$$ME_S = 219,52 \text{ kg} - m$$

3.8.1.4. Cálculo de momento de diseño

Las normas AASHTO presentan ecuaciones con combinaciones de los momentos, para lo cual debe escogerse la combinación que represente el momento más crítico.

Ecuación # 1:

$$M = 1,3(ME_{Sob} + ME_S + M_{FL})$$

$$M = 1,3(286,94 + 219,52 + 832)$$

$$M = 1740 \text{ kg} - m$$

Ecuación # 2:

$$M = 1,3(ME_{Sob} + ME_S + M_{Sismo})$$

$$M = 1,3(286,94 + 219,52 + 84,7)$$

$$M = 768,51 \text{ kg} - m$$

3.8.1.5. Cálculo de refuerzo longitudinal

Se tomará el momento máximo de las ecuaciones anteriores para calcular el acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{0,85 * f_{c'} * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{\text{máx}}}{0,85 * \phi * f_{c'} * b * d^2}} \right]$$

Datos:

$$M_{\text{máx}} = 174\,000 \text{ kg-cm}$$

$$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$\emptyset = 0,90$ en elementos diseñados a flexión

$$A_s = 2,76 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

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

$$A_{s_{\text{Mín}}} = \frac{14,1}{2\,810} * 140 * 25$$

$$A_{s_{\text{Mín}}} = 17,56 \text{ cm}^2$$

Se usará el acero mínimo debido a que es mayor al acero calculado.

Utilizar 4 varillas No.5 y 4 varillas No. 6.

3.8.1.6. Cálculo de refuerzo a corte

Para calcular el valor de corte a utilizar, se deben tomar en cuenta las ecuaciones propuestas en las normas AASHTO, y seleccionar la que ofrezca el valor más alto.

Ecuación 3:

$$\begin{aligned}V &= 1,3(E + FL) \\V &= 1,3(880,32 + 260) \\V &= 1\,482,42 \text{ kg}\end{aligned}$$

Ecuación 4:

$$\begin{aligned}V &= 1,3(E + S) \\V &= 1,3(880,32 + 121) \\V &= 1\,301,72 \text{ kg}\end{aligned}$$

Se utilizará el valor más alto 1 482,42 kg.

$$S = (A_v * f_y * d) / (V_n - V_{cr})$$

Obteniendo datos:

$$\begin{aligned}V_{cr} &= 0,53 * 0,85 * \sqrt{f'_c} * b * d \\V_{cr} &= 0,53 * 0,85 * \sqrt{350} * 140 * 25 \\V_{cr} &= 29\,498,29 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_n &= V_u / 0,85 \\V_n &= 1\,482,42 / 0,85 \\V_n &= 1\,744,02 \text{ kg}\end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$S = (A_v * f_y * d) / (V_n - V_{cr})$$

$$S = (2 * 0,71 * 2810 * 25)/(1\ 744,02 - 29\ 498,29)$$

$$S = -3,60\ cm$$

Que el espaciamiento sea negativo significa que el concreto puede resistir el corte por sí solo; debido a esto se utilizará el espaciamiento máximo permitido.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{25}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 12,5\ m$$

Utilizar estribos No.3 @ 0,15 metros.

3.8.2. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo es el elemento donde irán apoyadas las vigas principales de la superestructura; esta viga no funcionará a flexión, por lo que será diseñada principalmente para resistir el esfuerzo cortante; en el refuerzo a flexión se utilizará el acero mínimo.

Para las dimensiones de la viga de apoyo se utilizan los siguientes criterios:

$$Base = 2\ cm\ por\ cada\ metro\ de\ longitud\ del\ puente + ancho\ de\ la\ cortina$$

$$Base = 2 * 22 + 30$$

$$Base = 74\ cm \cong 80\ cm$$

$$H_{M\acute{i}n} = 40\ cm$$

$$Longitud\ de\ la\ viga = 8,10\ m$$

Integración de carga muerta:

$$Q_{Viga\ exterior} = 1,094[1,25(3\ 040,73) + 1,50(456) + 1,75(645,88)]$$

$$Q_{Viga\ exterior} = 6\ 143\ kg/m$$

$$Q_{Viga\ interior} = 1,094[1,25(2\ 750) + 1,50(576)]$$

$$Q_{Viga\ interior} = 4\ 706\ kg/m$$

$$Q_{Total} = (Q_{Vigas\ exteriores} + Q_{Viga\ interior}) * L$$

$$Q_{Total} = (2 * 6\ 143 + 4\ 706) * 22$$

$$Q_{Total} = 373\ 824\ kg$$

Carga que recibirá cada viga de apoyo:

$$Q_{Viga\ de\ apoyo} = Q_{Total}/2$$

$$Q_{Viga\ de\ apoyo} = 373\ 824/2$$

$$Q_{Viga\ de\ apoyo} = 186\ 912\ kg$$

Se calcula la carga distribuida sobre la viga de apoyo:

$$CM_{Total} = Q_{Viga\ de\ apoyo}/L_{Viga} + Q_{Cortina}$$

$$CM_{Total} = 186\ 912/8,10 + 1\ 008$$

$$CM_{Total} = 24\ 090,96\ kg/m$$

Integración de carga viva:

$$CV = \text{carga de eje más pesado por carril}$$

$$CV = 14\ 545,44 + 14\ 545,44$$

$$CV = 29\,090,88 \text{ kg}$$

Carga distribuida en la viga de apoyo:

$$CV = 29\,090,88/8,10$$

$$CV = 3\,591,96 \text{ kg/m}$$

Aplicando factores:

$$CV_{Total} = 1,09[1,75(CV)]$$

$$CV_{Total} = 1,09[1,75(3\,591,96)]$$

$$CV_{Total} = 6\,851,66 \text{ kg/m}$$

Carga última

$$CU = CM_{Total} + CV_{Total}$$

$$CU = 24\,090,96 + 6\,851,66$$

$$CU = 30\,942,62 \text{ kg/m}$$

3.8.2.1. Cálculo de refuerzo

Refuerzo longitudinal: se reforzará únicamente con el acero mínimo, ya que no actuará a flexión. Su refuerzo principal será a corte.

$$AS_{Min} = \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$AS_{Min} = \frac{14,1}{2810} * 80 * 35$$

$$A_{S_{Min}} = 14,05 \text{ cm}^2$$

Utilizar 8 varillas No.5.

Refuerzo a corte: será el refuerzo principal debido que se desea contrarrestar el aplastamiento producido por el peso que soporta.

Corte que soporta el concreto:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$
$$V_c = 0,53 * \sqrt{350} * 80 * 35$$
$$V_c = 27\,763,10$$

Corte nominal:

$$V_n = Vu/0,85$$
$$V_n = 30\,942,62/0,85$$
$$V_n = 36\,403,08 \text{ kg}$$

Espaciamiento usando varillas No. 3 y acero de 2810 kg/cm²

$$S = (A_v * f_y * d)/(V_n - V_{Cr})$$
$$S = (2 * 0,71 * 2\,810 * 35)/(36\,403,08 - 27\,763,10)$$
$$S = 16,16 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{Máx} = d/2 = 35/2$$
$$S_{Máx} = 17,50 \text{ cm}$$

Debido a que el espaciamiento requerido es menor al espaciamiento máximo, se usará un espaciamiento de 15 cm para los estribos.

Utilizar estribos No. 3 @ 15 cm

3.8.3. Diseño de los apoyos elastoméricos

Los apoyos elastoméricos consistirán en una mezcla de placas de acero y neopreno, que estarán ubicados entre las vigas de apoyo y las vigas principales del puente; estos proveerán un alto nivel de transferencia de cargas.

Una de las razones para su uso es que evita el contacto entre los elementos estructurales antes mencionados y su alta resistencia al intemperismo, ya que necesita muy poco mantenimiento.

En este caso se opta por un apoyo rectangular de neopreno, dureza Shore de 60, con un módulo de corte de $G = 12 \text{ kg/cm}^2$.

