



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y
DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE
DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL
MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE
QUETZALTENANGO**

Francis Noé Arriola Suárez

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, noviembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y
DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE
DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL
MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE
QUETZALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

FRANCIS NOÉ ARRIOLA SUÁREZ

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2009

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y
DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE
DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL
MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE
QUETZALTENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 26 de agosto de 2009.



Francis Noé Arriola Suárez

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 07 de octubre de 2009.
Ref.EPS.DOC.1423.10.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Francis Noé Arriola Suárez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200213059**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO”**.

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

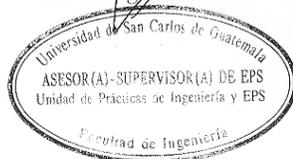
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todas”

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

c.c. Archivo
MAAO/ra



Edificio de E.P.S., Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Ciudad Universitaria zona 12, teléfono directo: 2442-3509

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 07 de octubre de 2009.
Ref.EPS.D.653.10.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

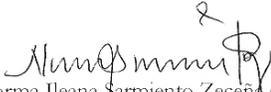
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Francis Noé Arriola Suárez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todas"


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

NISZ/ra



Edificio de E.P.S., Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Ciudad Universitaria zona 12, teléfono directo: 2442-3509

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
15 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Francis Noé Arriola Suárez, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
23 de octubre de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

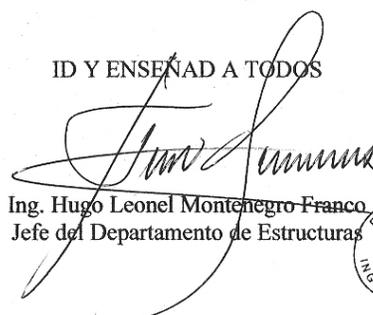
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Francis Noé Arriola Suárez, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

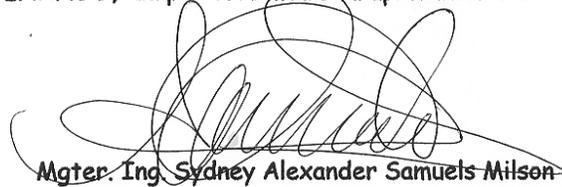

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Francis Noé Arriola Suárez, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECTOR
USAC

Guatemala, noviembre 2009.

/lga.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.504.2009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CURRUCHIQUE Y DISEÑO PARA LA REMODELACIÓN DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL SECTOR SAN JACINTO DEL MUNICIPIO DE SALCAJÁ, DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario **Francis Noé Arriola Suárez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, noviembre de 2009

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS:** Por darme la vida, sabiduría e inteligencia.
- MI PADRES:** Francisco Arriola y Cony Suárez de Arriola, por ser el apoyo incondicional en todas las decisiones que he tomado en mi vida, por su amor y comprensión.
- MIS HERMANOS:** Oliver y Paola del Rosario, por sus desvelos y sabios consejos, personas que me han alentado para superarme.
- MIS ABUELOS:** Francisco Castro (+), Dorotea Arriola (+), Guillermo Suárez (+), en especial a Hortensia Gordillo de Suárez (+), por sus sabios consejos y llevarme siempre por el camino del bien.
- MIS CUÑADOS
Y SOBRINOS:** Por su apoyo moral y consejos, en especial a mis sobrinos Oliver Josué, Noé Francisco y Danna Paola.
- MIS AMIGOS:** Luis, Walter, Miguel, Edgar, Antonio, Carlos, Selvin, Mariela, Evelyn, Juan Carlos, Henning, Lucely, Lucy, Diego, a la promoción 48, René, Héctor, Hernán, Ivan, por su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por haberme permitido alcanzar este triunfo, por estar conmigo y bendecirme siempre, por su bondad y misericordia.

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Por ser quien permitió mi formación profesional.

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Por los conocimientos científicos y técnicos adquiridos, y por darme la oportunidad de alcanzar un objetivo más en mi vida.

ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

Por su amistad, ayuda y colaboración para el desarrollo del presente trabajo de graduación.

MI FAMILIA

Por el gran apoyo que me brindaron siempre y guiarme al camino correcto.

LA MUNICIPALIDAD DE SALCAJÁ

A la corporación Municipal y empleados municipales, por haberme brindado su amistad durante la realización de mi EPS, en especial a la O.M.P.

AL ALCALDE MUNICIPAL

Anselmo Soto por haberme abierto las puertas para realizar el EPS en la Municipalidad de Salcajá.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía del municipio de Salcajá	1
1.1.1. Aspectos físicos	1
1.1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.1.2. División política	1
1.1.1.3. Clima	3
1.1.1.4. Hidrografía	4
1.1.1.5. Orografía	4
1.1.1.6. Producción agrícola	5
1.1.1.7. Población	5
1.1.2. Aspectos de infraestructura	6
1.1.2.1. Vías de acceso	6
1.1.2.2. Servicios públicos	7
1.1.2.3. Organización comunitaria	7
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1. Diseño del puente vehicular Curruchique	9
2.1.1. Aspectos generales sobre puentes	9
2.1.1.1. Generalidades	9

2.1.1.1.1. Elementos fundamentales	9
2.1.1.1.2. Construcción	10
2.1.1.2. Antecedentes para la construcción del puente	11
2.1.1.2.1. Estudio de factibilidad	11
2.1.1.2.2. Actividades de gabinete	12
2.1.1.2.3. Actividades de campo	14
2.1.1.2.4. Estudio de ingeniería	16
2.1.1.3. Localización del puente	16
2.1.1.3.1. Planos que se deben elaborar	18
2.1.1.4. Área de influencia del puente	19
2.1.1.4.1. Diagnóstico socioeconómico del área	20
2.1.1.5. Cuenca del río y mantenimiento	20
2.1.1.5.1. Cuenca	20
2.1.1.5.2. Cuenca hidrográfica	21
2.1.1.5.3. Patrones de drenaje	22
2.1.1.5.4. Mantenimiento de la cuenca del río	23
2.1.1.5.5. Gaviones	23
2.1.1.5.6. Dragado	24
2.1.2. Levantamiento topográfico	24
2.1.3. Estudio de suelos	25
2.1.4. Estudio hidrológico e hidráulico	27
2.1.4.1. Cálculo de caudales máximos	27
2.1.4.1.1. Método sección-pendiente	27
2.1.5. Descripción general de la alternativa propuesta	28
2.1.5.1. Datos iniciales	29
2.1.6. Diseño de la superestructura	29
2.1.6.1. Predimensionamiento	29
2.1.6.1.1. Espesor de la losa	29
2.1.6.1.2. Vigas principales	29

2.1.6.1.3. Diafragmas	30
2.1.6.1.3.1. Diafragmas externos	30
2.1.6.1.3.2. Diafragmas internos	30
2.1.6.1.4. Vástago (viga de apoyo)	30
2.1.6.2. Integración de cargas	31
2.1.6.2.1. Peso de la losa	31
2.1.6.2.2. Peso de diafragma exterior	31
2.1.6.2.3. Peso de diafragma interior	31
2.1.6.2.4. Peso de la viga principal	32
2.1.6.2.5. Peso de la cortina	32
2.1.6.2.6. Peso de la base del vástago	32
2.1.6.2.7. Peso del barandal	32
2.1.6.3. Análisis, diseño de la losa y barandal	32
2.1.6.4. Análisis y diseño de diafragmas	39
2.1.6.4.1. Diafragma externo	39
2.1.6.4.2. Diafragma interno	40
2.1.6.5. Análisis y diseño de las vigas principales	42
2.1.6.6. Análisis y diseño de las vigas de apoyo (vástago)	53
2.1.6.7. Análisis y diseño de la cortina	55
2.1.7. Diseño de la subestructura	60
2.1.7.1. Análisis y diseño de los estribos	60
2.1.7.2. Análisis y diseño de la pila	64
2.1.7.2.1. Diseño de viga de apoyo de la pila	67
2.1.7.2.2. Diseño de columnas de las pilas	69
2.1.7.2.3. Diseño de zapatas para pila	71
2.1.8. Obras de protección	80
2.1.8.1. Gaviones	80

2.2. Diseño para la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto	81
2.2.1. Descripción del sistema a utilizar	81
2.2.1.1. Alcantarillado sanitario	81
2.2.2. Levantamiento topográfico	81
2.2.2.1. Topografía	81
2.2.2.2. Planimetría y altimetría	82
2.2.3. Diseño hidráulico	85
2.2.3.1. Período de diseño	85
2.2.3.2. Cálculo de población futura	85
2.2.3.3. Dotación	85
2.2.3.4. Factor de retorno	86
2.2.3.5. Factor de flujo instantáneo.	86
2.2.3.6. Caudal sanitario	87
2.2.3.6.1. Caudal domiciliar	87
2.2.3.6.2. Caudal infiltración	87
2.2.3.6.3. Caudal conexiones ilícitas	88
2.2.3.6.3.1. Método racional	89
2.2.3.6.3.2. Intensidad de lluvia	90
2.2.3.6.3.3. Coeficiente de escorrentía	91
2.2.3.6.4. Factor de caudal medio	92
2.2.3.7. Caudal de diseño	93
2.2.3.8. Diseño de secciones y pendientes	93
2.2.3.9. Velocidad máxima y mínima	94
2.2.3.10. Cotas invert	94
2.2.3.11. Diámetro de la tubería	96
2.2.3.12. Pozos de visita	96
2.2.3.13. Conexiones domiciliarias	96
2.2.3.14. Profundidad de la tubería	97

2.2.3.15. Principios y relaciones hidráulicas	97
2.2.4. Diseño de la red de drenaje sanitario	98
2.2.5. Evaluación socio-económica	104
2.2.5.1. Tasa interna de retorno	104
2.2.5.2. Valor presente neto	105
3. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL INICIAL (EIA)	107
3.1. Amenazas potenciales	107
3.1.1. Suelo	107
3.1.2. Ruido	107
3.2. Tipos de vulnerabilidad de la población	108
3.3. Medidas de mitigación	108
3.3.1. Suelo	109
3.3.2. Hidrología e hidrogeología	109
3.3.3. Ruido	109
3.3.4. Calidad del aire	109
3.3.5. La flora y vegetación	110
3.3.6. Efectos potenciales sobre la población	110
CONCLUSIONES	111
RECOMENDACIONES	113
BIBLIOGRAFÍA	115
APÉNDICE	117

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del municipio de Salcajá, Quetzaltenango	2
2. Extracción de muestras de suelo de puente vehicular	26
3. Muestra de suelo de análisis de puente vehicular	27
4. Perfil de puente	33
5. Armado de losa de puente	38
6. Armado de losa y banquetta de puente	38
7. Armado de barandal	40
8. Armado de diafragma externo	40
9. Armado de diafragma interno	41
10. Área tributaria para vigas principales	42
11. Tipo de carga sometida para diseño del puente	43
12. Diagrama de corte y momento carga viva	44
13. Factor de distribución caso 1	45
14. Factor de distribución caso 2	46
15. Factor de distribución caso 3	47
16. Armado de viga principal	53
17. Diagrama presión del suelo	56
18. Armado de viga de apoyo (vástago)	59
19. Diagrama de carga última para estribos	60
20. Perfil de estribo y vástago	61
21. Diagrama de fuerzas sobre el estribo	62
22. Diagrama de fuerzas sobre pila	65
23. Diagrama de momentos sobre la pila	67
24. Armado de viga de apoyo de pila	69
25. Armado de columna de pila	71

26. Diagrama de fuerza y momento que actúan cimiento pila	72
27. Fuerza y momento que actúan sobre centro de gravedad CG	73
28. Diagrama de fuerza y momento sobre cimiento de pila	76
29. Planta de cimentación de pila	79
30. Armado de cimiento de pila	81

TABLAS

I. Intensidades de lluvia para algunas localidades	92
II. Coeficientes de escorrentía para algunas superficies	93
III. Resumen de relaciones hidráulicas	100
IV. Presupuesto puente vehicular Curruchique	119
V. Presupuesto drenaje San Jacinto	120
VI. Resultados estudio de suelos	121

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
A_g	Área gruesa de sección una transversal
A_s	Área de acero de refuerzo longitudinal
$A_{s,max}$	Área de acero de refuerzo longitudinal máxima
$A_{s,min}$	Área de acero de refuerzo longitudinal mínima
A_{st}	Área de acero de refuerzo por temperatura y agrietamiento
A_v	Área de la sección transversal de la varilla de acero
<i>Aaplicacion</i>	Área de aplicación
B	Base de zapata
b	Ancho
C_t	Carga total
C	Cohesión
CM	Carga muerta uniformemente distribuida
CU	Carga última de diseño
CV	Carga viva uniformemente distribuida
c	Coefficiente de escorrentilla e infiltración
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro cuadrado
D	Diámetro
D_f	Desplante de cimentación
d	Peralte

Símbolo	Significado
E	Presión del suelo
e	Excentricidad
F.S.	Factor de seguridad
FD	Factor de distribución
f'_c	Resistencia del concreto a los 28 días
f'_c	Resistencia del concreto ciclópeo a los 28 días
F_y	Fluencia del acero
H	Altura libre
h	Espesor
ha	Hectárea
I	Inercia
I	Factor de impacto
i	Intensidad de lluvia
Ka	Coefficiente de presión activa
Kp	Coefficiente de presión pasiva
kg	Kilogramo
L	Longitud de una superficie
LF	Factor longitudinal
lb	Libra
ℓ	Luz libre entre apoyos de viga
M_{max}	Momento máximo
M_-	Momento negativo
M_+	Momento positivo
M_u	Momento último
$M_{voladizo}$	Momento en voladizo
MAs_{min}	Momento área de acero mínimo

Símbolo	Significado
M_{cm}	Momento carga muerta
M_{cv}	Momento carga viva
m	Metro
m^2	Metro cuadrado
m^3	Metro cúbico
mm	Milímetro
P	Presión
PSI	Libra sobre pulgada cuadrada
$P \cdot P_{viga}$	Peso propio viga
$P \cdot P_{losa}$	Peso propio losa
$P \cdot P_{asfalto}$	Peso propio asfalto
$P \cdot P_{banqueta}$	Peso propio banqueta
P'	Peso de diafragma externo
P''	Peso de diafragma interno
Pa	Presión activa
Pp	Presión pasiva
Q	Caudal a sección llena
q	Caudal
q_{adm}	Capacidad de carga admisible del suelo
q_u	Capacidad de carga última del suelo
S	Fuerza de sismo
S	Espaciamiento
s	Segundo
ton	Tonelada
t	Peralte de zapata

Símbolo	Significado
V ó v	Velocidad
V_u	Corte último
V_{uconc}	Corte que resiste el concreto
WL	Carga lineal
W	Peso total de una estructura
W_{col}	Peso lineal de columna
W_{losa}	Peso lineal de losa
W_{viga}	Peso lineal de viga
W_{ext}	Peso de diafragma exterior
W_{int}	Peso de diafragma interior
$W_{cortina}$	Peso de la cortina
W_{base}	Peso de la base
$W_{barandal}$	Peso del barandal
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo o factor de reducción de diseño
ρ_b	Cuantía de falla balanceada
ρ_{max}	Cuantía máxima de acero
γ_c	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
%	Porcentaje
@	A razón de

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto.
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Aditivo	Complementos químicos para provocar comportamientos en el fraguado y curado de las mezclas de concreto.
Agregado	Un material duro de composición mineralógica como la arena, la grava, la escoria, o la roca triturada, usado para ser mezclado en diferentes tamaños.
Aproche	Viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Barra	Concepto en análisis estructural para referirse a columnas o vigas.
Cama	Se le denomina así, al arreglo de varillas longitudinales de acero en vigas, losas, placas y zapatas.

Carga lineal	Carga que actúa uniformemente a lo largo de un elemento estructural.
Carga de diseño	Carga última, que se utiliza en el diseño de los elementos estructurales de una edificación.
Carga muerta	Es la carga permanente que deberá soportar una estructura.
Carga viva	Es la carga no permanente sobre una estructura, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.
Concreto reforzado	Material compuesto de concreto y acero, a fin de elevar la resistencia de los elementos a tensión y otras fuerzas.
Confinamiento	Zona de aglomeración de acero a fin de dar resistencia a acciones de corte a los elementos estructurales.
Concreto ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla de cemento, arena, piedra y agua; y a diferencia del concreto reforzado los áridos son mucho más gruesos.

Corte	Es la excavación que se realiza en el terreno de conformidad con el trazo de la carretera o camino. Se realiza a media ladera o en trinchera.
Cota	Altura relativa de un punto espacial topográfico.
Cota invert	Cota o altura de la parte inferior interior del tubo ya instalado al nivel del terreno natural.
Cuantía	Proporción en porcentaje de área de acero en una sección de concreto armado.
Curado	Acción de proporcionar condiciones favorables de temperatura y humedad en el concreto fresco, a fin de alcanzar la resistencia de diseño.
Desplante	Profundidad de zapata medida desde la superficie del terreno hasta la parte baja de la zapata.
Diafragma	También llamada viga transversal; están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente; se apoyan en las vigas principales; cuando están en los extremos de un puente, se les llama vigas externas.

Dragado	En algunos casos, cuando el cauce del río ha acarreado mucho material y este se ha sedimentado cerca de la subestructura del puente, es necesario hacer dragados para que la corriente pase adecuadamente por debajo del mismo, evitando así golpear y dañar la estructura.
Estribo	Es cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura
Esbeltez	Relación entre el ancho y longitud de un elemento que resiste fuerzas a flexo-compresión.
Excentricidad	Es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez.
Gaviones	Se le llama gaviones a canastas fabricadas con alambre galvanizado, las cuales se llenan con piedra de canto rodado de regular tamaño y se amarran entre sí, para producir muros que a la vez de encauzar la cuenca del río, protegen contra las socavaciones laterales del mismo y protegen la subestructura del puente.
INFOM	Instituto Nacional de Fomento Municipal.

Integración de cargas	Acción de sumar todas las cargas involucradas en un diseño.
Junta	Separación entre partes adyacentes de una losa de concreto, usualmente en un plano vertical, que permite movimientos relativos y evitar formación de fisuras en las losas.
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos o entre estribo y pila o entre dos pilas.
Momento	Intensidad de fuerza de giro de un punto determinado.
Periodo de diseño	Tiempo durante el cual un sistema de drenaje, agua potable, o en general una obra de infraestructura prestará un servicio eficiente.
Pila	Apoyo central del puente construido de concreto.
Pilotes	Son las columnas esbeltas de madera, hierro o de concreto, que se hincan o clavan hasta una profundidad determinada para sustentar la subestructura.
Predimensionamiento	Término para dar dimensiones previas a los elementos estructurales.

Presión	Intensidad de fuerza normal o tangente a una superficie.
Puentes	Estructura mayores de 6 mts. construidos para salvar depresiones del terreno.
Subestructura	Parte de la estructura de un puente, constituida por los estribos, siendo éstos los apoyos extremos de la superestructura, que sirven para transmitir las cargas de ésta al suelo y para contener el relleno estructural o terraplén de la carretera.
Superestructura	Parte de la estructura de un puente, la cual permite el tránsito de vehículos transmitiendo las cargas a la subestructura.
Tirante	Distancia medida a partir de la superficie del agua hasta el fondo de una sección transversal hidráulica.
Viga principal	Es cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada, paralelamente a la línea central del puente; se asienta en los apoyos de la subestructura y recibe la carga de las losas.
Zapata	Es la base del estribo o pila, diseñado para distribuir el peso y la carga al suelo.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación presenta el diseño de un puente vehicular de tres luces de 16 metros cada uno, conformado por losa y vigas de concreto reforzado, apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo y de dos pilas, además de un diseño para la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto; ambos ubicados en el municipio de Salcajá, departamento de Quetzaltenango.

En el diseño de los puentes de concreto, se utilizó la carga HS-20 propuesta por la AASHTO y se siguieron las normas establecidas por la misma asociación y el ACI.

Con el diseño de las obras civiles propuestas, se pretende colaborar con el desarrollo del municipio y plantear soluciones que reúnan los requisitos técnicos de diseño y construcción en proyectos de este tipo y también impulsar la labor social que la Universidad puede realizar a través de los futuros profesionales.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto y el puente vehicular Curruchique del municipio de Salcajá, departamento de Quetzaltenango.

Específicos:

1. Garantizar una rápida y mejor comunicación entre las comunidades involucradas en cualquier época del año.
2. Buscar que la remodelación de la red de drenaje sanitario beneficie a la población y que garantice el mejoramiento del sector salud y la calidad de vida de la población.
3. Cubrir con la demanda actual y futura de la nueva red de drenaje sanitario
4. Contribuir en la modernización e impulso de la infraestructura del municipio.

INTRODUCCIÓN

El diseño del puente vehicular beneficiará a la población del sector Curruchique principalmente, y por ende a la población del sector centro de Salcajá que necesita trasladarse hacia ese y otros sectores aledaños al municipio. La elaboración del diseño del puente vehicular sobre el río Samalá; proporcionará una nueva opción para acceder a los sectores de Santa Rita, Curruchique y El Carmen; buscando liberar el tráfico que circula por el puente vehicular existente del centro de la ciudad; ya que la problemática de acceder hacia estos sectores se prolonga por largos lapsos de tiempo, con más dificultad cuando se presentan los días denominados como “día de mercado”; ya que el otro puente vehicular existente se ubica muy alejado del centro del municipio.

El puente facilitará el acceso desde la cabecera municipal hacia las comunidades y viceversa, esto beneficiará a la población tanto en economía y reducción de tiempo al momento de trasladarse de un lugar a otro.

El diseño de una red de drenaje sanitario trae un gran beneficio a cualquier población, ya que si se cuenta con un buen diseño se garantiza que la población pueda satisfacer sus necesidades básicas, promueve la salud, ya que de forma higiénica se permite el desalojo de desechos domésticos y comerciales que se produzcan en el lugar. La elaboración del diseño para la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto del municipio de Salcajá, brindará un beneficio directo a la población de Salcajá, ya que la actual red de drenaje sanitario fue hecha por el INFOM (Instituto de Fomento Municipal) en el año 1976, por lo que es necesario una remodelación de la actual red de drenaje sanitario para garantizar un buen funcionamiento y que el

mismo cumpla con la demanda actual de la población del sector San Jacinto del municipio de Salcajá.

El sector que se pretende beneficiar constituye un paso estratégico en el área de salud ya que se estará contribuyendo al mejoramiento de vida de los pobladores y del municipio de Salcajá.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Salcajá

1.1.1. Aspectos físicos

1.1.1.1. Ubicación y localización

El municipio de Salcajá se encuentra ubicado en el altiplano occidental del país, dista de la Cabecera Departamental a 9 kilómetros; de la ciudad capital a 191 kilómetros. Colinda al norte con el municipio de San Cristóbal Totonicapán; al este con San Cristóbal Totonicapán; al sur con Quetzaltenango y Cantel; al oeste con Quetzaltenango y San Andrés Xecul. La elevación del municipio en el parque central es de 2,3121.67 metros sobre el nivel del mar, con una latitud de 14°52'45" y una longitud de 91°27'30".

El municipio mide aproximadamente 12 kilómetros cuadrados, equivalente al 0.61% del territorio del departamento de Quetzaltenango, es el municipio con menor extensión territorial, su topografía es bastante quebrada.

1.1.1.2. División política

Según datos del Instituto Nacional de Estadística INE el municipio se constituía por dos aldeas, una villa y tres caseríos. La situación de la división política del municipio ha cambiado en la actualidad con relación al año de 1981; se ha modificado por el mismo crecimiento de la población y ha sido más notorio en la ampliación de áreas rurales que se acercan al centro del municipio. Dentro de la infraestructura en los que se refiere a la villa de anteriormente contaba con siete barrios, en la actualidad son catorce teniendo

un 100% de crecimiento.

Figura 1. Mapa del municipio de Salcajá, Quetzaltenango



Fuente: Municipalidad de Salcajá, O.M.P.

La organización política administrativa actual de la villa de Salcajá se divide así:

El casco de la población:

1. Barrio el Carmen
2. Barrio San Luis
3. Barrio la Cruz
4. Barrio el Calvario
5. Barrio el Cementerio
6. Barrio San Jacinto
7. Barrio Nuevo
8. Barrio Curruchique
9. Colonia Nueva
10. Aldea Santa Rita
11. Paraje las Flores
12. Caserío El Tigre
13. Cantón Marroquín I
14. Cantón Marroquín II
15. Sector de San Antonio la Raya

Salcajá cuenta con tres cerros a su alrededor los cuales son:

- A. Cerro la Victoria.
- B. Cerro de la Cruz
- C. Cerrito del Carmen

1.1.1.3. Clima

Salcajá por estar situado a una altura de 2,321.67 metros sobre el nivel del mar, cuenta con un clima frío; con una temperatura máxima promedio anual de 21.9° centígrados y una mínima promedio anual de 7.3° centígrados. Las

estaciones de invierno y verano se hacen presentes de mayo a octubre la primera y de noviembre a abril la segunda. La humedad oscila entre 6 y 100% durante el año y el régimen de lluvia tiene un promedio de 131 días al año en los meses de invierno. Por tener clima frío en el municipio, se recoge una cosecha al año, se siembra en el mes de marzo y se cosecha en los meses de noviembre y diciembre.

1.1.1.4. Hidrografía

El mayor recurso hidrológico del municipio lo constituía el río Samalá, que divide en dos partes: a la cabecera municipal y el Cancujá; y por su caudal eran aprovechados por los pobladores en el riego de sus siembras en épocas secas y para el uso de lavado doméstico. En la actualidad el caudal del río Samalá ha decrecido, originado por la deforestación y pérdida de la flora y fauna existentes en la cuenca del río y que en su recorrido los pobladores cada día lo utilizan más para las distintas actividades agrícolas y domésticas. Además cuenta con los riachuelos La Muñeca, Curruchique y los Zopilotes.

1.1.1.5. Orografía

El municipio de Salcajá está delimitado por macizos montañosos. Al Este se encuentran, la cumbre de Alaska (3,100 m.s.n.m.), cerro de Oro (2,720 m.s.n.m.), y la montaña de Juchanep (2,900 m.s.n.m.); al Norte Rancho de Teja (2,600 m.s.n.m.); al Oeste, las montañas de San Francisco la Unión; y al Sur, la Rosas y el cerro Quiac.

1.1.1.6. Producción Agrícola

Dentro de la producción agrícola del municipio en el año de 1994 los cultivos principales eran maíz, trigo, haba, frijol y chilacayote; debido a la poca asistencia teórica y financiera estos cultivos fueron perdiendo auge en la economía, por lo que al año 2001 algunos de estos productos son principalmente para el autoconsumo familiar.

Según información que se maneja actualmente, los productos agrícolas que juegan un papel importante en la economía del municipio son: maíz, trigo, repollo, melocotón y manzana, contribuyen al desarrollo del flujo comercial en otros mercados.

Además de que los conocimientos y técnicas que se aplican a este tipo de actividad son escasos o inexistentes, lo que claramente indica que utilizan un nivel tecnológico tradicional; no utilizan métodos de preservación de suelos, la utilización de agroquímicos es mínima, no cuentan con una sistema de riego con tecnología, ya que utilizan la lluvia; no se cuenta con asistencia técnica, la semilla que se utiliza criolla y fina; por la cantidad de tierra que cultivan y la poca o inexistente rentabilidad de los cultivos, no tienen acceso al crédito o fuentes de financiamiento.

1.1.1.7. Población

Población total:

La población total promedio al año 2007 se estima en 17,000 habitantes; con una tasa de crecimiento poblacional, según el Instituto Nacional de Estadística INE para el municipio de Salcajá de 2.58%

La distribución de habitantes por sectores de la población del municipio de Salcajá es la siguiente:

Zona 1	2,210 Hab.
Barrio Nuevo	478 Hab.
Casa Blanca	500 Hab.
Zona 2	3,000 Hab.
Zona 3	2,794 Hab.
Zona 4	2,793 Hab.
Curruchique	800 Hab.
Baños de San Juan	175 Hab.
Marroquín	2,040 Hab.
Santa Rita	1,870 Hab.
Tigre	<u>340 Hab.</u>
	17000 Hab.

1.1.2. Aspectos de infraestructura

1.1.2.1. Vías de acceso

La principal vía de acceso es la ruta departamental que dista 195 kilómetros de la ciudad de Guatemala oeste-noroeste de la cabecera. Además, con la carretera (asfaltada) Interamericana CA-1 en el entronque frente a la cabecera San Cristóbal Totonicapán, rumbo sur 5 kilómetros a la cabecera de Salcajá por la RN-1, también asfaltada, rumbo suroeste 9 kilómetros al parque frente a la Municipalidad de la ciudad de Quetzaltenango. Por la ruta 1, de la ciudad de Totonicapán al entronque frente a San Cristóbal Totonicapán 12 kilómetros. También se cuentan con caminos, laderas y veredas que unen a sus poblados, propiedades rurales entre sí y municipios vecinos.

1.1.2.2. Servicios públicos

Las actividades de servicios del municipio son proporcionadas por entidades municipales y privadas.

1.1.2.2.1. Agua potable:

Actualmente se cuenta con tres sistemas de agua entubada, dos antiguos y una reciente que prestan el servicio de dotación del vital líquido a la comunidad, el servicio domiciliario de agua, beneficia al 99% de la población en el área urbana y rural. El 1% del total de la población se abastece por medio de pozos y agua entubada que proviene de manantiales sin tratamiento.

1.1.2.2.2. Energía eléctrica:

Hasta el año de 1994 la empresa Hidroeléctrica del Estado INDE era la encargada de la distribución del fluido eléctrico

1.1.2.3. Organización comunitaria:

Instituciones estatales; entre las cuales: Municipalidad, Juzgado de Primera Instancia Civil, Asociación Pro Bienestar de la Familia –APROFAM-. Además Cooperativa Salcajá R.L. y Cooperativa Artesanal R.L.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del puente vehicular Curruchique

2.1.1. Aspectos generales sobre puentes

2.1.1.1. Generalidades

El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construido sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera. Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura y la subestructura. Cada tramo de la superestructura consta de un tablero o piso, una a varias armaduras de apoyo y de las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos. Las armaduras trabajarán a flexión (vigas), tracción (cables), flexión y compresión (arcos y armaduras), etc. La cimentación parte de la subestructura, es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación. Las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, etc. Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y de formas de diversas.

2.1.1.1.1. Elementos Fundamentales

Los puentes se dividen en dos partes principales: la superestructura, o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la

subestructura, formada por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos. Los estribos van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él; a veces son reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su derredor. Las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos; los cimientos están formados por las rocas, terreno a pilotes que soportan el peso de estribos y pilas, los tramos más cortos que conducen al puente propiamente dicho se llaman de acceso.