Cálculo de carga total por apoyo:

$$PT = CM + CV$$

Donde:

PT = carga total (kg)

CM = carga muerta (kg)

CV = carga viva (kg)

$$PT = CM + CV$$

Viga externa:

$$CM = \frac{6\,143 * 22}{2} = 67\,563 \text{ kg}$$

$$CV = 18\,181,80 \text{ kg Eje más pesado}$$

$$PT = 67\,563 + 18\,181,80$$

$$PT = 85\,744,80 \text{ kg}$$

Viga interna:

$$CM = \frac{4\,706 * 22}{2} = 51\,766 \text{ kg}$$

$$CV = 14\,545 \text{ kg Eje más pesado}$$

$$PT = 51\,766 + 18\,181,80$$

$$PT = 69\,947,80 \text{ kg}$$

Se usará la carga total de la viga externa debido a que es la más crítica.

Para el esfuerzo de compresión para el cual debe estar diseñado, el apoyo está limitado por la desigualdad indicada en la sección 14.7.5.3.2-3, que debe cumplirse para el diseño de los apoyos elastoméricos.

$$\sigma_s \leq 2GS < 122 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

σ_s = esfuerzo a compresión del elastomérico (kg/cm²)

G = módulo de corte del elastomérico (12 kg/cm²)

S = factor de forma (adimensional)

Cálculo de las dimensiones del apoyo:

$$\text{Área requerida} = \frac{PT}{122 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\text{Área requerida} = \frac{85\,744,80 \text{ kg}}{122 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\text{Área requerida} = 702,83 \text{ cm}^2$$

Cálculo del ancho del apoyo:

$$L = \text{Área requerida}/B$$

$$L = 615/40 = 15,38 \text{ cm}$$

$$L = 20 \text{ cm}$$

Cálculo del área total del apoyo:

$$\text{Área} = B * L$$

$$\text{Área} = 40 * 20$$

$$\text{Área} = 800 \text{ cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo a compresión por carga total:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= PT/Area \\ \sigma_s &= 85\,744,80/800 \\ \sigma_s &= 107,18 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Cálculo del factor de forma:

$$\begin{aligned}S &= \sigma_s/2G \\ S &= 107,18/2 * 12 \\ S &= 4,47\end{aligned}$$

Sustituyendo en la desigualdad:

$$\begin{aligned}\sigma_s &\leq 2GS < 122 \text{ kg/cm}^2 \\ 107,18 &\leq 2 * 12 * 4,47 < 122 \text{ kg/cm}^2 \\ 107,18 &\leq 107,28 < 122 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok}\end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo de compresión por carga viva:

$$\begin{aligned}\sigma_L &= \frac{CV}{B * L} \\ \sigma_L &= \frac{18181,80}{40 * 20} \\ \sigma_L &= 22,72 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Encontrando factor de forma por carga viva:

$$\sigma_L \leq GS_L$$

Despejando para el factor de forma S_L :

$$S_L \geq \sigma_L/G$$
$$S_L \geq 22,72/12$$
$$S_L \geq 1,89$$

De la comparación entre los 2 factores de forma, el mínimo a utilizar es 4,47.

Para calcular la altura de la capa se utilizará la ecuación de forma S por la ecuación 14.7.5.1-1.

$$S = L * B / 2H_n(L + B)$$

Despejando para H_n :

$$H_n = L * B / 2S(L + B)$$

Utilizando factor de forma de carga total:

$$H_n = \frac{L * B}{2S(L + B)}$$
$$H_n = \frac{20 * 40}{2 * 4,47(20 + 40)}$$

$$H_n = 1,49 \text{ cm}$$

Utilizando factor de forma de carga viva:

$$H_n = \frac{L * B}{2S(L + B)}$$

$$H_n = \frac{20 * 40}{2 * 1,89(20 + 40)}$$

$$H_n = 3,53 \text{ cm}$$

Grosor adoptado por capa de 1,80 cm:

$$S = \frac{20 * 40}{2 * 1,40 * (20 + 40)}$$

$$S = 4,76$$

$$4,76 > 4,47 \text{ ok}$$

Cálculo del número de capas interiores, ecuación 14.7.5.3.5-1:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2$$

Despejando para n :

$$n > GS \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2$$

Donde:

n = número de capas interiores

σ_s = esfuerzo a compresión del elastomérico (kg/cm²).

G = módulo de corte del elastomérico (12 kg/cm²).

S = factor de forma (adimensional).

B = base (cm)

θ_s = ángulo de rotación de diseño (Rad), sección 14.4.2 del AASHTO LRFD

Sustituyendo datos:

$$n > 12 * 4,76 \left(\frac{0,007}{107,18} \right) \left(\frac{20}{1,40} \right)^2$$

$$n > 0,76$$

Los apoyos también deben de satisfacer la ecuación 14.7.5.3.5-3 del AASHTO LRFD:

$$\sigma_s < 2,25GS \left[1 - 0,167 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{B}{H_n} \right)^2 \right]$$

Despejando para n :

$$n < \left[\frac{-0,167 * \theta \left(\frac{B}{H_n} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2,25GS} - 1 \right)} \right]$$

Sustituyendo datos:

$$n > \left[\frac{-0,167 * 0,007 * \left(\frac{20}{1,40}\right)^2}{\left(\frac{100}{2,25 * 12 * 4,76} - 1\right)} \right]$$

$$n > 1,08$$

Se utilizarán 2 capas de 1,40 cm cada una más 0,9 cm en las capas exteriores, teniendo en total un espesor de $t = 46 \text{ mm}$

Verificando la estabilidad, ecuación 14.7.5.3.6-3 de las normas AASHTO LRFD.

$$2A \leq B$$

Dada la anterior desigualdad, las normas AASHTO LRFD en su sección 14.7.5.3.6-2 y 14.7.5.3.6-3, las ecuaciones de A y B, respectivamente.

$$A = \frac{1,92 * h_{rt}}{L \sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$$

$$B = \frac{2,67}{(S + 2)(1 + L/4W)}$$

Donde:

h_{rt} = altura total del apoyo (cm)

$S =$ factor de forma (adimensional)

$W =$ ancho o base del apoyo (cm)

$L =$ largo o longitud del apoyo (cm)

Sustituyendo datos:

$$A = \frac{\frac{1,92 * 4,6}{20}}{\sqrt{1 + \frac{2 * 20}{40}}}$$
$$A = 0,31$$

$$B = \frac{2,67}{(4,76 + 2)(1 + 20/(4 * 40))}$$

$$B = 0,35$$

Sustituyendo:

$$2A \leq B$$

$$0,62 \geq 0,35$$

Dado a que no se cumple la desigualdad, se tiene el criterio de que sí cumple $A - B \geq 0$; entonces el apoyo es estable y no depende del esfuerzo a compresión σ_s .

Placas de acero de refuerzo: estas placas de refuerzo servirán para brindarle rigidez al conjunto donde la ecuación del estado límite de servicio está indicada en la sección 14.7.5.3.7-1.

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x} * \sigma_s}{fy}$$

Donde:

h_s = altura de la placa de refuerzo (cm)

fy = esfuerzo de fluencia del acero (2 531kg/cm²)

σ_s = esfuerzo a compresión del elastomérico (kg/cm²)

$h_{m\acute{a}x}$ = espesor de la capa del elastómero más gruesa en el cojinete elastomérico (mm)

Sustituyendo datos:

$$h_s \geq \frac{3 * 1,4 * 107,18}{2 531}$$

$$h_s = 0,178 \text{ cm}$$

La ecuación del estado límite de fatiga está indicada en la sección 14.7.5.3.7-1.