2.1.1.1.2. Construcción

En el proyecto de un puente, el problema fundamental que se plantea es saber cómo va a ser, es decir qué tipo de estructura va a tener, qué material se va a utilizar, cuáles van a ser sus luces, etc. Pero éste viene condicionado por diferentes factores; el primero de ellos es conocer su comportamiento resistente, es saber cómo va a ser su estructura. Pero además de saber como va a ser el puente, es necesario saber cómo se va a hacer, es decir, el procedimiento a seguir para llevar a buen fin su construcción. Este conocer cómo se va a hacer, va adquiriendo cada vez más importancia, a medida que crece la luz del puente, llegando a ser casi decisivo en las grandes luces. Actualmente los puentes de luces mayores que se construyen son los colgantes y atirantados, entre otras razones porque sus procedimientos de construcción son más fáciles de llevar a cabo y requieren menos medios que los de otras estructuras.

Dadas las posibilidades tecnológicas actuales, la construcción de un puente, salvo los muy pequeños, se deberá dividir en partes; este fraccionamiento será tanto mayor cuanto mayor sea la luz del puente, aunque en ello intervienen otros factores que pueden corregir este planteamiento básico. El puente se deberá construir por adición de partes sucesivas, de forma que en cada etapa

de construcción se crea una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la construcción de la fase siguiente; o bien, se puede utilizar una estructura auxiliar que resista las diferentes partes hasta que la estructura esté acabada; se resista a sí misma y entonces se puede retirar la estructura auxiliar. El proceso de construcción adecuado será el que necesite los mínimos medios de fabricación y montaje, o los mínimos materiales adicionales para poder resolver la construcción, es decir, para conseguir que las estructuras parciales se soporten a sí mismas y soporten la fase siguiente. Este planteamiento se vera corregido por otros factores que intervienen en el proceso, pero será siempre un factor determinante a la hora de elegir la solución de un puente, y su influencia será cada vez mayor según crece su luz.

2.1.1.2. Antecedentes para la construcción de puentes

Antes de realizar el diseño final de un puente se deben de llevar a cabo varias actividades de las cuales dependerán la correcta ejecución, operación y mantenimiento del proyecto; que al mismo tiempo cumpla con las expectativas y necesidades de la población beneficiada; que facilite su ejecución, operación y mantenimiento. Las actividades previas son las siguientes:

- Estudio de factibilidad.
- Actividades de gabinete.
- Actividades de campo.
- Estudio de ingeniería

2.1.1.2.1. Estudio de factibilidad

El estudio del proyecto pretende contestar la interrogante de sí es o no conveniente realizar la inversión. Esta recomendación sólo será posible si se

dispone de todos los elementos de juicio necesarios para tomar la decisión.

Tiene por objeto proveer información para cuantificar el monto de las inversiones y los costos pertinentes a esta área.

Técnicamente pueden existir diversos procesos de ejecución opcionales cuya jerarquización puede diferir de lo que pudiera realizarse en función de su grado de beneficio a costo no elevado y que cumpla con su función de ser.

Por lo general se estima que deben aplicar los procedimientos y tecnologías más modernas para que la solución pueda ser óptima técnicamente pero no serlo financieramente.

En términos generales; cinco son los estudios que deben realizarse para la evaluación del proyecto; ellos son:

- Factibilidad comercial
- Factibilidad técnica.
- Factibilidad legal
- Factibilidad organizacional.
- Factibilidad económica y financiera.

2.1.1.2.2. Actividades de gabinete:

Entre las actividades de gabinete se contemplan las siguientes:

1. Se debe de hacer un estudio bastante profundo sobre el historial de la población, esto mediante la revisión de documentos estadísticos existentes, que nos puedan dar, un conocimiento más amplio sobre costumbres, situación económica y número de habitantes (habitantes mayores, niños y número de familias), tasa de crecimiento poblacional, mortandad y otros factores de interés.

2. Se debe de hacer un sondeo territorial de la población o poblaciones que serán beneficiada en la construcción del proyecto (puente). Al definir ya el área de influencia se debe de hacer un estudio de cómo incide social, económica, cultural y educativamente.
3. Para determinar la superación socioeconómica de la población se debe de hacer un estudio en el cual se pueda diagnosticar la producción presente y proyectar hacia el futuro, con el objetivo de garantizar la factibilidad del proyecto.
4. Diseñar la metodología para poder realizar los estudios de mercado y financiero, la cual puede ser por medio de encuestas escritas, entrevistas y/o investigaciones.
5. Obteniendo todos los datos de campo se deben de clasificar y organizar e interpretar los resultados obtenidos en dicho trabajo para poder diagnosticar la factibilidad del proyecto. Dicho análisis debe de presentarse en función del área de influencia del puente describiendo con detalle la situación socioeconómica de la población.
6. Teniendo los datos poblacionales de desarrollo en general y las necesidades primordiales, así como el área de influencia, ubicación y localización, para la construcción del puente se determina la alternativa más viable para poder analizar y diseñar cada una de las partes estructurales que conformará el puente.
7. Elaborar un estudio de impacto ambiental en el cual se analizarán los beneficios y efectos negativos que el proyecto pueda tener sobre el área

de influencia. Sí el beneficio es mayor que el daño entonces podemos ejecutar el proyecto caso contrario debemos de mitigar los efectos negativos y maximizar los beneficios.

8. Teniendo ya analizado el diagnóstico socioeconómico de la población, el análisis y diseño estructural del puente y el impacto ambiental del proyecto sobre el área de influencia se debe de redactar y presentar el informe final del proyecto.

2.1.1.2.3. Actividades de campo

Las actividades de campo que deben realizarse se enumeran a continuación:

1. El primer paso a realizar es una visita a la comunidad y hablar con los líderes comunitarios, para tener una idea del nivel socioeconómico.
2. Se debe organizar una reunión con la comunidad, tratar de definir el problema, para posteriormente en forma participativa dar soluciones.
3. Realizar una visita al área donde se ejecutara el proyecto, realizando para ello un examen de aspectos técnicos.
4. Investigar sobre los posibles bancos de materiales, que podremos usar al estar ejecutando el proyecto.
5. Levantamiento topográfico especial el cual debe levantarse 100 metros río arriba y 100 metro abajo, también debe realizarse por lo menos 40 metros a cada lado del eje del río.

6. Si el proyecto es grande se debe realizar un estudio de suelo para determinar el valor soporte, si no por lo menos realizar perforaciones para determinar el perfil estratigráfico; esto en los lugares donde se pretenden colocar los cimientos de la subestructura.
7. Medición aproximada de la cuenca de influencia del proyecto, así como del obstáculo a librar.
8. Reconocimiento del área de influencia, determinando el impacto ambiental que produciría la ejecución del proyecto determinando su viabilidad.
9. Estudio de resistencia de cada uno de los materiales a utilizar, para cumplir con las resistencia a especificar en el diseño.

2.1.1.2.4. Estudio de ingeniería

Los aspectos relacionados con la ingeniería de proyecto son probablemente las que tienen mayor incidencia sobre la magnitud de los costos e inversiones que deberán efectuarse si se implementa el proyecto. De aquí la importancia de estudiar con especial énfasis la valorización económica de todas las distintas técnicas del proyecto.

El objetivo debe ser exponer las bases principales de origen técnico que proveen la información económica al diseñador del proyecto, así como la propuesta de formas de recopilación y sistematización de la información relevante de inversiones y costos que puedan extraerse del estudio técnico.

El estudio de ingeniería del proyecto debe determinar la función de la

operación óptima para la utilización eficiente y eficaz de los recursos disponibles para la ejecución del proyecto; para ello deberán analizarse las distintas alternativas y condiciones en que pueden combinarse los diversos factores en que se va a incurrir la ejecución del proyecto; identificando a través de la cuantificación y proyección en el tiempo de los montos de inversiones de capital. Los costos y los ingresos de operación asociados a cada una de las alternativas de ejecución. El cálculo de los costos de operación de monto de obra, insumos diversos, reparaciones, mantenimiento y otros, se obtendrá directamente del estudio de proceso productivo seleccionado.

2.1.1.3. Localización del puente

La localización de un puente se determina en base a la topografía del lugar, en combinación con el alineamiento del camino u otras estructuras del mismo. De modo que es conveniente efectuar las siguientes investigaciones:

1. Topográfica, geológica y meteorológica.
2. Estructuras existentes alrededor, así como drenajes u otras estructuras subterráneas.
3. Ríos, canales, corrientes, caminos o vías férreas que serán salvados por el puente.
4. Accesibilidad al sitio y disponibilidad de facilidad de construcción.

Para la subestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

1. Tipos y magnitud de cargas.
2. Características topográficas y geológicas del sitio.
3. Infraestructura adyacente o subterránea.
4. Espacio disponible.
5. Accesibilidad al sitio.

6. Obras de protección.

Para la superestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

1. Longitud total y alineamiento del puente.
2. Planta, elevación y anchura.
3. Condiciones del claro a salvar.
4. Accesibilidad al sitio.

Es importante además hacer una inspección ocular del lugar donde se piensa ubicar el puente con el objetivo de localizar el mejor lugar posible. En el sitio escogido deberá investigarse lo siguiente:

1. Buscar el lugar menos socavable.
2. Elegir el lugar más estrecho del río.
3. Obtener información de los vecinos respecto a la profundidad del nivel freático.
4. Evaluar obras similares en los alrededores.
5. Determinar la necesidad de obras de protección.
6. Determinar el comportamiento de los apoyos.

Algunos otros elementos fundamentales sobre la decisión en la localización de un puente lo constituyen:

1. Topografía: Deben abarcar aproximadamente 100 metros, aguas abajo y arriba de la estructura; además se deben determinar los niveles de crecientes máximas y todos los detalles posibles del lugar tales como carreteras, cercos, caminos, casa, etc.
2. Cota de cimentación: La cota de cimentación se obtiene después de efectuar un análisis del subsuelo, mediante perforaciones en el lugar

donde se pretende localizar la subestructura.

3. Valor soporte del suelo: El valor soporte del suelo es de mucha importancia, pues es el valor de presión máxima que se debe alcanzar cuando se diseña el cimiento.

Para ubicar la estructura se toman en cuenta ciertos criterios tales que:

1. Los taludes del terraplén no caigan dentro de la creciente, evitando así posibles socavaciones.
2. El estribo debe prolongarse por medio de gaviones o muros que extiendan la longitud de las alas y eviten el socavamiento.

Esto se puede determinar ubicando el pie de talud en el plano topográfico, que consiste en un procedimiento muy sencillo.

1. Determinar por medio de las curvas de nivel si es corte o relleno el tipo de movimiento de tierras.
2. Determinar la pendiente del terraplén, dependiendo del tipo de carreteras que existan o se vaya a diseñar.

2.1.1.3.1. Planos que se deben elaborar

1. Localización y ubicación del puente: Planos de localización son los planos que indican en forma geográfica general los lugares y calles cercanas al puente. Planos de ubicación son los planos en los que se indica más específicamente la ubicación del puente, ya que aquí se indica, el lugar específico de su ubicación, la calle en donde se encuentra, la cuadra, etc.
2. Plantas y perfiles de la topografía especial.

3. Planta y elevación de la excavación y cimentación de la subestructura.
4. Planta y perfil del cauce del río u obstáculo a salvar.
5. Aproche o terraplén (suelo compactado) de entrada y salida del puente.
6. Excavación, mejoramiento y dragado del cauce del río.
7. Detalles de la subestructura, como estribos de entrada y salida, pilas de apoyo, vástagos, cortinas, etc.
8. Detalles de la superestructura, como vigas, losas, aceras, diafragmas o rigidizantes, juntas o apoyos (deslizantes y articulados), barandales, pasamanos, obras de protección, etc.
9. Presupuestos
 - a. Volumen o cantidad y costo de trabajo.
 - b. Volumen o cantidad, costo de mano de obra y materiales
10. Cantidad unitaria, características de maquinaria, equipo y herramienta.
11. Especificaciones técnicas.
12. Programas de ejecución: Hay que realizar un cronograma del avance físico y económico del proyecto.
13. Plan de administración y mantenimiento de la obra: Recomendaciones acerca de lo que se requiere chequear.
14. Memoria de cálculo
15. Indicadores de diseño y de carga empleados para el cálculo.

2.1.1.4. Área de influencia del puente

Para analizar el área de influencia se deberá examinar entre otros los siguientes aspectos como mínimo:

- Planteamiento del problema a resolver
- Antecedentes
- Objetivos específicos
- Objetivos generales

- Diagnóstico socioeconómico del área de influencia.

2.1.1.4.1. Diagnóstico socioeconómico del área de influencia

- Ubicación y localización, características físicas, zonificación y sus límites tanto geográficos como político-administrativos.
- Población actual a beneficiar, con sus proyecciones al periodo de diseño y sus características más importantes.
- Diagnóstico (resultado del estudio sobre la cobertura de servicios locales en el área específica del puente).
- Costo actual de la cobertura de todos los servicios sin contar con el puente.
- Reunión de los documentos que acrediten y aseguren la propiedad de las fracciones de terreno en donde se vayan a localizar los elementos del puente así como los derechos de paso o derechos de vía. Lo que se necesita son los documentos que indiquen la voluntad de ceder, usufructuar o vender los terrenos en donde se vaya a localizar el puente.

2.1.1.5. Cuenca del río y su mantenimiento

2.1.1.5.1. Cuenca:

Una cuenca es un área de la superficie terrestre drenada por un único sistema fluvial; sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino

también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, cada vez en mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

El estudio de las cuencas permite también mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos gracias a que es posible medir la entrada, acumulación y salida de sus aguas y planificar y gestionar su aprovechamiento analíticamente. Asimismo, se ha comprobado que las investigaciones a pequeña escala no son eficaces; si resuelven un problema concreto, suelen generar otros que afectan a un sector diferente del sistema hidrográfico. Por lo tanto, se considera que la administración integrada de las cuencas es el mejor método para el desarrollo de los recursos hidrológicos y la regulación de los ríos.

2.1.1.5.2. Cuencas hidrográficas:

Las cuencas reciben agua en forma de precipitaciones como parte del ciclo del agua (ciclo hidrológico). Algunas precipitaciones regresan a la atmósfera una vez que han sido captadas por la vegetación y se han evaporado en la superficie de las hojas y ramas. La mayor parte se pierde por la evaporación que tiene lugar en el suelo y por la transpiración de las plantas. En los climas áridos y semiáridos es habitual que todas las precipitaciones se consuman de esta forma; la escorrentía sólo ocurre en ocasiones, después de fuertes tormentas. La escorrentía depende, además de la tasa de evaporación, de la pendiente del terreno, de la naturaleza de las rocas y de la presencia o ausencia de manto vegetal. Cuando las precipitaciones superan a la pérdida debida a la evaporación y transpiración, el excedente de agua sigue su curso en el sistema de drenaje y corre sobre la superficie del terreno. Sin embargo, su avance no es uniforme; es posible que las aguas se acumulen en lagos, suelos o como parte de las aguas subterráneas durante largos periodos antes de fluir

finalmente como escorrentía hasta alcanzar el canal de la cuenca.

Las aguas que se infiltran y alcanzan la zona de aguas subterráneas permanentemente saturada (agua freática), por debajo del nivel freático, actúan como caudal basal de los ríos de la cuenca; las aguas de la zona parcialmente saturada (agua vadosa) fluyen; por acción de la gravedad, por el suelo y por las áreas situadas por encima del nivel freático. Las aguas que no logran filtrarse en el suelo discurren por la superficie. La proporción de escorrentía que sigue estos diferentes caminos depende de diversos aspectos, algunos de los cuales son propiedades permanentes de la cuenca (su geología, estructura y relieve), mientras que otros factores pueden variar con el tiempo o como consecuencia de las actividades del hombre (clima, suelos, vegetación), y en función de la meteorología reciente de la cuenca (condiciones antecedentes). El drenaje del subsuelo, facilitado por el agua vadosa y por las aguas subterráneas, se produce más lentamente que el drenaje ocasionado por las aguas superficiales, un aspecto significativo a la hora de considerar el caudal basal del sistema fluvial junto con los aportes de las precipitaciones.

Los antecedentes son de gran importancia a la hora de determinar la cantidad de escorrentía superficial. Cuando el suelo está saturado, el agua de lluvia no puede infiltrarse, el agua fluye sobre la superficie y desagua rápidamente en la red de canales. Después de una serie de tormentas consecutivas o de un periodo de precipitaciones prolongado, el área del suelo saturado se expande, con lo que se incrementa el caudal superficial. Esta situación ocasiona el vertido rápido de un gran volumen de agua en el sistema de canales, cuya capacidad puede quedar rebasada y provocar así una inundación.

2.1.1.5.3. Patrones de drenaje:

Cuando la escorrentía se concentra, la superficie terrestre se erosiona creando un canal. Los canales de drenaje forman una red que recoge las aguas

de toda la cuenca y las vierte en un único río que se haya en la desembocadura de la cuenca. El clima y el relieve del suelo influyen en el patrón de la red, pero la estructura geológica subyacente suele ser el factor más relevante. Los patrones hidrográficos están tan íntimamente relacionados con la geología que son muy utilizados en geofísica para identificar fallas e interpretar estructuras. La clasificación de los principales patrones incluye las siguientes redes: dendríticas (en forma de árbol), enrejadas, paralelas, rectangulares, radiales y anulares.

2.1.1.5.4. Mantenimiento de la cuenca del río:

Sabiendo el tamaño de la cuenca y la influencia que tiene el ser humano sobre la misma, debe de tomarse medidas bien diseñadas para evitar que en un acontecimiento extraordinario pueda convertirse en una gran amenaza para el puente, ya que a causa de la tala inmoderada de árboles pueden ocasionarse deslaves sobre el río y este arrastre materiales (troncos de árboles y rocas) que puedan dañar la estructura del puente. Para evitar esto, o minimizar las amenazas a la cuenca se le debe de dar un mantenimiento continuo, sobre todo previo a la entrada del invierno.

2.1.1.5.5. Gaviones:

Son canastas fabricadas con alambre galvanizado las cuales se llenan con roca de preferencia de canto rodado ya que no tienen aristas filosas que corten el alambre, estas rocas deben ser de tamaño regular aproximadamente entre 2" a 12" luego de llenar las canastas se empiezan a ampliar y amarrar entre sí, para fabricar muros que sirven para encausar la cuenca del río y evitar las socavaciones laterales. La altura de la canasta debe ser tres veces la base:

$$h=3*b.$$

2.1.1.5.6. Dragados:

Son excavaciones controladas de material, que se llevan a cabo cuando el cauce del río ha acarreado mucho material o sedimentos cerca de la subestructura del puente y por ello es necesario extraerlas para que la corriente pase adecuadamente debajo del puente sin golpear ni dañar las estructuras. También es necesario hacer dragados cuando se desea cambiar o desviar temporalmente el cauce del río.

2.1.2. Levantamiento topográfico

En el diseño de puentes, uno de los elementos básicos a tomar en cuenta es la topografía, porque esta proporciona la información necesaria para determinar la geometría que dicho puente ha de llevar.

Se realizó un levantamiento topográfico de primer orden y se utilizó el método de conservación de azimut. El equipo que se utilizó para tal efecto fue el siguiente:

- 1 Teodolito marca Sokkia modelo DT610
- 1 Nivel de mano
- 1 Cinta métrica de 50 m.
- 1 Estadal de 4 m.
- 1 Juego de estacas
- 2 Plomadas

Con la información obtenida del levantamiento topográfico se dibujaron los planos correspondientes, que se encuentran en el apéndice al final de este trabajo; siendo estos:

- Plano de localización
- Plano de curvas de nivel

- Plano de secciones transversales
- Plano de armado de superestructura
- Plano de armado subestructura

2.1.3. Estudio de suelos

La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre la cual será colocada la subestructura de un puente es de gran importancia, ya que el suelo es el que soportará la totalidad de la carga que transmitirá la superestructura; razón por la cual es necesario tener un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo. Para obtener información apegada a la realidad y a las necesidades constructivas en la subestructura de un puente, es necesario profundizar en el estrato hasta llegar a determinar la profundidad en que se encuentra el suelo más firme y sólido. Cuando no es posible el realizar estudios de suelos, es recomendable observar el tipo de suelo que existe en el lugar y proponer valores de soporte que más se ajusten a las características del mismo. Se realizó el respectivo estudio de suelos realizando dos perforaciones localizadas en las riveras opuestas del río Samalá; buscando a distintas profundidades el valor soporte del suelo óptimo de la siguiente forma:

- Se contó con la ayuda de una retroexcavadora proporcionada por la municipalidad de Salcajá; la cual fue la encargada de realizar las perforaciones a distintas profundidades a ($h_1=2.00m$ $h_2=3.50m$ y $h_3=5.00m$); extraídas las distintas muestras fueron llevadas al laboratorio para ser analizadas.

Figura 2. Extracción de muestras de suelo de puente vehicular



- El reporte del laboratorio de las dos perforaciones se detallan en el apéndice de este trabajo, donde se busco densidad, esfuerzo de corte y nominal, ángulo de fricción interna, cohesión; los cuales servirán para determinar la capacidad soporte del suelo. Por medio del análisis de Terzagui.
- Se determinó un valor soporte del suelo de $67,500\text{kg/m}^2$ en el área Nor-Oeste y de $24,500\text{kg/m}^2$ en el lado opuesto siendo estos valores importantes para el diseño de la subestructura, ya que con ellos diseñaremos.

Figura 3. Muestra de suelo de análisis de puente vehicular



2.1.4. Estudio hidrológico e hidráulico

2.1.4.1. Cálculo de caudales máximos

El conocimiento de los caudales máximos que salvará un puente es de suma importancia, ya que éste juntamente con el levantamiento topográfico se determina la geometría final que tendrá la estructura. Para determinar caudales máximos de diseño, se aplicó el método sección pendiente.

2.1.4.1.1. Método sección-pendiente

Para la utilización de este método de cálculo de caudales, es necesario el conocimiento de la sección transversal y la altura extrema a la que ha llegado el agua en las crecidas máximas. Para conocer la altura máxima a la que ha llegado el agua se recurre a los siguientes procedimientos:

- Verificar las señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Por medio de archivos o crónicas locales si las hubieran

Ya obtenida la información necesaria, se procede a calcular el área “A” que abarca la sección transversal máxima y utilizar la ecuación de continuidad $Q = V * A$ para determinar el caudal máximo. La velocidad de la corriente se determina aplicando la ecuación de Manning:

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

En donde:

V = Velocidad en m/s

R = Radio hidráulico = área/perímetro mojado

S = Pendiente del terreno donde pasa la corriente

η = Coeficiente de rugosidad de Manning

La pendiente del terreno, se obtuvo midiendo la distancia a la cual la pendiente cambiaba, utilizando para el efecto el teodolito, una cinta métrica y estacas. La pendiente se determinó en los puntos más cercanos en donde se construirá el puente. Llevando a cabo el procedimiento descrito, se obtuvo la siguiente pendiente de 1.56%

Para la determinación de la altura máxima de la corriente, se preguntó a los habitantes de los lugares cercanos al lugar del cruce y se determinó la altura máxima de 1.85 m, arriba del nivel normal del río en época seca.

Para este caso, la altura será de 4.00 metros sobre el nivel del espejo para asegurar que no se vea afectada la estructura en crecidas críticas.

2.1.5. Descripción general de la alternativa propuesta

La solución propuesta, consiste en el diseño de un puente vehicular de dos vía formado con secciones de vigas rectangulares y losa de concreto reforzado. Las vigas estarán separadas por una distancia de 1.25 metros. El barandal estará conformado por miembros longitudinales de tubo HG y miembros verticales de concreto. La estructura de apoyo estará comprendida por una viga de concreto reforzado en forma de "L" llamado vástago que transmitirá las cargas al muro de concreto ciclópeo. El puente se diseñará en tres claros de 16m cada uno por lo que; luz de diseño = luz total – espesor apoyo (mínimo) = 16 - 0.40 = 15.60m. Tipo de carga para diseño: HS-20, utilizando T3-S2-R4 (Semirremolque con dos ejes + carretón de 4 ejes)

2.1.5.1. Datos iniciales:

Luz a cubrir: 48 metros

Peso volumétrico del suelo: γ_s : 1300 kg/m³

Valor soporte del suelo: V_s : 24500 kg/m²

Peso volumétrico del concreto: γ_c : 2400 kg/m³

Peso volumétrico del asfalto: W_{AS} : 2100 kg/m³

Esfuerzo máximo del concreto: f_c : 281 kg/cm²

Esfuerzo máximo del acero: F_y : 4200 kg/cm²

Dos pistas de 3.60m c/u (total 7.2 m)

Dos aceras de 1.00m c/u (total 2.0 m)

2.1.6. Diseño de la superestructura

2.1.6.1. Predimensionamiento

2.1.6.1.1. Espesor de la losa (t):

Según la AASHTO el espesor mínimo para losas de un puente es de 6" (0.15m). Por el desgaste y poco mantenimiento se diseñará con un espesor de $0.20m = t$.

2.1.6.1.2. Vigas principales:

Cálculo del peralte:

$$h = \text{luz de diseño}/16$$

$$h = 16m/16$$

$h = 1.00m$, se tomará $h = 1.50 m$, para que sea simplemente reforzada la viga

Cálculo de la base:

$$B_{min} = h/3.5$$

$$B = 1.50m/3.5 = 0.45 m$$

$B = 0.75 m$, para que sea simplemente reforzada la viga

2.1.6.1.3. Diafragmas

2.1.6.1.3.1. Diafragmas externos:

Cálculo de peralte:

$$H_{ext} = \left(\frac{1}{2}\right) (\text{Peralte viga principal})$$

$$H_{ext} = 0.5 * 1.50m = 0.75 m$$

Cálculo de base:

$$B_{ext} = \text{base mínima según AASHTO} = 0.30 m$$

2.1.6.1.3.2. Diafragmas internos:

Cálculo de peralte:

$$H_{int} = \left(\frac{3}{4}\right) \times (\text{Peralte viga principal})$$

$$H_{int} = 0.75 \times 1.50m = 1.125m = 1.25 m$$

Cálculo de la base:

$$B_{int} = 0.30 m \text{ base mínima, usar } B = 0.50m$$

2.1.6.1.4. Vástago (viga de apoyo)

Cálculo de la cortina:

Espesor mínimo= 0.30m y la altura es igual al peralte viga principal.

$Tca = 0.50 \text{ m}$ asumido para que sea simplemente reforzada

$$Hca = 1.50 \text{ m}$$

Cálculo de la base del vástago:

Viga de apoyo no menor a 0.40m

$Bva = (\text{Espesor cortina} + \text{ancho de apoyo})$

$$Bva = 0.50\text{m} + 0.75\text{m} = 1.25\text{m}$$

$$Hva = 0.50 \text{ m}$$

2.1.6.2. Integración de cargas

Peso de la losa:

$$W_{LOSA} = t \times b \times \gamma_{CONC}$$

$$W_{LOSA} = \left(0.20\text{m} \times 1.00\text{m} \times \frac{2400\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W_{LOSA} = 480 \text{ kg/m}$$

Peso del diafragma exterior:

$$W_{DEXT} = B_{DEXT} \times H_{DEXT} \times \gamma_{CONC} =$$

$$W_{DEXT} = \left(0.30\text{m} \times 0.75\text{m} \times \frac{2400\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W_{DEXT} = 540 \text{ kg/m}$$

Peso del diafragma interior:

$$W_{DINT} = B_{DINT} \times H_{DINT} \times \gamma_{CONC} =$$

$$W_{DINT} = \left(0.50\text{m} \times 1.25\text{m} \times \frac{2400\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W_{DINT} = 1500 \text{ kg/m}$$

Peso de la viga principal:

$$W_{VIGA P} = B_{VIGA P} \times H_{VIGA P} \times \gamma_{CONC} =$$

$$W_{VIGA P} = \left(0.75m \times 1.50m \times \frac{2400kg}{m^3}\right)$$

$$W_{VIGA P} = 2700 \text{ kg/m}$$

Peso de la cortina:

$$W_{CORTINA} = t_{CA} \times B_{CA} \times \gamma_{CONC} =$$

$$W_{CORTINA} = \left(0.50m \times 1.50m \times \frac{2400kg}{m^3}\right)$$

$$W_{CORTINA} = 1800 \text{ kg/m}$$

Peso de la base del vástago:

$$W_{BASE} = B_{VA} \times H_{VA} \times \gamma_{CONC} =$$

$$W_{BASE} = \left(0.50m \times 1.25m \times \frac{2400kg}{m^3}\right)$$

$$W_{BASE} = 1500 \text{ kg/m}$$

Peso del barandal:

$$W_{BARANDAL} = 40 \text{ kg/m}$$

El peso del barandal ya es estandarizado por las empresas que lo comercializan

2.1.6.3. Análisis, diseño de la losa y barandal

Datos:

$$W_{LOSA} + W_{AS} = \frac{480kg}{m} + \left(B_{ASF} \times t_{ASF} \times \gamma_{ASF} = 1m \times 0.05m \times \frac{2100kg}{m^3} = \frac{105kg}{m}\right)$$

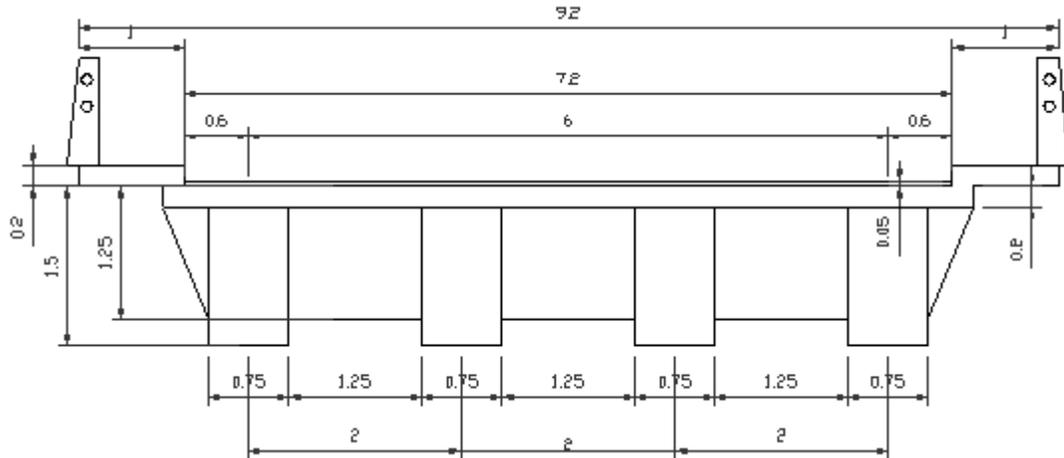
$$W_{LOSA} + W_{AS} = 585 \text{ kg/m}$$

Luz libre entre vigas S= 1.25m

Longitud del voladizo L= 1.225m

$$W_{BARANDAL} = 40 \text{ kg/m}$$

Figura 4. Perfil de Puente



Momentos en la losa

$$M_{VOLADIZO} = \frac{WL^2}{2} + W_{BARANAL} \times L \text{ (voladizo)}$$

$$M_{VOLADIZO} = \frac{585 \frac{kg}{m} \times (1.225m)^2}{2} + 40 \frac{kg}{m} \times 1.225m$$

$$M_{VOLADIZO} = 487.93 \text{ kg} - m$$

Momentos de la losa:

$$M_{01} = \frac{WS^2}{9}, \quad M_{01} = \frac{585 \frac{kg}{m} \times (1.25m)^2}{9}$$

$$M_{01} = 101.56 \text{ kg} - m$$

$$M_{02} = \frac{WS^2}{10}, \quad M_{02} = \frac{585 \frac{kg}{m} \times (1.25m)^2}{10}$$

$$M_{02} = 91.40 \text{ kg} - m$$

Debido a que el momento del voladizo no es igual al momento de la losa, entonces se procede a balancear momentos, pero como el momento del voladizo es mayor entonces solamente se hace una igualación de momentos ya que siempre predomina el del voladizo.