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

σ_s = esfuerzo a compresión del elastomérico (kg/cm²)

ΔF_{TH} = umbral de fatiga de amplitud constante para el acero de refuerzo de categoría A indicado en la sección 6.6 del AASHTO LRDF (1 683 kg/cm²)

$h_{m\acute{a}x}$ = espesor de la capa del elastómero más gruesa en el cojinete elastomérico (mm)

$$h_s \geq \frac{2 * 1,4 * 22,72}{1\ 683}$$

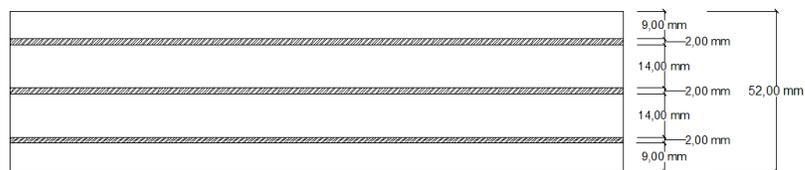
$$h_s = 0,0378\ cm$$

Utilizar 3 placas de 2 mm cada una de acero A-36.

$$t = 46\text{mm} + 3 * 2\text{mm}$$

$$t = 52\text{mm}$$

Figura 67. **Detalle del apoyo elastomérico**

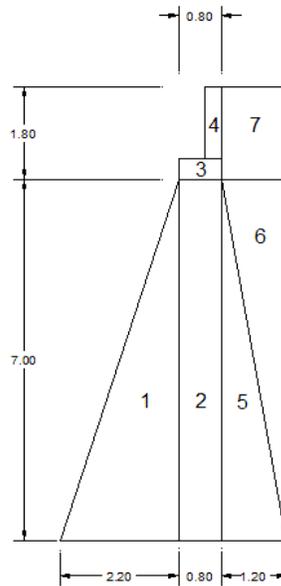


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.9. **Diseño de los estribos**

Los estribos son elementos de la subestructura ubicados en ambos extremos del puente, cuya función es soportar las cargas del tablero y transmitir las al suelo.

Figura 68. Dimensionamiento del muro



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.9.1. Cálculo de momento de volteo

En la siguiente tabla se muestran los datos para efectuar el cálculo del momento de volteo.

Tabla XVII. Momento de volteo

Sección	Presión [kg/m ²]	Altura [m]	Empuje [kg/m]	Distancia [m]	Momento [kg-m/m]
I	298.8	8.8	2629.44	4.40	11569.54
II	3360	4.4	14784.00	2.93	43317.12
E=			17413.44	MV=	54886.66

Fuente: elaboración propia.

3.9.2. Cálculo de momento estabilizante

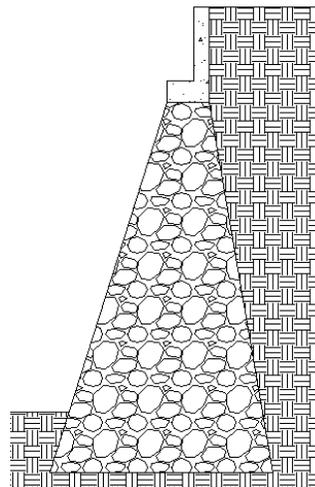
El cálculo del momento estabilizante es la sumatoria de los momentos de cada sección del muro.

Tabla XVIII. **Momento estabilizante**

Sección	Área [m ²]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]	Distancia [m]	Momento [kg-m/m]
1	7.7	2 600	20 020,00	1.47	29 429,40
2	5.6	2 600	14 560,00	2.60	37 856,00
3	0.32	2 600	832,00	2.60	2 163,20
4	0.42	2 600	1 092,00	2.85	3 112,20
5	4.2	2 600	10 920,00	3.40	37 128,00
6	4.2	1 560	6 552,00	3.80	24 897,60
7	2.16	1 560	3 369,60	3.60	12 130,56
W=			57 345,60	ME=	146 716,96

Fuente: elaboración propia.

Figura 69. **Diseño de estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad 2014.

3.9.3. Revisión del muro sin superestructura

Deben de realizarse los chequeos para verificar la estructura como muro de gravedad; se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \phi$$

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)] < V_s \quad e = b/2 - a$$

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6e/b)] > 0 \quad a = (ME - MV)/W$$

Donde:

ME = momento de empuje

MV = momento de volteo

W = peso propio de la estructura

E = empuje

V_s = valor soporte del suelo

A = área de la base

e = excentricidad

b = base

Chequeo contra volteo:

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 146\,716,96/54\,886,66 > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 2,67 > 1,5 \text{ ok}$$

Chequeo contra deslizamiento:

$$\begin{aligned} \text{Deslizamiento} &= (W * \mu)/E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \emptyset \\ \text{Deslizamiento} &= (57\,345,60 * 0,9 \tan 34,91^\circ)/17413,44 > 1,5 \\ \text{Deslizamiento} &= 2,07 > 1,5 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Chequeo de presiones:

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= W/A[1 \pm (6e/b)] \\ a &= (ME - MV)/W \\ a &= (146\,716,96 - 54\,886,66)/57\,345,60 \\ a &= 1,60 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= b/2 - a \\ e &= 4,20/2 - 1,60 = 0,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= W/A[1 \pm (6e/b)] \\ \text{Presiones} &= 57\,345,60/4,20[1 \pm (6 * 0,5/4,20)] \end{aligned}$$

$$\text{Presión 1} = 23\,406,37 < 30\,010 \quad \text{ok}$$

$$\text{Presión 2} = 3\,901,06 < 30\,010 \quad \text{ok}$$

Dados los resultados de los chequeos se toma por satisfactorio el diseño, ya que ha cumplido con todas las condiciones.

3.9.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Esta es la revisión final del muro y es necesaria para saber cómo se comporta el mismo con las cargas finales. Para esto se utilizarán las cargas finales en las vigas de apoyo.

$$CU = 30\,942,62 \text{ kg/m}$$

El punto de aplicación de esta carga es a $L/2$ de la viga de apoyo, lo que equivale a 4,49 m.

Momento estabilizante:

$$M_{et} = w * \text{Base del estribo}/2$$

$$M_{et} = 30\,942,62 * 4,2/2$$

$$M_{et} = 64\,979,50 \text{ kg} - m$$

$$ME_{Total} = M_{et} + ME$$

$$ME_{Total} = 64\,979,50 + 146\,716,96$$

$$ME_{Total} = 211\,696,46 \text{ kg} - m$$

Chequeo contra volteo:

$$\text{Volteo} = ME_{Total}/MV > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 211\,696,46 / 54\,886,66 > 1,5$$

$$\text{Volteo} = 3,85 > 1,5 \text{ ok}$$

Chequeo contra deslizamiento:

$$\begin{aligned} \text{Deslizamiento} &= ((W + WE) * \mu) / E > 1,5 \quad \mu = 0,9 \tan \phi \\ \text{Deslizamiento} &= ((57\,345,60 + 30\,942,62) * 0,9 \tan 34,91^\circ) / 17413,44 > 1,5 \\ \text{Deslizamiento} &= 3,18 > 1,5 \end{aligned}$$

Chequeo de presiones:

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= WE / A [1 \pm (6e/b)] \\ a &= (ME_{\text{Total}} - MV) / (W + WE) \\ a &= (211\,696,46 - 54\,886,66) / (57\,345,60 + 30\,942,62) \\ a &= 1,78 \text{ m} \\ e &= b/2 - a \\ e &= 4,20/2 - 1,78 = 0,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= (W + WE) / A [1 \pm (6e/b)] \\ \text{Presiones} &= (57\,345,60 + 30\,942,62) / 4,20 [1 \pm (6 * 0,32 / 4,20)] \end{aligned}$$

$$\text{Presión 1} = 30\,630,60 > 30\,010 \quad \text{ok}^*$$

$$\text{Presión 2} = 11\,411,40 < 30\,010 \quad \text{ok}$$

Aunque no cumpla se toma por bueno, ya que el valor soporte del suelo tiene factores de seguridad suficientemente altos y el margen por el que se incumple es pequeño.

3.10. Planos constructivos

Los planos constructivos se realizaron con base en los requerimientos del proyecto y se dan las especificaciones de cada uno de los elementos que componen el puente. Entre los planos incluidos en los apéndices están: planos de ubicación, localización, topográfico y detalles estructurales.