Cálculo del momento máximo por carga viva:

Datos:

Luz libre entre vigas $S = 1.25\text{m} = 4.10\text{pie}$

Carga aplicada por un eje $2P = 16.80\text{ ton} = 37037.3\text{ lb}$

$$M_{CV} = \frac{0.80 \times (S + 2) \times P}{32}$$
$$M_{CV} = \frac{0.80 \times (4.10\text{pie} + 2\text{pie}) \times 37037.3\text{ lb}}{32}$$

$$M_{CV} = 5648.18\text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_{CV} = 654\text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del factor de impacto (I)

Datos:

Luz libre entre apoyos $S = 4.10\text{pie}$

$$I = \frac{50}{S + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{4.10\text{pie} + 125} = 0.39 \gg \text{usar } 0.30$$

Según las especificaciones de la AASHTO $I \leq 0.30$ por lo tanto se tomará $I = 0.30$

Cálculo del momento último (Mu)

Datos:

$$M_{CM} = 487.93\text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{CV} = 654.0\text{ kg} - \text{m}$$

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

$$M_U = 1.3 \times \left(487.93 \text{kg} - m + \left(\frac{5}{3} \right) \times 654 \text{kg} - m \times 1.30 \right)$$

$$M_U = 2476.34 \text{ kg} - m$$

Cálculo del refuerzo de la losa

Datos:

Diámetro de la varilla #4=1.27cm

Base unitaria de diseño=100cm

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

$Fy=4200 \text{ kg/cm}^2$

$Mu=2476.34 \text{ kg-m}$

Cálculo del peralte efectivo:

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset\#4}{2} \right)$$

$$d = \left(20 \text{cm} - 2.5 \text{cm} - \frac{1.27 \text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo transversal

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{Fy} \right) \times b \times d$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{kg/cm}^2} \right) \times 100 \text{cm} \times 16.87 \text{cm}$$

$$A_{s_{min}} = 5.74 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento soportado por el Asmín

$$M A_{s_{min}} = 0.90 \times A_{s_{min}} \times Fy \times \left(d - \frac{A_{s_{min}} \times Fy}{1.70 \times f'c \times b} \right)$$

$$M A_{s_{min}} = 0.90 \times 5.74 \text{cm}^2 \times 4200 \text{kg/cm}^2$$

$$\times \left(16.87 \text{cm} - \frac{5.74 \text{cm}^2 \times 4200 \text{kg/cm}^2}{1.70 \times 281 \text{kg/cm}^2 \times 100 \text{cm}} \right)$$

$$MAs_{\min} = 3551.01 \text{ kg} - m$$

Como el momento soportado por el acero mínimo es mayor al momento último, entonces cumple únicamente con As_{\min} .

Distribución del acero:

$$\frac{Av * L}{As_{\min}} = \frac{1.27 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{5.74 \text{ cm}^2} = 22 \text{ cm} \gg \#4@0.20 \text{ m}$$

Cálculo del refuerzo longitudinal

Factor longitudinal (LF)

$$LF = \frac{2.20}{\sqrt{S}} \leq 0.67 = \frac{2.20}{\sqrt{4.90 \text{ pie}}}$$

$$LF = 0.99 \gg \text{usar } 0.67$$

Según la AASHTO si $LF \leq 0.67$ ya no se refuerza por temperatura

Cálculo del acero longitudinal

$$As_{\text{long}} = 0.67 \times As_{\text{transv}}$$

$$As_{\text{long}} = 0.67 \times 5.74 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{long}} = 3.85 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: $\frac{Av * L}{As_{\min}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{3.85 \text{ cm}^2} = 18.44 \text{ cm} \gg \#3@0.15 \text{ m}$

Cálculo del refuerzo por temperatura (A_{temp})

$$A_{\text{temp}} = 0.002 \times b \times t$$

$$A_{\text{temp}} = 0.002 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{temp}} = 4 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero:

$$\frac{Av * L}{As_{\min}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}^2} = 17.75 \text{ cm} \gg \#3@0.15 \text{ m}$$

Chequeo de la cuantía de acero

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{5.74 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 16.87 \text{ cm}} = \rho = 0.003$$

Cuantía balanceada

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \frac{f'_c}{F_y} \times \beta \times \frac{6300}{6300 + F_y}$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \left(\frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 0.85 \left(\frac{6300}{6300 + \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} \right) = \rho_{bal} = 0.029$$

Debido a que $\rho < \rho_{bal} \gg$ entonces la losa fallará por fluencia. Ok

Figura 5. Armado de losa

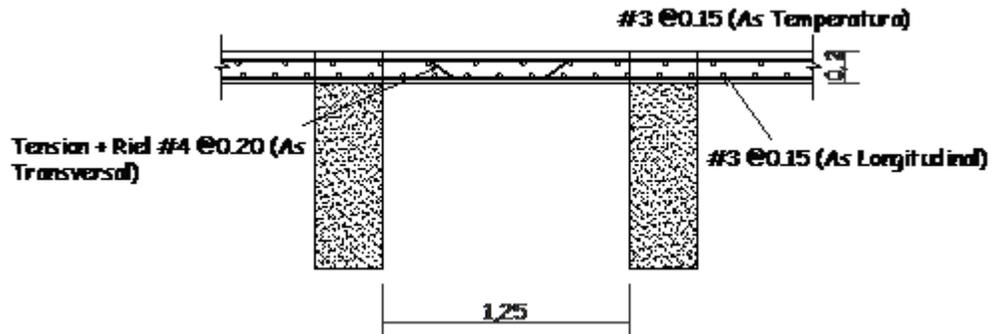
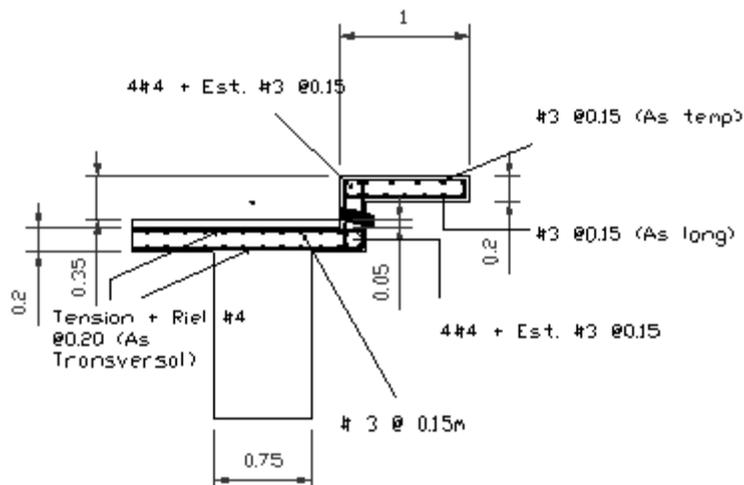


Figura 6. Armado de losa y banqueta

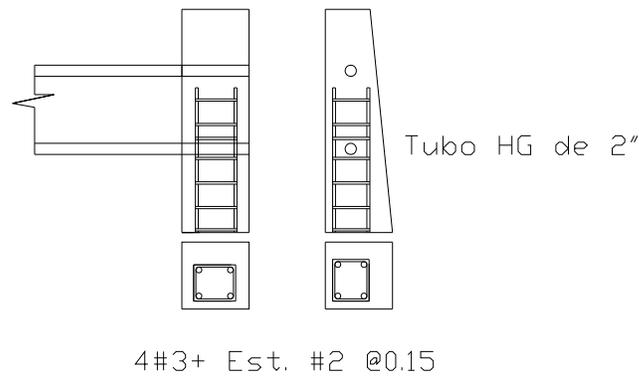


Diseño del barandal:

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times b \times d$$
$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 20 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v * L}{A_{s_{min}}} = \frac{0.31 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{1.70 \text{ cm}^2} = 18 \text{ cm} \gg \#2 @ 0.15 \text{ m}$$

Figura 7. Armado de barandal



2.1.6.4. Análisis y diseño de diafragmas

2.1.6.4.1. Diseño de diafragmas externos

Datos

H=0.75m

B=0.30m

Diámetro de la varilla #5=1.59cm. Área de la varilla #5=1.98cm²

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset\#5}{2} \right)$$

$$d = \left(75\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1.59\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 69.21 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo $A_{s\text{mín}}$

Los diafragmas son reforzados únicamente con acero mínimo y un refuerzo extra el cual dependerá de la altura del diafragma.

$$A_{s\text{mín}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 30\text{cm} \times 69.21\text{cm}$$

$$A_{s\text{mín}} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 2#7 = 7.76 cm² en cada extremo

Cálculo de acero extra $A_{s\text{extra}}$

$$A_{s\text{extra}} = \left(\frac{5.30\text{cm}^2}{m} \right) \times H$$

$$A_{s\text{extra}} = \left(\frac{5.30\text{cm}^2}{m} \right) \times 0.75m$$

$$A_{s\text{extra}} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 2#6 = 5.70 cm²

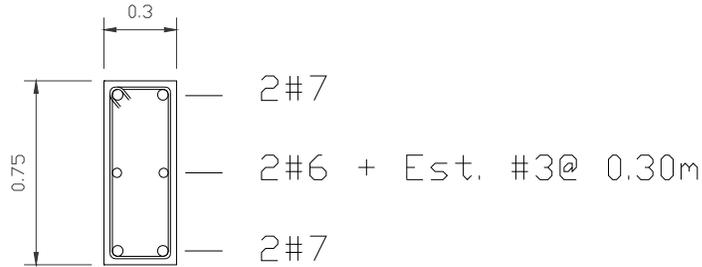
Cálculo del refuerzo por cortante (estribos)

Según la AASHTO:

$$d = 69.21 \text{ cm}$$

$$d/2 = 34.61 \text{ cm} \gg \#3@0.30\text{m}$$

Figura 8. Armado de diafragma externo



2.1.6.4.2. Diseño de diafragmas internos

Datos:

H=1.25 m

B=0.50m

Diámetro de la varilla #6=1.90cm

Área de la varilla #6=2.85cm²

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\phi\#6}{2} \right)$$

$$d = \left(125\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1.90\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 119.05 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo Asmín

Los diafragmas son reforzados únicamente con acero mínimo y un refuerzo extra el cual dependerá de la altura del diafragma.

$$A_{s_{\text{mín}}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 50 \text{ cm} \times 119.05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 20.27 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 4#8 = 20.27 cm²

Cálculo de acero extra A_{extra}

$$A_{s_{\text{extra}}} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{\text{m}} \right) \times H$$

$$A_{s_{\text{extra}}} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{\text{m}} \right) \times 1.25 \text{ m}$$

$$A_{s_{\text{extra}}} = 6.63 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 2#7 = 7.75 cm²

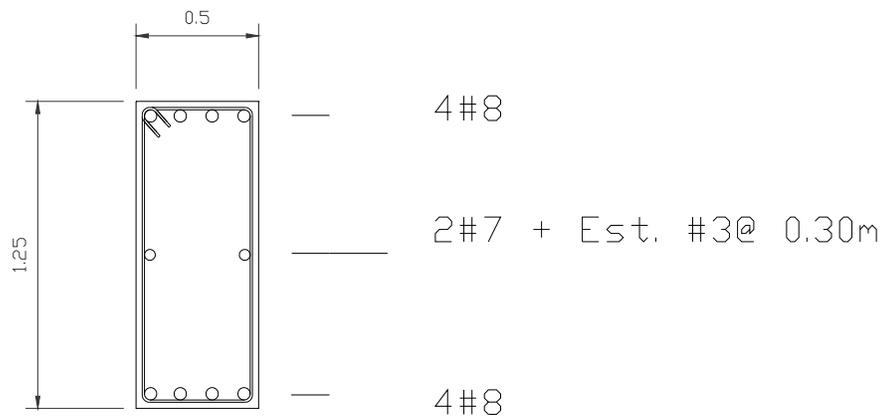
Cálculo del refuerzo por cortante (estribos)

Según la AASHTO:

$$d = 119.05 \text{ cm}$$

$$d/2 = 59.52 \text{ cm} \gg \#3@0.30 \text{ m recomendado}$$

Figura 9. Armado de diafragma interno



2.1.6.5. Análisis y diseño de las vigas principales

Como se sabe las vigas más críticas son las internas por lo que se hará el análisis para estas vigas.

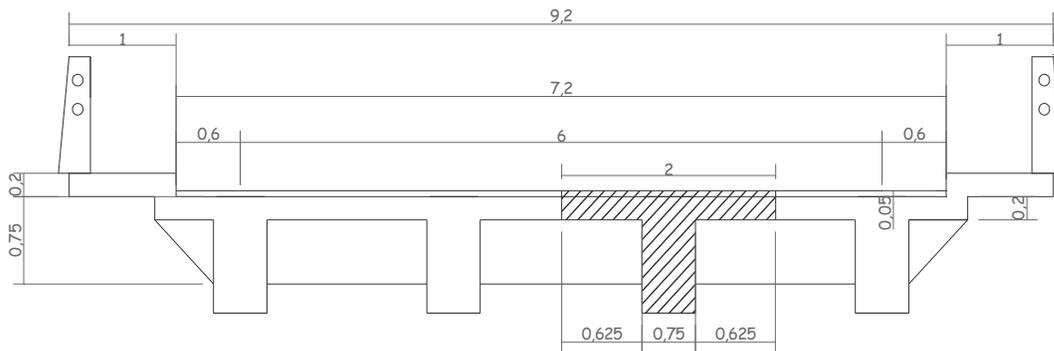
Los diafragmas se usan generalmente al centro y en los tercios de luz, cuando se tiene una superestructura mayor a 40m; para nuestro caso utilizaremos una en el centro de cada claro y una en cada extremos de cada claro haciendo un total de 6 diafragmas exteriores y 3 diafragmas interiores.