3.11. Presupuesto

El presupuesto fue elaborado con base en los precios del mes de enero y deberá actualizarse cuando se desee ejecutar el proyecto, ya que siempre existen fluctuaciones en los mercados internacionales que afectan los precios locales.

Tabla XIX. Presupuesto tabla resumen del puente

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ENTRE LAS ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR					
NO.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDADES	PRECIO UNITARIO	COSTO REGLÓN
1	Trabajos preliminares				
	Limpieza y chapeo	6490	m ²	0.95	Q6 143,20
	Trazo y replanteo topográfico	9.5232	km ²	373.99	Q3 561,60
2	Cimentación				
	Excavación y relleno de estribos	1600	m ³	8.09	Q12 936,00
3	Elementos de mampostería				
	Estribos y aletones	450	m ³	788.69	Q354 908,68
4	Elementos estructurales				
	Barandales	44	ml	709.38	Q31 212,58
	Vigas principales	66	ml	4017.35	Q265 144,98
	Diafragmas interiores	10	ml	1308.57	Q13 085,74
	Diafragmas exteriores	9.8	ml	1077.59	Q10 560,38
	Cortinas + vigas de apoyo	18	ml	6067.50	Q109 215,01
	Losa	192.16	m ²	1377.92	Q264 781,08
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1 071 549,25

Continuación de la tabla XIX.

COSTO TOTAL EN US\$	136 503,09
COSTO POR METRO LINEAL	Q48 706,78

Fuente: elaboración propia.

3.12. Evaluación de impacto ambiental

- Información general
 - Nombre del proyecto: diseño del puente entre las aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar, Antigua Guatemala, Sacatepéquez.
 - Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: zanjón divisorio entre las aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar.
 - Superficie estimada del proyecto: 22 metros de longitud y 8,10 de ancho, aproximadamente 200 m² de construcción.
 - Colindancias y actividad que desarrollan en el predio: cultivo de café y residencias particulares.
 - Trabajos necesarios para la preparación del terreno: limpieza y remoción de escombros de proyectos anteriores.
 - Vías de acceso: 3ra calle de San Juan El Obispo y 1 avenida de San Gaspar.

- Influencia del proyecto
 - Fuente de suministro y requerimiento de energía y combustible a utilizar: La energía de la maquinaria que hará las excavaciones será a base de diésel.
 - Fuentes de suministro de agua y sus requerimientos de agua cruda y/o potable: el agua será proporcionada por pipas de agua de la unidad ejecutora.
 - Recursos naturales que serán aprovechados en las diferentes etapas: piedra del lugar para la construcción de los estribos, arena en la fundición de obra gris y madera en formaletas.
 - Indicar cada sustancia o material que será utilizado en el proceso: acero como estructura básica de flexión de las estructuras, arena y cal, para la fundición de la obra gris, y colocación de acero en los barandales.
- Control ambiental
 - Residuos y/o contaminantes que serán generados (en cantidades y contenidos): cúmulos de material suelto producto del movimiento de tierras.
 - Emisiones a la atmósfera (gases, humo, etc.): serán producidos por las maquinarias para el movimiento de tierras.

- Desechos sólidos (clase de basura): los residuos del movimiento de tierras deberán ser dispuestos en un lugar donde no produzcan contaminación visual.
- Ruidos y/o vibraciones: durante la construcción únicamente, debido al uso de maquinaria pesada previo a la fundición.
- Contaminación visual: durante la fase de construcción, debido al movimiento de tierras.

Los trabajadores de la construcción deberán utilizar el equipo adecuado como botas, casco, guantes y arneses en los casos que sea necesario, como en la realización de la armadura de acero. Al tener este equipo los trabajadores, se reducirá el riesgo de alguna lesión.

Los trabajos deberán de ser realizados, de preferencia, durante los meses de estiaje donde el paso de agua en el lugar es nulo y se pueden aprovechar ampliamente los días.

3.13. Análisis socioeconómico

En esta sección se analiza el costo *versus* el beneficio que tendrá en la sociedad y los posibles ingresos que pueda tener el proyecto.

3.13.1. Valor Presente Neto (VPN)

Esta es una alternativa muy utilizada para determinar si vale la pena realizar una inversión, ya que pueden observarse los egresos y los futuros ingresos de manera simple.

Se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

Donde:

P = valor presente

F = valor de pago futuro

i = tasa de interés de cobro por la operación

n = periodo que pretende la duración de la operación

A = amortización, valor de pago uniforme en un tiempo determinado

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

$$VPN = 0 - 1\,071\,549,25$$

$$VPN = -1\,071\,549,25$$

Puesto que el valor es menor que cero, el VPN indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que es un proyecto de carácter social y los ingresos son nulos.

3.13.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno es el valor de interés en el que el Valor Presente Neto se convierte en cero y puede utilizarse como indicador de rentabilidad de un proyecto.

Utiliza la siguiente ecuación:

$$I = (P - L) \left(\frac{R}{P}, i\%, n \right) + L * i + D$$

Donde:

P = inversión inicial

L = valor de rescate

D = serie uniforme de todos los costos

I = ingresos anuales

R/P = valor presente dada una anualidad

Como puede verse para cumplir con ecuación se requiere tener algún tipo de ingreso, pero en este proyecto por ser de carácter social los ingresos son nulos. Por lo que no se puede operar la ecuación.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos presentados contribuirán a la administración y en buena forma al municipio, mejorando la calidad de vida de los pobladores.
2. La ampliación del sistema de agua potable servirá para solventar la falta de agua en la parte noroeste de la ciudad de Antigua Guatemala, beneficiando a más de 900 casas del sector.
3. El puente entre las aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar proveerá un paso directo entre las 2 aldeas, mejorando la comunicación y beneficiando de múltiples maneras a los pobladores; entre las más importantes está el comercio.
4. Antigua Guatemala es uno de los municipios más importantes del país y con un gran potencial económico; por lo cual le corresponde a las autoridades encausar ese potencial para beneficio y desarrollo de sus habitantes.

RECOMENDACIONES

1. Realizar el replanteo topográfico para el puente entre las aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar de Antigua Guatemala, debido que en la época lluviosa se modifica la topografía del lugar por la erosión.
2. Realizar la demolición de obras anteriores que puedan interferir con la construcción del puente y demás obras complementarias.
3. Ejecutar el proyecto de ampliación del sistema de agua potable en la brevedad posible, debido al tiempo de vida útil del mismo y el cambio constante en la población.
4. Realizar un monitoreo periódico en los proyectos, debido a que de esta manera, en caso de algún desperfecto o falla, puedan repararse de manera rápida y el daño no se propague o se extienda.
5. Al realizar y seguir todas las especificaciones contenidas en el presente, se garantiza un proyecto de calidad y funcional para la comunidad del municipio.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation, *Especificaciones LRFD AASHTO para el diseño de puentes*. Capítulo 15. Estados Unidos de América: AASHTO, 2007. 14 p.
2. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria*, Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 2007. 169 p.
3. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318s-08)*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI, 2008. 518 p.
4. ÁVILA GÓMEZ, Arnoldo. *Diseño de sistema de abastecimiento para de agua potable para el Parcelamiento Wiscoyol I y puente vehicular en la aldea Puerto Viejo, municipio del Puerto de Iztapa, departamento de Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 2005. 137 p.
5. CRUZ PINEDA, Daniel Alfredo. *Diseño de puente de mediana longitud utilizando las normas de Ingeniería estructural y sísmica*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 2008. 85 p.

6. FAJARDO NIÑO, Javier Alejandro y Viasus Pérez, Wilson Ernesto. *Diseño Simplificado de Puentes*, Universidad Pedagógica y tecnológica de Colombia, 2007. 26 p.
7. GODÍNEZ BAUTISTA, Dolman Bryan. *Diseño de la carretera hacia el caserío La Loma y del puente vehicular para la aldea Nica*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 2012. 273 p.
8. TEJADA REYES, Christian Emilio. *Diseño de sistema de agua potable para la aldea El Paraíso y escuela para párvulos de la aldea Ciudad Pedro de Alvarado*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 2005. 155 p.