Integración de cargas:

La franja de área tributaria es igual a 2.00m

$$W_{total} = P.P_{viga} + P.P_{losa} + P.P_{asfalto} + P.P_{banqueta} + P.P_{barandal}$$

Figura 10. Área tributaria para vigas principales



Cálculo de W

$$P.P_{viga} = B \times H \times \gamma_{conc} = 0,75m \times 1,5m \times 2400kg/m^3 = 2700 kg/m$$

$$P.P_{losa} = luz\ libre \times espesor \times \gamma_{conc} = 0,625 \times 2 \times 0,20 \times 2400kg/m^3 = 600kg/m$$

$$P.P_{asfalto} = base\ unitaria \times t_{asfalto} \times \gamma_{asfalto} = 2,00m \times 0,05m \times 2100kg/m^3 = 210 kg/m$$

$$P.P_{banqueta} = b \times t \times \gamma_{conc} = 1.00m \times 0.20m \times 2400kg/m^3 = 480kg/m$$

$$P.P_{barandal} = 40 kg/m$$

$$W_{total} = 2700kg/m + 600kg/m + 210kg/m + 480kg/m + 40kg/m = \mathbf{4030 kg/m}$$

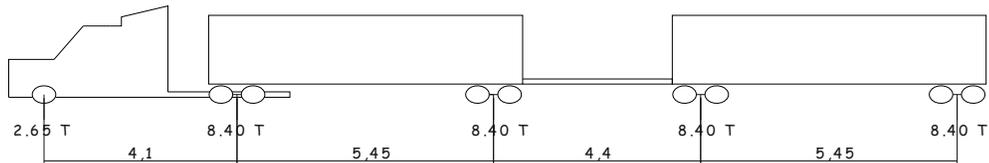
$$P' = (H - t_{losa}) \times B \times (\text{ancho tributario}) \times \gamma_{conc}$$

$$P' = (0.75m - 0.20m) \times 0.30m \times 1.25m \times 2400kg/m^3 = \mathbf{495 kg}$$

$$P'' = (H - t_{losa}) \times B \times (\text{ancho tributario}) \times \gamma_{conc}$$

$$P'' = (1.25m - 0.20m) \times 0.50m \times 1.25m \times 2400 kg/m^3 = \mathbf{1575 kg}$$

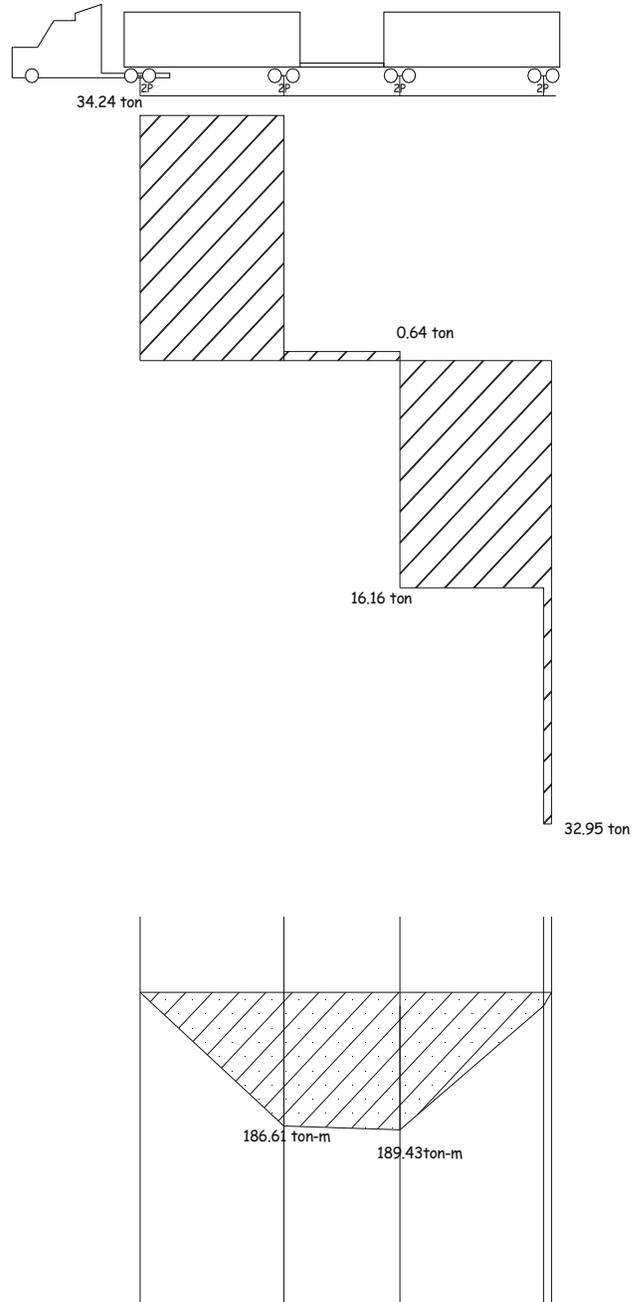
Figura 11. Tipo de carga para diseño



Análisis de carga producidas por carga viva

En bitácora se determinó el caso más crítico que puede afectar la carga de T3-S2-R4 (Semirremolque con dos ejes + carretón de 4 ejes); siendo el siguiente:

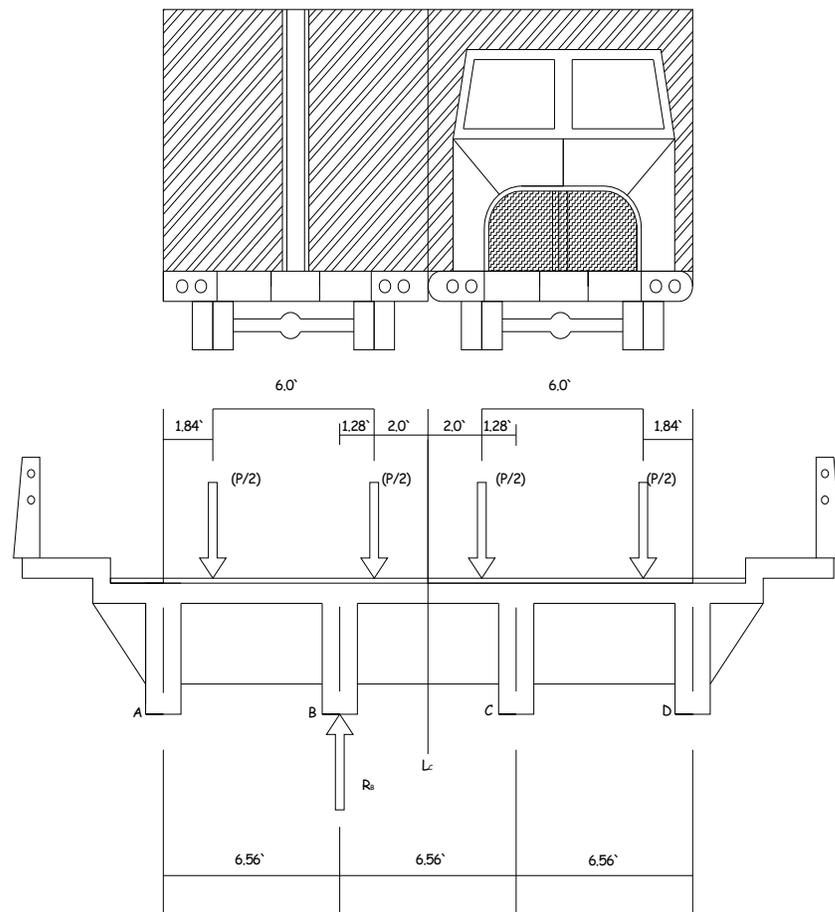
Figura 12. Diagrama de corte y momento carga viva:



Cálculo del factor de distribución (FD)

Este se determinará a través de la posición de las cargas en sentido transversal, tomando el caso más crítico, a continuación se muestran algunos casos para determinar el más crítico.

Figura 13. Factor de distribución caso 1



$$\sum Ma = 0$$

$$1.84\text{pies} \left(\frac{P}{2}\right) = Rb(6.56\text{pies})$$

$$Rb = 0.28 \left(\frac{P}{2}\right)$$

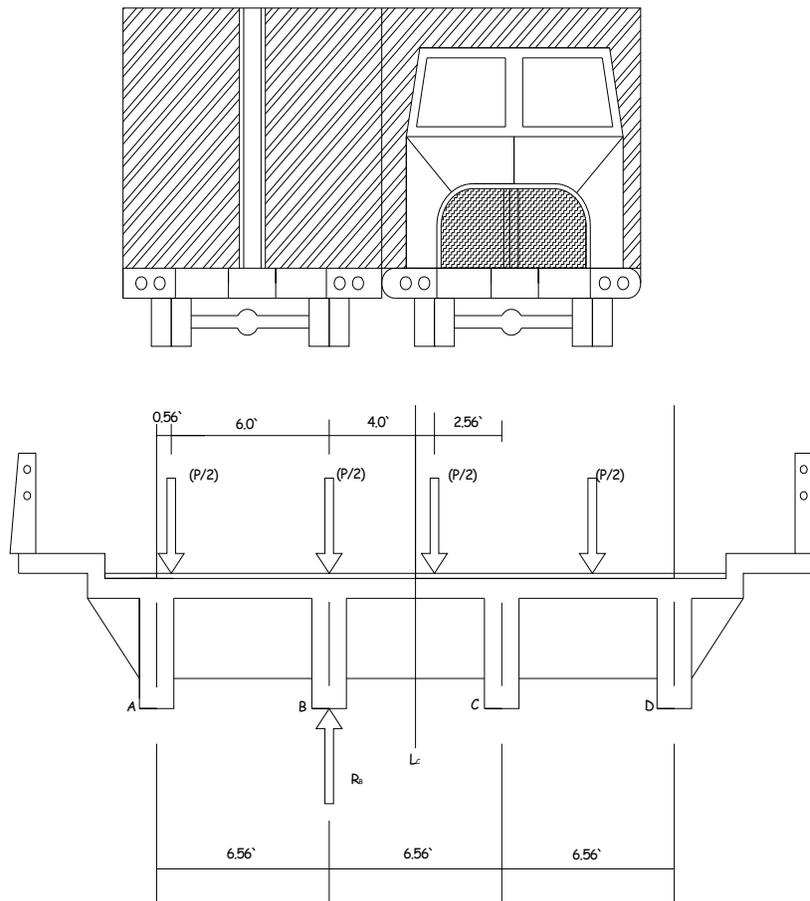
$$\sum Mc = 0$$

$$1.28\text{pies} \left(\frac{P}{2}\right) = Rb(6.56\text{pies})$$

$$Rb = 1.00 \left(\frac{P}{2}\right)$$

$$FD_1 = 1.28$$

Figura 14. Factor de distribución caso 2



$$\sum Ma = 0$$

$$0.56\text{pies} \left(\frac{P}{2}\right) + 6.56\text{pies} \left(\frac{P}{2}\right) = Rb(6.56\text{pies})$$

$$Rb = 1.085 \left(\frac{P}{2}\right)$$

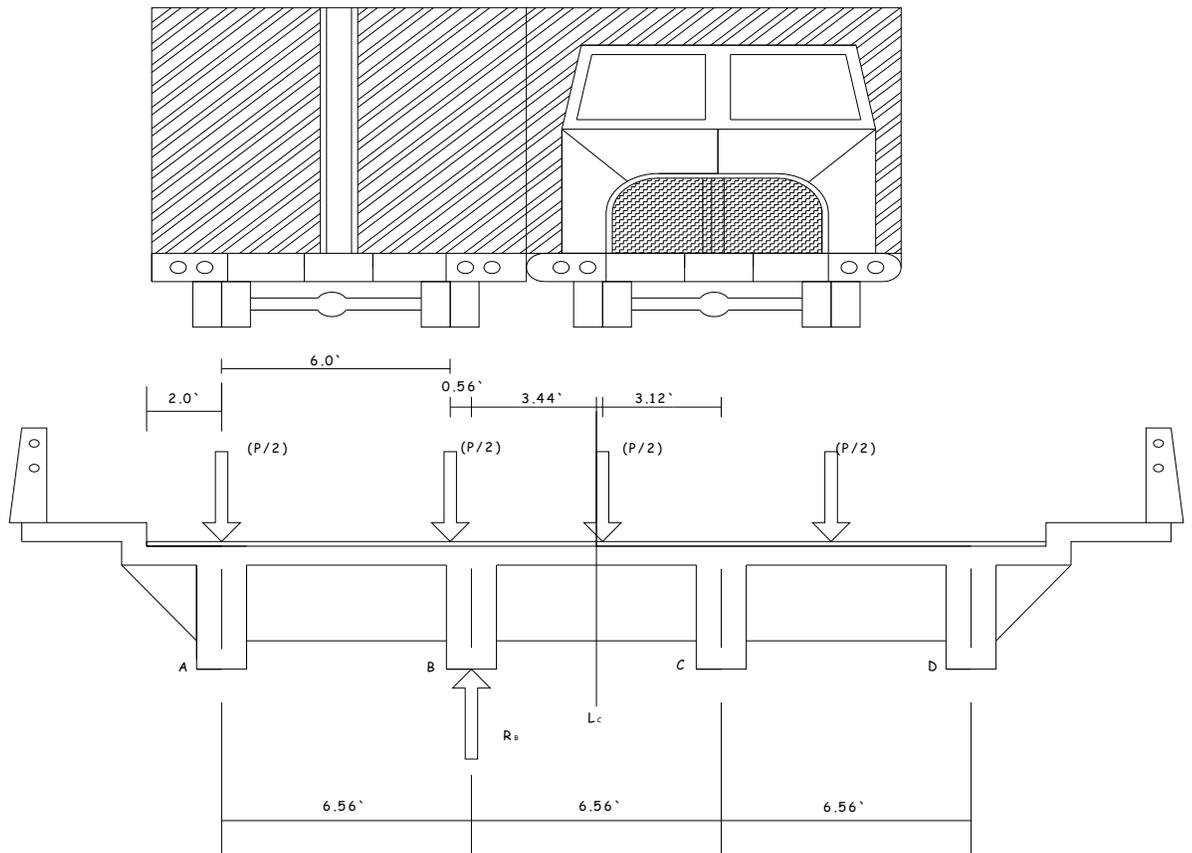
$$\sum Mc = 0$$

$$2.56\text{pies} \left(\frac{P}{2} \right) = Rb(6.56\text{pies})$$

$$Rb = 0.39 \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$FD_2 = 1.48$$

Figura 15. Factor de distribución caso 3



$$\sum Ma = 0$$

$$6.00\text{pies} \left(\frac{P}{2} \right) = Rb(6.56\text{pies})$$

$$Rb = 0.91 \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$\sum Mc = 0$$

$$3.12 \text{pies} \left(\frac{P}{2} \right) = Rb(6.56 \text{pies})$$

$$Rb = 0.48 \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$FD_3 = 1.39$$

Utilizar el caso 2 más crítico **FD= 1.48**

Cálculo del factor de impacto:

$$I = \frac{50}{(l + 125)} < 0.30 \text{ donde } l \text{ está en pies } (L = 15.60m = 51.17 \text{ pie})$$

$$I = \frac{50}{51.17 \text{pie} + 125} = 0.28$$

Cálculo del momento último

$$Mu = 1.3 \times (Mcm + \left(\frac{5}{3} \right) \times Mcv \times I \times FD$$

$$Mcm = \frac{W_{total} \times L^2}{8} + P' \times a$$

$$Mcm = \frac{4030 \text{kg/m} \times (15.60m)^2}{8} + 495 \times \left(\frac{15.6m}{2} \right)$$

$$Mcm = 126453.60 \text{ kg} - m$$

Datos:

Mcm= 126453.60 kg-m

Mcv= de diagrama de momento (ver Figura 12) =189430 kg-m

$$Mu = 1.3 \times \left(126453.60 \text{ kg} - m + \left(\frac{5}{3} \right) \times 189430 \text{ kg} - m \times 1.28 \times 1.48 \right)$$

$$Mu = 941,911.43 \text{ kg} - m$$

Cálculo del refuerzo para las vigas principales

Datos:

$$Mu=941,911.43 \text{ kg-m}$$

$$B=0.75\text{m}$$

$$H=1.50\text{m}$$

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

$$Fy= 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset\#9= 2.86\text{cm}$$

$$\text{Área \#9}= 6.41 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset\#9}{2} \right)$$

$$d = \left(150\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{2.86\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 143.57 \text{ cm}$$