ANEXOS

Anexo 1. Informe de ensayo de límites de Atterberg

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

INFORME No. 724 S.S. O.T.: 32,057

Interesado: Edwin Ricardo Vela Morales
Proyecto: EPS "Diseño del Sistema de Agua Potable para Antigua Guatemala (Tanque a ras en el Cerro de la Cruz)"
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: Antigua Guatemala
FECHA: lunes, 07 de octubre de 2013

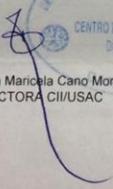
RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	LP (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Marrón

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

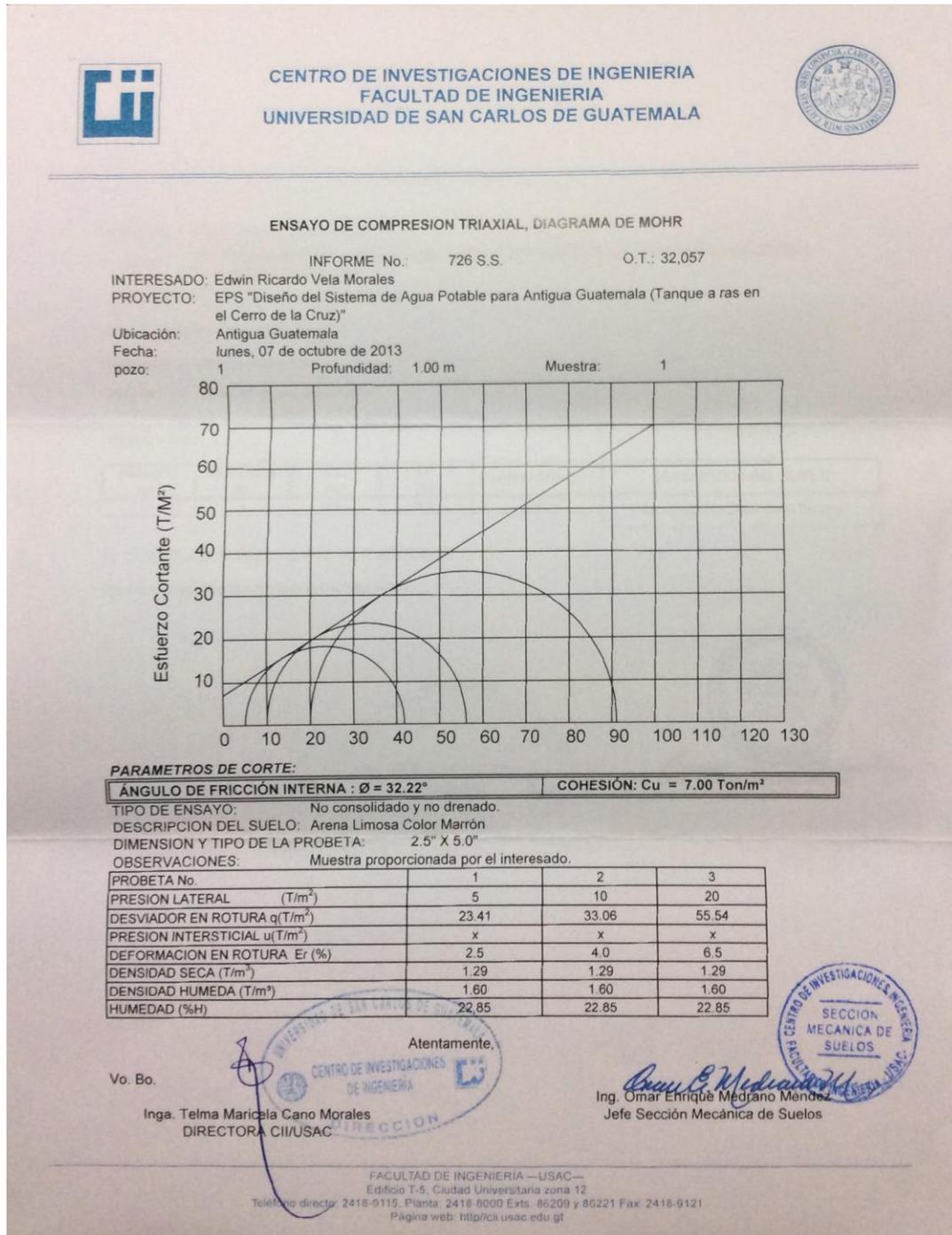
Vo. Bo. 
Inga. Teima Manciel Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

 
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-0115, Planta: 2418-8000 Ext: 86209 y 86221 Fax: 2418-6121
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. Informe de ensayo de compresión triaxial



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 4. Informe de ensayo de físico químico sanitario



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO



O.T. No. 32 265

INF. No 25 403

INTERESADO: EDWIN RICARDO VELA MORALES, (CARNE No. 2007 15019)	PROYECTO: EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA"
RECOLECTADA POR: <u>interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Antigua Guatemala</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2013-10-30, 12 h 45 min.</u>
FUENTE: <u>Pozo La Chacra</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2013-10-30, 15 h 20 min.</u>
MUNICIPIO: <u>Antigua Guatemala</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO: <u>Sacatepéquez</u>	

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Clara	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	24° C
				(En el momento de recolección)	
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	272,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,85 UNT	6 potencial de Hidrógeno (pH):	06,44 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,24	6. CLORUROS (Cl)	14,50	11. SOLIDOS TOTALES	165,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,017	7. FLUORUROS (F)	00,37	12. SOLIDOS VOLÁTILES	10,00
3. NITRATOS (NO ₃)	19,10	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	07,00	13. SOLIDOS FIJOS	155,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,007	10. DUREZA TOTAL	112,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	144,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDRÓXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	126,00	126,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

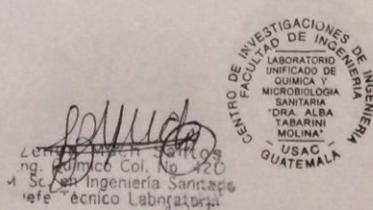
OBSERVACIONES: Desde el punto de la vista físico químico sanitario: **POTENCIAL DE HIDROGENO (pH) ácido.** Las demás determinaciones arriba indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NTG 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21^{ra} EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2901 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2013-11-26



Vo.Bo.
Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Laboratorio de Ingeniería Sanitaria
Ing. Técnico Col. No. 120
Escuela de Ingeniería Sanitaria
Instituto Técnico Laboratorio

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

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 5. Informe de examen bacteriológico



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



EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 32 265

INF. No. A – 316568

<p>INTERESADO: <u>EDWIN RICARDO VELA MORALES</u> (CARNÉ No. 200715019)</p> <p>MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u></p> <p>LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>Antigua Guatemala</u></p> <p>FUENTE: <u>Pozo La Chacra</u></p> <p>MUNICIPIO: <u>Antigua Guatemala</u></p> <p>DEPARTAMENTO: <u>Sacatepéquez</u></p> <p>SABOR: <u>----</u></p> <p>ASPECTO: <u>Claro</u></p> <p>OLOR: <u>Inodora</u></p>	<p>PROYECTO: <u>EPS: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ANTIGUA GUATEMALA</u></p> <p>DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u></p> <p>FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2013-10-30; 12 h45 min.</u></p> <p>FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2013-10-30; 15 h20 min.</u></p> <p>CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeracion</u></p> <p>SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>No hay</u></p> <p>CLORO RESIDUAL: _____</p>
--	---

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	++++-	+++--	---
01,00 cm ³	+----	-	-
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		8	<2

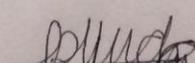
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según NORMA COGUANOR NTG 29 001.

Guatemala, 2013-11-26

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Telma Much Soñoz
Ingeniero Químico Col. No. 420
M.Sc. en Ingeniería Sanitaria
Instituto Técnico Laboratorios

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>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 6. Informe de límites de Atterberg



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



INFORME No. 721 S.S. O.T.: 32,093

Interesado: Edwin Ricardo Vela Morales
 Proyecto: EPS "Diseño del Puente vehicular entre las Aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar Vivar, Antigua Guatemala, Sacatepéquez"
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90
 Ubicación: Antigua Guatemala
 FECHA: lunes, 07 de octubre de 2013

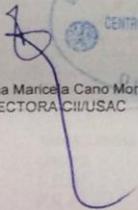
RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café Oscuro

(*) CLASIFICACION SEGUN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo. Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA—USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-8115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-8121
Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 7. Informe de ensayo de granulometría



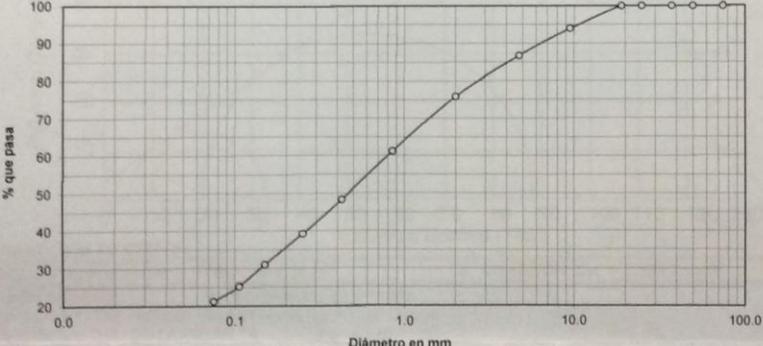
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 722 S.S. O.T. No. 32,093

Interesado: Edwin Ricardo Vela Morales
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo
 Norma: ASTM D6913-04
 Proyecto: EPS "Diseño del Puente vehicular entre las Aldeas San Juan El Obispo y San Gaspar Vivar,
 Ubicación: Antigua Guatemala
 Fecha: lunes, 07 de octubre de 2013 Muestra: 1

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	75.89
2"	50 mm	100.00	20	850 μ m	61.22
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 μ m	48.40
1"	25 mm	100.00	60	250 μ m	39.23
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 μ m	30.99
3/8"	9.5 mm	93.96	140	106 μ m	25.25
4	4.75 mm	86.72	200	75 μ m	21.25



Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café Oscuro

Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-2-4

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.
* Diámetro efectivo no aplica.

Atentamente,

% de Grava: 13.28 D10: *

% de Arena: 65.48 D30: 0.15 mm

% de finos: 21.25 D60: 0.79 mm

Vo. Bo. 
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

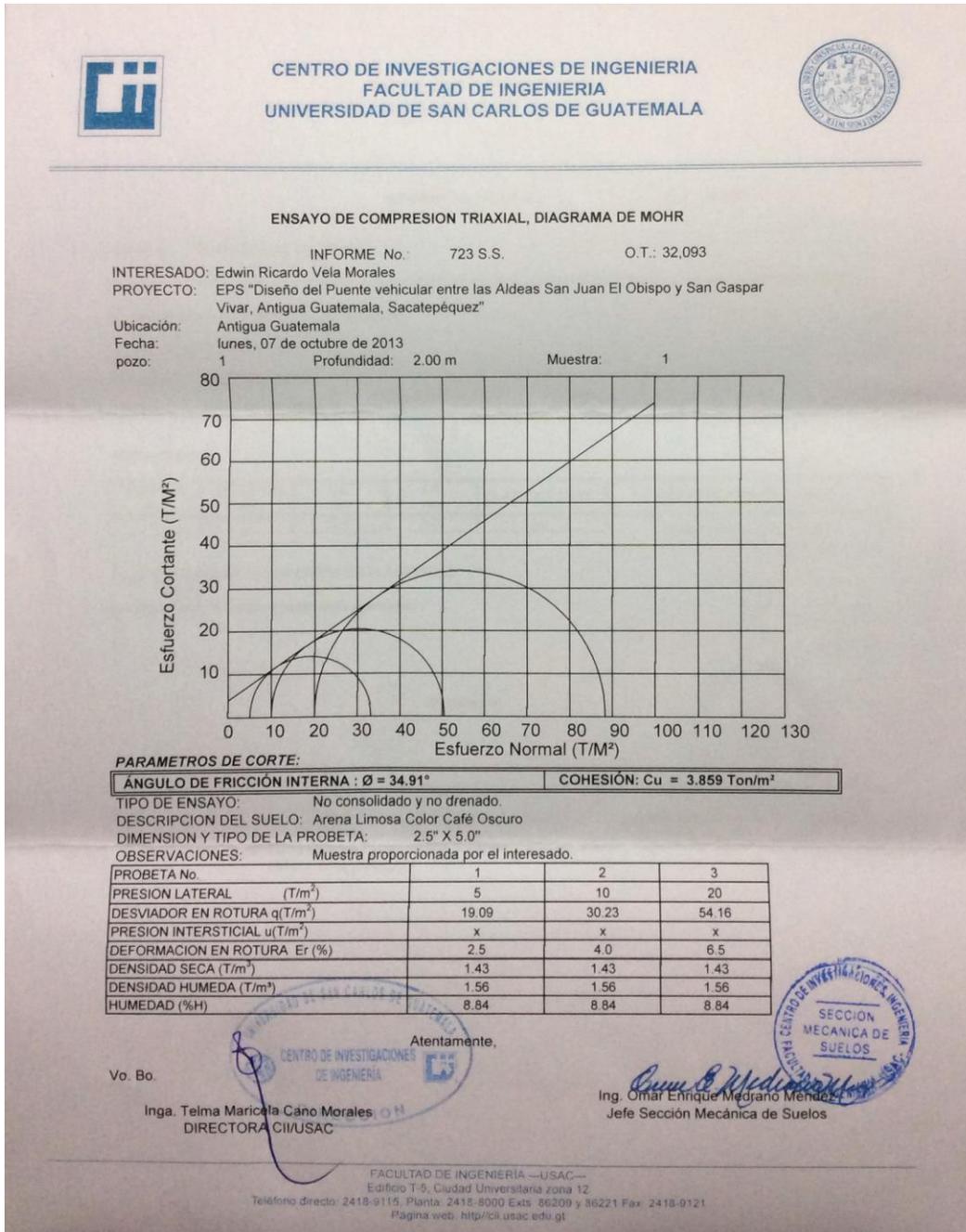


 Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

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
 Pagina web: http://ci.usac.edu.gt

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

Anexo 8. Informe de ensayo de compresión triaxial.



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

APÉNDICES

Apéndice 1. Presupuesto desglosado del sistema de agua potable

PRESUPUESTO DE COSTOS UNITARIOS MATERIALES Y MANO DE OBRA
--

PROYECTO:	AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN:	ANTIGUA GUATEMALA
MUNICIPIO:	ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ

LONGITUD LÍNEA DE CONDUCCION DE IMPULSIÓN:	1448 METROS
LONGITUD LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD:	661 METROS
CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	300 METROS CÚBICOS

RENLÓN No.01
TRAZO Y REPLANTEO TOPOGRÁFICO

1.1					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Equipo de topografía	1,00	global	Q800,00	Q800,00
2	GPS	1,00	unidad	Q75,00	Q75,00
3	Clavos de lámina	1,00	lb	Q9,00	Q9,00
4	Estacas de madera	30,00	unidad	Q1,00	Q30,00
TOTAL DE MATERIALES					Q914,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q1 826,00

COSTO DIRECTO	Q2 740,00
COSTO INDIRECTO	Q1 096,00
TOTAL DEL RENGLÓN	Q3 836,00
COSTO UNITARIO	1450 ml Q2,65 Q3 836,00

Continuación de apéndice 1.