Cálculo del As requerido

$$As = 0.85 \times \frac{f'c}{Fy} \times b \times d \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{Mu}{0.003825 \times f'c \times b \times d^2} \right)} \right) \right)$$

Donde:

As= área de acero necesaria para resistir el momento (cm²)

Fy= resistencia del acero

f'c= resistencia a compresión del concreto

Mu= momento último de diseño

B= base

d= peralte efectivo

$$A_s = 0.85 \times \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 75 \text{ cm} \times 143.57 \text{ cm} \\ \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{941,911.43 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0.003825 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 75 \text{ cm} \times (143.5 \text{ cm})^2} \right)} \right) \right)$$

$$A_s = 209.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{209.35 \text{ cm}^2}{75 \text{ cm} \times 143.57 \text{ cm}} = 0.019$$

Chequeo de acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 75 \times 143.57 = 36.66 \text{ cm}^2$$

Chequeo de acero económico:

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \frac{f'_c}{F_y} \times \beta \times \frac{6300}{6300 + F_y}$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \times \left(\frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 0.85 \left(\frac{6300}{6300 + \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.029$$

As máximo:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times \rho_{bal} \times B \times d$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times 0.029 \times 75 \text{ cm} \times 143.57 \text{ cm}$$

$$A_{s_{max}} = 234.20 \text{ cm}^2$$

Chequeo de las cuantías:

$$\rho < \rho_{bal}$$

$$0.019 < 0.029 \gg \text{falla por fluencia. Ok}$$

$$As < As_{max}$$

$$209.35cm^2 < 234.20cm^2 \gg \text{si chequea}$$

$$\text{Cama Superior } As(-) > \frac{As(+)}{3}$$

$$As(-) = 209.35cm^2 / 3 = 69.78 cm^2$$

$$As_{min} = 36.66 cm^2$$

$$As(-) = 69.78cm^2 \gg 8\#11 (76.64cm^2)$$

$$As_{extra} = \left(\frac{5.30cm^2}{m} \right) \times H$$

$$As_{extra} = \left(\frac{5.30cm^2}{m} \right) \times 1.50m = 7.95cm^2$$

$$4\#6 = 11.40cm^2$$

$$As \text{ C.I.} = As(+)/2 = 104.68cm^2 (11\#11 = 105.38cm^2)$$

Diseño a Corte:

$$Vu_{cm} = \frac{W_{tot} \times L_{dis}}{2} + \frac{P}{2}$$

$$Vu_{cm} = \frac{4030kg/m \times 15.60m}{2} + \frac{495kg}{2}$$

$$Vu_{cm} = 31681.5 kg$$

$$Vu_{cv} = Ra = 34240 kg \text{ de diagrama de corte (ver Figura 12)}$$

$$Vu = 1.3 \times \left(Vu_{cm} + \left(\frac{5}{3} \right) \times Vu_{cv} \times I \times FD \right)$$

$$Vu = 1.3 \times \left(31681.5kg + \left(\frac{5}{3} \right) \times 34240kg \times 1.28 \times 1.48 \right)$$

$$Vud = 181,725.17 kg$$

Cálculo de área de varilla mínima:

$$Av_{min} = \frac{3.5 \times B \times S_{max}}{Fy}$$

$$Av_{min} = \frac{3.5 \times 75cm \times 50cm}{4200kg/cm^2}$$

$$Av_{min} = 3.125 cm^2$$

$$S_{max} \leq \frac{H}{2}$$

Se recomienda usar una separación máxima de 30cm para evitar corte

$$Av_{min} = \frac{3.5 \times 75cm \times 30cm}{4200kg/cm^2} = 1.88cm^2$$

$$Vs_{max} = \frac{0.85 \times Av \times Fy \times d}{S}$$

$$Vs_{max} = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71cm^2 \times 4200kg/cm^2 \times 143.5cm}{30cm}$$

$$Vs_{max} = 24,260.46 kg$$

Cálculo de los límites para chequear la separación y la sección

$$E = 1.1\sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times \sqrt{281}kg/cm^2 \times 75cm \times 143.57cm = 198,799.35 kg$$

$$F = 2.1\sqrt{f'c} \times b \times d = 2.1 \times \sqrt{281}kg/cm^2 \times 75cm \times 143.57cm = 379,526.03 kg$$

$$Vu < E \gg S_{max} = 30cm$$

$$Vu < F \gg \text{Confirma sección Ok.}$$

$$Vu_{conc} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vu_{conc} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{281}kg/cm^2 \times 75cm \times 143.57cm$$

$$Vu_{conc} = 81,417.37 kg$$

$$Vur = Vacero + Vconc$$

$$Vur = 24,260.46kg + 81,417.37kg = 105,677.83 kg$$

No soporta a @0.30 por lo que se buscará el correcto espaciamiento:

$$S = \frac{0.85 \times Av \times Fy \times d}{(Vud - Vu_{conc})}$$

$$S = \frac{0.85 \times 2 \times 1.27 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 143.57 \text{ cm}}{(181725.17 \text{ kg} - 81417.37 \text{ kg})}$$

$$S = 12.98 \text{ cm} = \#4@0.10 \text{ m}$$

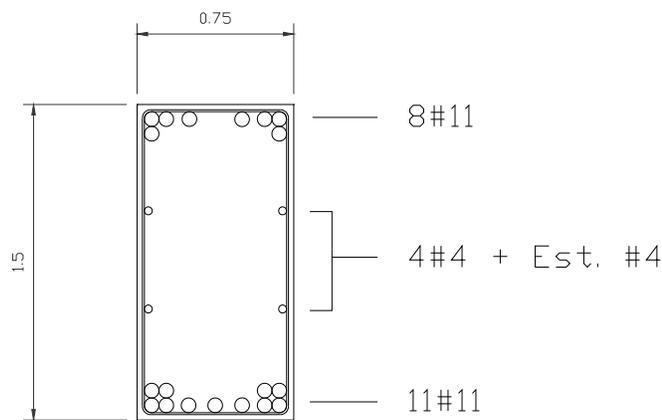
$$\frac{Vud}{L/2} = \frac{Vud - Vuconc}{x}$$

$$\frac{181,725.17 \text{ kg}}{7.80 \text{ m}} = \frac{181,725.17 \text{ kg} - 81417.37 \text{ kg}}{x}$$

$$x = 4.30 \text{ m}$$

Colocar estribos #4 @0.10m durante 4.30m en ambos extremos total de 8.60m; luego @0.30m en el centro de cada viga total de 7.00m

Figura 16. Armado de viga principal



2.1.6.6. Análisis y diseño de las vigas de apoyo (vástago)

Diseño de la base: la base únicamente se chequea por aplastamiento, ya que las vigas principales no transmiten momentos a los apoyos.

Chequeo por aplastamiento:

$$Vud = 181,725.17 \text{ kg}$$

$$0.7f'c \geq \left(\frac{Vud}{A_{\text{contacto}}} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} \geq \left(\frac{Vud}{0.7f'c} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} = \left(\frac{181,725.17 \text{ kg}}{0.7 \times 281 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} = 923.87 \text{ cm}^2 = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Se colocará una plancha de neopreno de $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$, que soporte una presión de $200 \text{ kg/cm}^2 > 0.7 \times f'c$

Armado mínimo de la base:

Datos:

$$B = 1.25 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \text{ m}$$

$$\emptyset \#5 = 1.58 \text{ cm. Área } \#5 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset \#5}{2} \right)$$

$$d = \left(50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.58 \text{ cm}}{2} \right) = 44.20 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo

$$As_{\text{min}} = \left(\frac{14.30}{Fy} \right) \times B \times d$$

$$As_{\text{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 125 \text{ cm} \times 44.20 \text{ cm} = 18.81 \text{ cm}^2$$

Colocar 4#8 (20.24 cm²)

Cálculo de acero extra A_{extra}

$$A_{extra} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{m} \right) \times H$$

$$A_{extra} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{m} \right) \times 0.50m$$

$$A_{extra} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: 2#5 = 3.96 cm²

2.1.6.7. Análisis y diseño de la Cortina

Las fuerzas que se aplican sobre la cortina son las siguientes

- Fuerza de sismo (S)
- Fuerza longitudinal (Lf)
- Presión del suelo (E)

Cálculo de la fuerza de sismo:

$$S = 0.12 \times W_{cortina}$$

$$S = 0.12 \times \left(0.50m \times 1.50m \times \frac{2400kg}{m^3} \times 1.00m \right)$$

$$S = 216 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal:

$$L_f = \frac{0.05}{2H} \times P$$

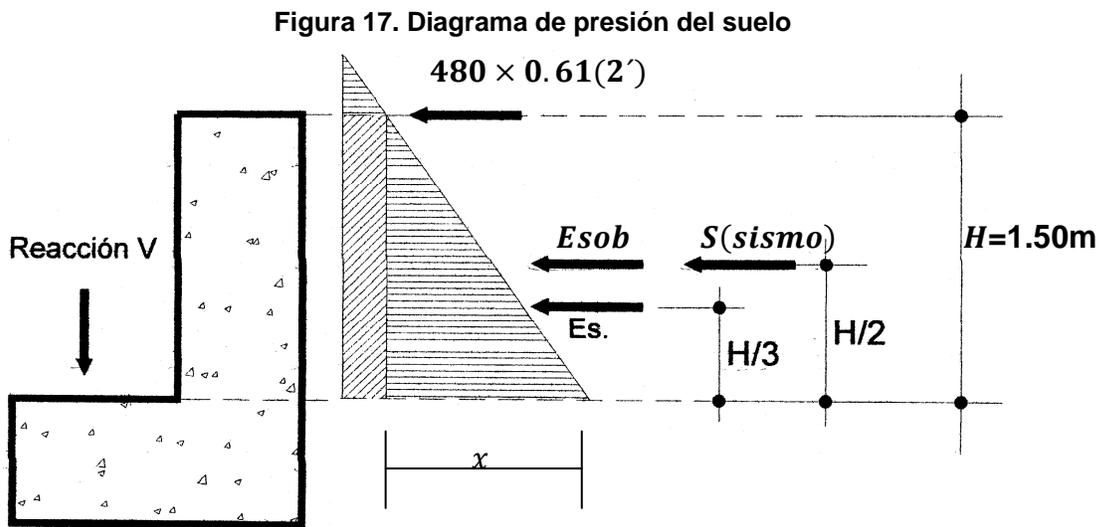
$$P = \text{peso camion} = 8.4 \text{ ton}$$

$$L_f = \frac{0.05}{2(1.50)} \times 8400 = 140 \text{ kg}$$

Presión del suelo:

$$E = E_s + E_{sob}$$

Según la AASHTO se deberá considerar una sobre carga del suelo del equivalente liquido de 2pies de alto = 0.61m. Con una presión de 480 kg/m²



$$Sob = 480\text{kg/m}^2 \times 0.61\text{m} = 292.68 \text{ kg/m}$$

$$x = 480\text{kg/m}^2 \times H_{cort} = 480 \times 1.50$$

$$x = 720 \text{ kg/m}$$

$$E = \frac{1}{2}(X)(H) = \frac{1}{2}(720)(1.50) = 540 \text{ kg}$$

$$E_{sob} = (\text{área de rectángulo}) = Sob \times H = 292.68 \text{ kg/m} \times 1.5\text{m} = 439.02 \text{ kg}$$

Cálculo de las posibles combinaciones para los momentos:

Grupo III

$$Mu = 1.3(E_{sob} \times \text{brazo} + E_{suelo} \times \text{brazo} + Lf \times \text{brazo})$$

$$Mu = 1.3(292.68 \times 0.75\text{m} + 540\text{kg} \times 1.5/3\text{m} + 140\text{kg} \times (1.5\text{m} + 1.83\text{m}))$$

$$Mu = 1242.42 \text{ kg} - m$$

$$\text{brazo } Lf = H + 6pie$$

Grupo IV

$$Mu = 1.3(Esob + Es + S)$$

$$Mu = 1.3(292.68kg \times 0.75m + 240kg \times 1.5/3 + 115.20kg \times 0.75)$$

$$Mu = 553.68 \text{ kg} - m$$

Posibles combinaciones para corte:

Grupo III

$$Vu = 1.3(Esob + Lf)$$

$$Vu = 1.3(292.68kg + 140kg)$$

$$Vu = 562.48 \text{ kg}$$

Grupo IV

$$Vu = 1.3(Esob + S)$$

$$Vu = 1.3(292.68kg + 216kg)$$

$$Vu = 661.28 \text{ kg}$$

Diseño por flexión

Datos:

Recubrimiento = 8cm

B unitaria = 100cm

Espesor t = 50cm

Ø#4 = 1.26cm

Área #5 = 1.27 cm²

Mmax = 1242.42 kg-m

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\text{Ø\#4}}{2} \right)$$

$$d = \left(50cm - 8cm - \frac{1.26cm}{2} \right) = 41.37 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times 41.37 \text{ cm} \\ \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{1242.42}{0.003825 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (41.37 \text{ cm})^2} \right)} \right) \right)$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 100 \text{ cm} \times 41.37 \text{ cm} = 14.08 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{min}} > A_s$ usar el mínimo

Colocar 4#7 (15.52 cm²)

Colocar #7 @0.25m

As por temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002 \times 100 \text{ cm} \times 41.37 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 8.27 \text{ cm}^2$$

Colocar #6 @0.25m

Chequeo por corte

$V_u = 661.28 \text{ kg}$ (cortante de diseño)

$$S_{max} = d/2 = 41.37/2 = 20.68 \text{ cm } S = 20 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{3.5}{F_y} \right) \times B \times S_{max}$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{3.5}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Colocar estribos #3@ 0.20m

$$Vuacero = \frac{0.85}{S} \times (Av \times Fy \times d)$$

$$Vuacero = \frac{0.85}{20} \times (2 \times 0.713cm^2 \times 4200kg/cm^2 \times 41.37cm)$$

$$Vuacero = 10530.36 kg$$

$$Vuconc. = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vuconc. = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{281}kg/cm^2 \times 100cm \times 41.37cm$$

$$Vuconc. = 31241.62 kg$$

$$Vur = Vuconc + Vuacero$$

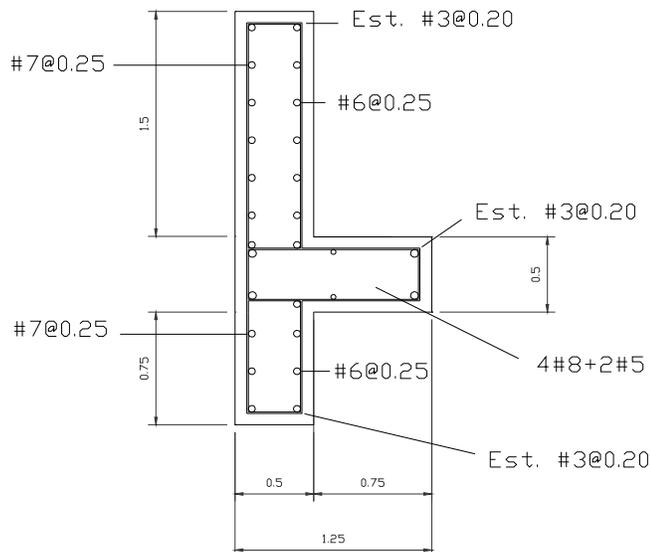
$$Vur = 31241.62kg + 10530.36kg = 41771.98 kg$$

$$Vu < Vur$$

$$661.28kg < 34336.46kg \gg Ok$$

La cortina cumple con los requisitos mínimos de corte por lo que no fallará

Figura 18. Armado de viga apoyo (vástago)