REGLÓN No.02
EXCAVACIÓN DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

2.1					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Palas	8,00	unidad	Q45,00	Q360,00
2	Piochas	8,00	unidad	Q85,00	Q680,00
3	Asadones	5,00	unidad	Q70,00	Q350,00
4	Cubetas	5,00	unidad	Q35,00	Q175,00
5	Cintas métricas	5,00	unidad	Q40,00	Q200,00
TOTAL DE MATERIALES					Q1,765,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q59 760,00

COSTO DIRECTO				Q61 525,00
COSTO INDIRECTO				Q24 610,00
TOTAL DEL REGLÓN				Q86 135,00
COSTO UNITARIO	2109	ml	Q40,84	Q86 135,00

REGLÓN No.03
RELLENO Y COMPACTACIÓN DE LINEAS DE CONDUCCIÓN

3.1					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Palas	5,00	Unidad	Q45,00	Q225,00
2	Cubetas	5,00	Unidad	Q35,00	Q175,00
3	Compactadores	5,00	Unidad	Q105,00	Q525,00
TOTAL DE MATERIALES					Q925,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					27 888,00

COSTO DIRECTO				Q28 813,00
COSTO INDIRECTO				Q11 525,20
TOTAL DEL REGLÓN				Q40 338,20
COSTO UNITARIO	2109	ml	Q19,13	Q40 338,20

Continuación de apéndice 1.

RENLÓN No.04
COLOCACIÓN DE TUBERÍA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR IMPULSIÓN

4.1					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tubo PVC (8"x6 m) 160 PSI	240,00	unidad	Q2 582,00	Q619 680,00
2	Tubo PVC (2"x6 m) 160 PSI	1,00	unidad	Q196,00	Q196,00
3	Codos PVC (8") 90° 160 PSI	6,00	unidad	Q3 647,10	Q21 882,60
4	Codos PVC (8") 45° 160 PSI	7,00	unidad	Q4 041,50	Q28 290,50
5	Coplas	239,00	unidad	Q2 333,00	Q557 587,00
6	Válvula de aire 2"	1,00	unidad	Q617,00	Q617,00
7	Tee reducida	2,00	unidad	Q5 359,80	Q10 719,60
8	Reductor de 8" x 4"	1,00	unidad	Q2 853,10	Q2 853,10
9	Reductor de 3" x 2"	1,00	unidad	Q271,00	Q271,00
TOTAL DE MATERIALES					Q1 242 096,80
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q5 976,00

COSTO DIRECTO	Q1 248 072,80
COSTO INDIRECTO	Q499 229,12
TOTAL DEL RENLÓN	Q1 747 301,92
COSTO UNITARIO	1448 ml Q1 206,70 Q1 747 301,92

RENLÓN No.05
COLOCACIÓN DE TUBERÍA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

5.1					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tubo PVC (4"x6 m) 160 PSI	67,00	unidad	Q703,00	Q47 101,00
2	Codos PVC (4") 45° 160 PSI	2,00	unidad	Q697,60	Q1 395,20
3	Codos PVC (4") 90° 160 PSI	1,00	unidad	Q654,80	Q654,80
4	Coplas PVC (4")	66,00	unidad	Q630,40	Q41 606,40
5	Tubo PVC (3"x6 m) 160 PSI	44,00	unidad	Q426,00	Q18 744,00
7	Codos PVC (3") 45° 160 PSI	2,00	unidad	Q450,20	Q900,40

Continuación de apéndice 1.

8	Coplas PVC (3")	43,00	unidad	Q340,00	Q14 620,00
9	Reductor de 3" x 2"	1,00	unidad	Q271,00	Q271,00
TOTAL DE MATERIALES					Q125 292,80
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q1 992,00

COSTO DIRECTO				Q127 284,80
COSTO INDIRECTO				Q50 913,92
TOTAL DEL RENGLÓN				Q178 198,72
COSTO UNITARIO	661	ml	Q269,59	Q178 198,72

RENGLÓN No.06
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

6.1 EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL DEL TANQUE 821 m³					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Alquiler de retroexcavadora	33,00	horas	Q350,00	Q11 550,00
2	Combustible	264,00	galones	Q31,50	Q8 316,00
3	Camión de 7 m ³	117,00	viajes	Q60,00	Q7 020,00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q26 886,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 739,00

COSTO DIRECTO				Q29 625,00
COSTO INDIRECTO				Q11 850,00
TOTAL DEL RENGLÓN				Q41 475,00
COSTO UNITARIO	821	m³	Q50,52	Q41 475,00

Continuación de apéndice 1.

REGLÓN No.06
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

6.1 EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL DEL TANQUE 821 m³					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Alquiler de retroexcavadora	33,00	horas	Q350,00	Q11 550,00
2	Combustible	264,00	galones	Q31,50	Q8 316,00
3	Camión de 7 m ³	117,00	viajes	Q60,00	Q7 020,00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q26 886,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 739,00

COSTO DIRECTO	Q29 625,00
COSTO INDIRECTO	Q11 850,00
TOTAL DEL REGLÓN	Q41 475,00
COSTO UNITARIO	821 m³ Q50,52 Q41 475,00

6.2 TANQUE DE ALMACENAMIENTO					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Concreto 3000 PSI (baja permeabilidad.)	132,00	m ³	Q1 520,00	200 640,00
2	Piedra bola	255,00	m ³	Q15,00	Q3 825,00
3	Formaletas aluminio tanque	434,86	m ²	Q20,00	Q8 697,20
4	Andamios	4,00	unidad	Q60,00	Q240,00
6	Losa tradicional de concreto armado	150,00	m ²	Q715,93	Q107 389,50
7	Vigas de apoyo	75,00	ml	Q379,72	Q28 479,00
8	Válvula de compuerta 2"	2,00	unidad	Q235,00	Q470,00
9	Válvula de compuerta 3"	1,00	unidad	Q565,00	Q565,00
10	Válvula de compuerta 4"	2,00	unidad	Q1 027,00	Q2 054,00
11	Cajas de válvulas	3,00	unidad	Q350,00	Q1 050,00
TOTAL DE MATERIALES					Q353 409,70
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q33 864,00

Continuación de apéndice 1.

COSTO DIRECTO				Q387 273,70
COSTO INDIRECTO				Q154 909,48
TOTAL DEL RENGLÓN				Q542 183,18
COSTO UNITARIO	513	m³	Q1 056.89	Q542 183,18

COSTO TOTAL DEL PROYECTO

Q2 639 468,02

Apéndice 2. Presupuesto desglosado del puente

PRESUPUESTO DE COSTOS UNITARIOS MATERIALES Y MANO DE OBRA
--

PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE PUENTE
UBICACIÓN:	ALDEAS SAN JUAN EL OBISPO Y SAN GASPAR
MUNICIPIO:	ANTIGUA GUATEMALA, SACATEPÉQUEZ

LONGITUD:	22 METROS
ANCHO TOTAL:	8.10 METROS
CARRILES:	2

RENLÓN No.01
TRABAJOS PRELIMINARES

1.1 CHAPEO Y LIMPIEZA					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Machetes	3,00	unidad	Q28,00	Q84,00
2	Costales	6,00	unidad	Q3,00	Q18,00
3	Palas	4,00	unidad	Q45,00	Q180,00
4	Piochas	4,00	unidad	Q85,00	Q340,00
5	Asadones	4,00	unidad	Q70,00	Q280,00
5	Carretillas	4,00	unidad	Q285,00	Q1 140,00
6	Rastrillos	3,00	unidad	Q35,00	Q105,00
TOTAL DE MATERIALES					Q2 147,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 241,00

COSTO DIRECTO	Q4 388,00
COSTO INDIRECTO	Q1 755,20
TOTAL DEL RENGLÓN	Q6 143,20
COSTO UNITARIO	6490,00 m ² Q0,95 Q6 143,20

TRAZO Y REPLANTEO					
1.2 TOPOGRÁFICO					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Equipo de topografía	1,00	global	Q800,00	Q800,00
2	GPS	1,00	unidad	Q75,00	Q75,00
3	Clavos de lámina	1,00	lb	Q9,00	Q9,00
TOTAL DE MATERIALES					Q884,00

Continuación de apéndice 2.

TOTAL DE MANO DE OBRA	Q1 660,00
------------------------------	------------------

COSTO DIRECTO	Q2 544,00
COSTO INDIRECTO	Q1 017,60
TOTAL DEL RENGLÓN	Q3 561,60
COSTO UNITARIO	9,52 km² Q373,99 Q3 561,60

RENGLÓN No.02 CIMENTACIÓN

2.1 EXCAVACIÓN Y RELLENO ESTRUCTURAL					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Alquiler de retroexcavadora	12	horas	300,00	3 600,00
2	Combustible	100	galones	31,50	3 150,00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q6 750,00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 490,00

COSTO DIRECTO	Q9 240,00
COSTO INDIRECTO	Q3 696,00
TOTAL DEL RENGLÓN	Q12 936,00
COSTO UNITARIO	1600 m³ Q8,09 Q12 936,00

RENGLÓN No.03 ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA

3.1 ESTRIBOS Y ALETONES					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Concreto ciclópeo 3000 PSI	149	m ³	Q1 560,80	Q232 559,20
2	Piedra bola	301	m ³	Q20,00	Q6 020,00
3	Alquiler de formaletas de aluminio	405	m ²	Q25,00	Q10 125,00
4	Alquiler de andamios	4	unidad	Q70,00	Q280,00
5	Alquiler de trickets	4	unidad	Q10,00	Q40,00
TOTAL DE MATERIALES					Q249 024,20
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q4 482,00

Continuación de apéndice 2.

COSTO DIRECTO				Q253 506,20
COSTO INDIRECTO				Q101 402,48
TOTAL DEL RENGLÓN				Q354 908,68
COSTO UNITARIO	450	m³	Q788,69	Q354 908,68

RENGLÓN No.04
ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1 BARANDALES					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tubos de acero de galvanizado (6 m) 2"	15,00	unidad	Q338,98	Q5 084,70
2	Postes de concreto prefabricado	30,00	unidad	Q400,00	Q12 000,00
3	Coplas de acero galvanizado	12,00	unidad	Q28,00	Q336,00
4	Codos de 90° de acero galvanizado	8,00	unidad	Q49,00	Q392,00
TOTAL DE MATERIALES					Q17 812,70
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q4 482,00

COSTO DIRECTO				Q22 294,70
COSTO INDIRECTO				Q8 917,88
TOTAL DEL RENGLÓN				Q31 212,58
COSTO UNITARIO	44	ml	Q709,38	Q31 212,58

4.2 VIGAS PRINCIPALES					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Barras de acero G60 (6 m) No. 12	9,00	unidad	Q518,14	Q4 663,26
2	Barras de acero G60 (6 m) No. 11	37,00	unidad	Q432,63	Q16 007,31
3	Barras de acero G60 (6 m) No. 10	19,00	unidad	Q350,42	Q6 657,98
4	Barras de acero G60 (6 m) No. 9	99,00	unidad	Q237,28	Q23 490,72
5	Barras de acero G60 (6 m) No. 4	325,00	unidad	Q54,56	Q17 732,00
6	Alquiler de formaletas	212,00	m ²	Q25,00	Q5 300,00
7	Alambre de amarre	1 777,00	lb	Q15,00	Q26 655,00
8	Concreto 5000 PSI	40,00	m ³	Q1,605,80	Q64 232,00
TOTAL DE MATERIALES					Q164 738,27

Continuación de apéndice 2.

TOTAL DE MANO DE OBRA	Q24 651,00
------------------------------	-------------------

COSTO DIRECTO	189 389,27
COSTO INDIRECTO	75 755,71
TOTAL DEL RENGLÓN	265 144,98
COSTO UNITARIO	66 ml 4017,35 265 144,98

4.3 DIAFRAGMAS INTERIORES					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Barras de acero G60 (6 m) No.5	16,00	unidad	Q84,89	Q1 358,24
2	Barras de acero G60 (6 m) No.3	16,00	unidad	Q30,63	Q490,08
3	Barras de acero G60 (6 m) No.4	8,00	unidad	Q54,36	Q434,88
4	Alambre de amarre	56,00	lb	Q15,00	Q840,00
5	Alquiler de formaletas	18,00	m ²	Q25,00	Q450,00
6	Concreto 5000 PSI	2,20	m ³	Q1 605,80	Q3 532,76
TOTAL DE MATERIALES					Q7 105,96
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 241,00

COSTO DIRECTO	Q9 346,96
COSTO INDIRECTO	Q3 738,78
TOTAL DEL RENGLÓN	Q13 085,74
COSTO UNITARIO	10 ml Q1 308 57 Q13 085,74

4.4 DIAFRAGMAS EXTERIORES					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Barras de acero G60 (6 m) No.4	16,00	unidad	Q54,36	Q869,76
2	Barras de acero G60 (6 m) No.3	14,00	unidad	Q30,63	Q428,82
3	Barras de acero G60 (6 m) No.5	4,00	unidad	Q84,89	Q339,56
4	Alambre de amarre	50,00	lb	Q15,00	Q750,00
5	Alquiler de formaletas	17,00	m ²	Q25,00	Q425,00
6	Concreto 5000 PSI	1,55	m ³	Q1 605,80	Q2 488,99
TOTAL DE MATERIALES					Q5 302,13
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q2 241,00

Continuación de apéndice 2.

COSTO DIRECTO				Q7 543,13
COSTO INDIRECTO				Q3 017,25
TOTAL DEL RENGLÓN				Q10 560,38
COSTO UNITARIO	9,80	ml	Q1 077,59	Q10 560,38

4.5 CORTINAS + VIGAS DE APOYO					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Barras de acero G60 (6 m) No.5	24,00	unidad	Q84,89	Q2,037,36
2	Barras de acero G60 (6 m) No.6	8,00	unidad	Q122,26	Q978,08
3	Barras de acero G60 (6 m) No.3	116,00	unidad	Q30,63	Q3 553,08
4	Alambre de amarre	161,00	lb	Q15,00	Q2 415,00
5	Alquiler de formaletas	88,00	m ²	Q25,00	Q2 200,00
6	Concreto 5000 PSI	14,00	m ³	Q1 605,80	Q22 481,20
7	Platinas de apoyo en L (12"x8"x6")	12,00	unidad	Q600,00	Q7 200,00
8	Tornillos G5 acerados temp. (29"x1"D)	6,00	unidad	Q195,00	Q1 170,00
9	Tornillos G5 acerados temp. L (13"x1"D)	24,00	unidad	Q112,00	Q2 688,00
10	Topes sísmicos (0.30x0.30x1")	6,00	unidad	Q2 160,00	Q12 960,00
11	Apoyos elastómericos	6,00	unidad	Q2 641,00	Q15 846,00
TOTAL DE MATERIALES					Q73 528,72
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q4 482,00

COSTO DIRECTO				Q78 010,72
COSTO INDIRECTO				Q31 204,29
TOTAL DEL RENGLÓN				Q109 215,01
COSTO UNITARIO	18,00	ml	Q6,067.50	Q109 215,01

4.6 LOSA					
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Barras de acero G60 (6 m) No.5	594,00	unidad	Q84,89	Q50 424,66
2	Barras de acero G60 (6 m) No.4	238,00	unidad	Q54,36	Q12 937,68
3	Alambre de amarre	155,00	lb	Q15,00	Q23 370,00
4	Alquiler de formaletas	182,00	m ²	Q25,00	Q4 550,00
5	Concreto 5000 PSI	40,00	m ³	Q1 605,80	Q64 232,00

Continuación de apéndice 2.

TOTAL DE MATERIALES	Q155 514,34
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q33 615,00

COSTO DIRECTO				Q189 129,34
COSTO INDIRECTO				Q75 651,74
TOTAL DEL RENGLÓN				Q264 781,08
COSTO UNITARIO	192,16	m²	Q1 377,92	Q264 781,08

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 22 ml Q48 808,65 Q1 073 790,25

Apéndice 3. **Planos constructivos**