2.1.7. Diseño de la subestructura

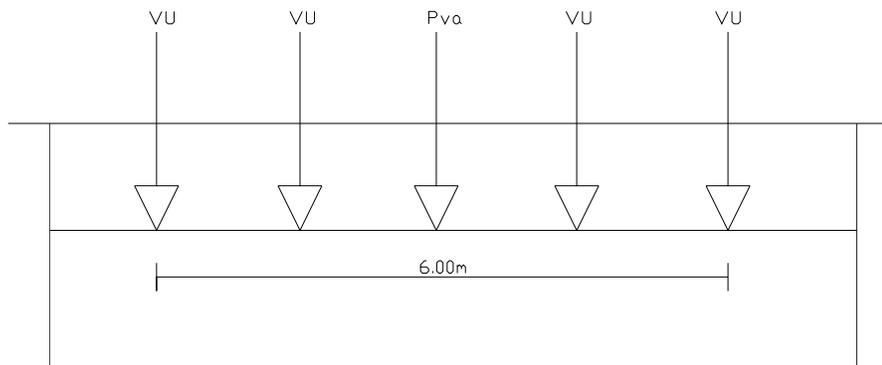
2.1.7.1. Análisis y diseño de los estribos

Vu= carga ultima aplicada por cada viga longitudinal

Pva= peso propio de la viga de apoyo (base + cortina)

f'c= 150 kg/cm² (concreto ciclópeo)

Figura 19. Diagrama de carga última para estribos



Chequeo por compresión:

$$C_t = \frac{4Vu + Pva}{L} = \frac{4 \times Vu + (P' + P'') \times \# \text{ diafragmas}}{L}$$

Carga total=Ct

$$C_t = 4 \times 181,725.17 \text{ kg} + (1200 \text{ kg/m} + 1800 \text{ kg/m}) \times 6/6$$

$$C_t = 744,900.68 \text{ kg} - m = \frac{744,900.68 \text{ kg} - m}{6.00 \text{ m}} = 124,150.11 \text{ kg}$$

$$C_t = 124.15 \text{ ton}$$

Aplicación= Área de aplicación las cargas aplicadas por las vigas principales sobre la viga de apoyo.

$$A_{aplicación} = 125\text{cm} \times 920\text{cm} = 115000\text{cm}^2$$

$$Esfuerzo\ aplicado = \frac{Ct}{A_{aplic}} = \frac{124150.11\text{kg}}{115000\text{cm}^2} = 1.08\text{ kg/cm}^2$$

Por lo que el estribo no fallará por los esfuerzos aplicados hacia la sub-estructura del puente ya que es menor a lo que resiste el concreto ciclópeo.

Chequeo por volteo:

Carga lineal sobre el muro = WL

$$WL = Ct \times base = 124150.11\text{kg} \times 1.25\text{m} = 155.19\text{ ton} - \text{m}$$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1300\text{ kg/m}^3$

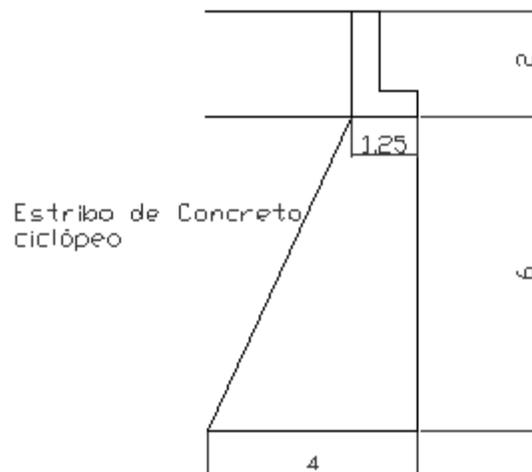
Valor soporte del suelo $V_s = 24500\text{ kg/m}^2$

Coefficiente de fricción interna $\phi = 12^\circ$

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400\text{ kg/m}^3$

Coefficiente de rozamiento entre suelo y concreto $\mu = 0.40$ (asumido)

Figura 20. Perfil de estribo y vástago



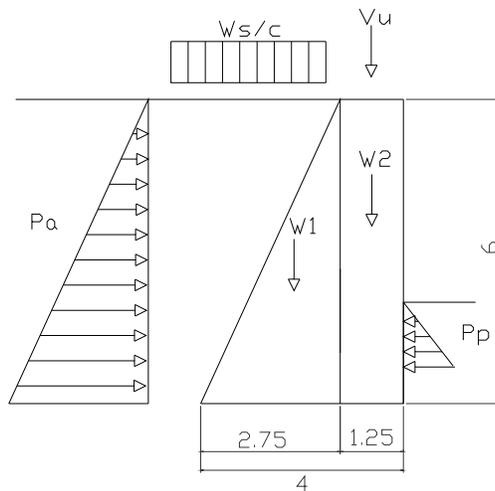
W_s/c = sobrecarga producida por el camión

$$W_s/c = (2 \times \Sigma P) / L_{camion}$$

$$W_s/c = \frac{2 \times 36.25 \text{ ton}}{19.40 \text{ m}} = 3.73 \text{ ton/m}$$

V_u (viga de apoyo) = 661.28 kg = 0.66 ton

Figura 21. Diagrama de fuerzas sobre el estribo



Cálculo de coeficientes:

K_a = Coeficiente de presión activa

K_p = Coeficiente de presión pasiva

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 12^\circ}{1 + \sin 12^\circ} = 0.66$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 12^\circ}{1 - \sin 12^\circ} = 1.52$$

Cálculo de presiones:

$$P_a = \gamma_s \times H \times K_a = 1.3 \text{ ton/m}^3 \times 6.0 \text{ m} \times 0.66 = 5.15 \text{ ton/m}^2$$

$$P_p = \gamma_s \times h \times K_p = 1.3 \text{ ton/m}^3 \times 2.0 \text{ m} \times 1.52 = 3.95 \text{ ton/m}^2$$

$$P_s/c = W_s/c \times K_a = 3.73 \text{ ton/m} \times 0.66 = 2.46 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de las resultantes y momentos:

$$Ra = 1/2 \times Pa \times H = 0.5 \times 5.15\text{ton}/\text{m}^2 \times 6.00\text{m} = 15.45 \text{ ton}$$

$$Rp = 1/2 \times Pp \times h = 0.5 \times 3.95\text{ton}/\text{m}^2 \times 2.0\text{m} = 3.95 \text{ ton}$$

$$Rs/c = Ps/c \times H = 2.46\text{ton}/\text{m}^2 \times 6.0\text{m} = 14.76 \text{ ton}$$

$$Ma = Ra \times H/3 = 15.45\text{ton} \times 6.0/3\text{m} = 30.9 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mp = Rp \times h/3 = 3.95\text{ton} \times 2.0/3\text{m} = 2.63 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Ms/c = Rs/c \times H/2 = 14.76\text{ton} \times 6.0/2\text{m} = 44.28 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo de momentos producidos por el peso propio del muro:

$$W1 = 1/2 \times b_1 \times h \times \gamma_c = 0.5 \times 4.0\text{m} \times 6.0\text{m} \times 2.4\text{ton}/\text{m}^3 = 28.8 \text{ ton}/\text{m}$$

$$W2 = b_2 \times h \times \gamma_c = 1.0\text{m} \times 6.0\text{m} \times 2.4\text{ton}/\text{m}^3 = 14.4 \text{ ton}/\text{m}$$

$$M1 = W1(b_2 + b_1/3) = 28.8\text{ton} - \text{m} \times (1.0\text{m} + 4.0/3\text{m}) = 67.20 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M2 = W2(b_2/2) = 14.4\text{ton} - \text{m} \times 1.0/2\text{m} = 7.2 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo de momentos producidos por cargas externas:

$$Mwl = Ct \times b_2/2 = 124.15\text{ton} \times 1.0/2\text{m} = 62.08 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_E = Vu(\text{viga apoyo}) \times Lviga = 0.65\text{ton} \times 6.00\text{m} = 3.90 \text{ ton} - \text{m}$$

Chequeo por estabilidad contra volteo:

$$M_{\text{actuante}} = Ma + Ms/c + M_E =$$

$$30.90\text{ton} - \text{m} + 44.28\text{ton} - \text{m} + 3.90\text{ton} - \text{m} = \mathbf{79.08 \text{ ton} - \text{m}}$$

$$M_{\text{resistente}} = M1 + M2 + Mp + Mwl =$$

$$67.20\text{ton} - \text{m} + 7.2\text{ton} - \text{m} + 2.63\text{ton} - \text{m} + 62.08\text{ton} - \text{m} = \mathbf{139.11 \text{ ton} - \text{m}}$$

$$F.S. = \frac{M_{\text{resistente}}}{M_{\text{actuante}}} = \frac{139.11\text{ton} - \text{m}}{79.08\text{ton} - \text{m}} = \mathbf{1.76} > 1.50 \text{ (Cumple)}$$

Chequeo por estabilidad contra deslizamiento:

$$FS = (Fuerzas pasivas - \mu \times (W1 + W2 + Ct)) / (Fuerzas activas)$$
$$FS = 3.95 \text{ ton/m}^2 - 0.40 \times (28.8 \text{ ton/m} + 14.4 \text{ ton/m} + 124.15 \text{ ton}) / (15.45 \text{ ton} + 14.76 \text{ ton} + 0.66 \text{ ton})$$
$$FS = 1.78 > 1.50 \text{ (Cumple)}$$

Chequeo de presión máxima bajo el muro:

$$a = \frac{M_{pasivos} - M_{activos}}{W} = \frac{139.11 \text{ ton} - m - 79.08 \text{ ton} - m}{28.8 \text{ ton/m} + 14.4 \text{ ton/m} + 124.15 \text{ ton/m}} = 0.35 \text{ m}$$

$$e = \left(\frac{l}{2} - a \right) = \left(\frac{4 \text{ m}}{2} - 0.35 \text{ m} \right) = 1.65$$

$$\frac{L}{6} = \frac{4 \text{ m}}{6} = 0.66 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} = 1.65 > 0.66 \gg \text{presiones negativas}$$

$$P = (W1 + W2 + Ct) = 28.8 \text{ ton} + 14.4 \text{ ton} + 124.15 \text{ ton} = 167.35 \text{ ton}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{2 \times P}{3 \times a \times b} = \frac{2 \times 167.35 \text{ ton}}{3 \times 2.15 \text{ m} \times 4.0 \text{ m}} = 16.90 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Valor soporte del suelo} = 24.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{máx}} < \text{Valor soporte del suelo} = 16.90 \text{ ton/m}^2 < 24.5 \text{ ton/m}^2 \gg \text{CUMPLE}$$

2.1.7.2. Análisis y diseño de la pila:

$$W_{\text{viga}} = B \times H \times \gamma_c = 1.50 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 1.68 \text{ ton/m}$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{1}{12} \times 1.5 \text{ m} \times (0.50 \text{ m})^3 = 0.016 \text{ m}^4$$

$$\emptyset \text{ col} = 0.80 \text{ m}. \quad I_{\text{col}} = 1/4 \times (0.80 \text{ m})^4 = 0.04 \text{ m}^4$$

$$V_{u_{cm}} = 31681.5 \text{ kg}$$

$$Vu_{cv} = 34240 \text{ kg de diagrama de corte}$$

$$2 \times Vu_{cm} = 2 \times 31681.5 \text{ kg} = 63363 \text{ kg}$$

$$2 \times Vu_{cv} = 2 \times 34240 \text{ kg} = 68480 \text{ kg}$$

$$VU = 1.4 \times Vu_{cv} + 1.7 \times Vu_{cm} = 1.4 \times 68480 \text{ kg} + 1.7 \times 63363 \text{ kg} = 203.59 \text{ ton}$$

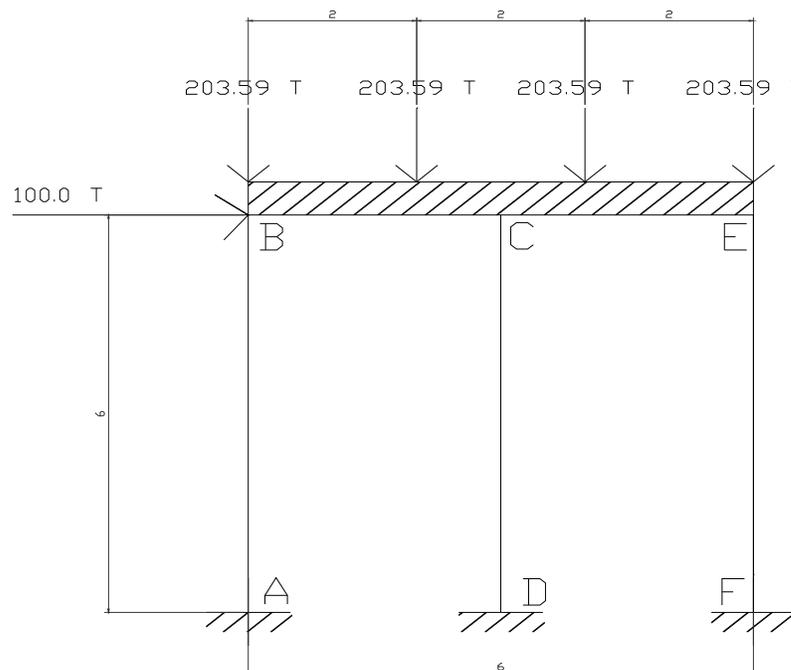
$$PPviga = Wv \times L = 1.68 \text{ ton/m} \times 6 \text{ m} = 10.08 \text{ ton}$$

$$PPcols = Area \times H \times \gamma_c \times \# = \frac{\pi \times (0.80 \text{ m})^2}{4} \times 6 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 3 = 21.72 \text{ ton}$$

$$8 \times VU = 8 \times (1.4 \times 34240 \text{ kg} + 1.7 \times 31681.5 \text{ kg}) = 814.36 \text{ ton}$$

$$S = \text{Fuerza de sismo: } S = (\Sigma P) \times 0.12 = 838.15 \text{ ton} \times 0.12 = 100 \text{ ton}$$

Figura 22. Diagrama de fuerzas sobre pila



Cálculo de las reacciones

B-C

$$\sum M_B = 0$$

$$2m \times 203.59\text{ton} + 1.68\text{ton}/m \times 3 \times 1.5m = 3m \times R_C$$

$$R_C = 138.25 \text{ ton}$$

B-E

$$\sum M_B = 0$$

$$2m \times 203.59\text{ton} + 4m \times 203.59\text{ton} + 6m \times 203.59\text{ton} + 1.68\text{ton}/m \times 6m \times 3m \\ = 6m \times R_E + 3m \times R_C$$

$$R_E = 343.11 \text{ ton}$$

$$R_B = 4m \times 203.59\text{ton} + 1.68\text{ton}/m \times 6m - 138.25\text{ton} - 343.11\text{ton} = 343.11 \text{ ton}$$

Realizando el análisis de Cross para obtener los momentos en los nudos de nuestras columnas se obtuvieron los siguientes resultados:

$$M_{A-B} = -42.71 \text{ ton} - m$$

$$M_{B-A} = -95.47 \text{ ton} - m$$

$$M_{B-C} = 95.47 \text{ ton} - m$$

$$M_{C-B} = -190.86 \text{ ton} - m$$

$$M_{C-D} = 6.67 \text{ ton} - m$$

$$M_{D-C} = 8.29 \text{ ton} - m$$

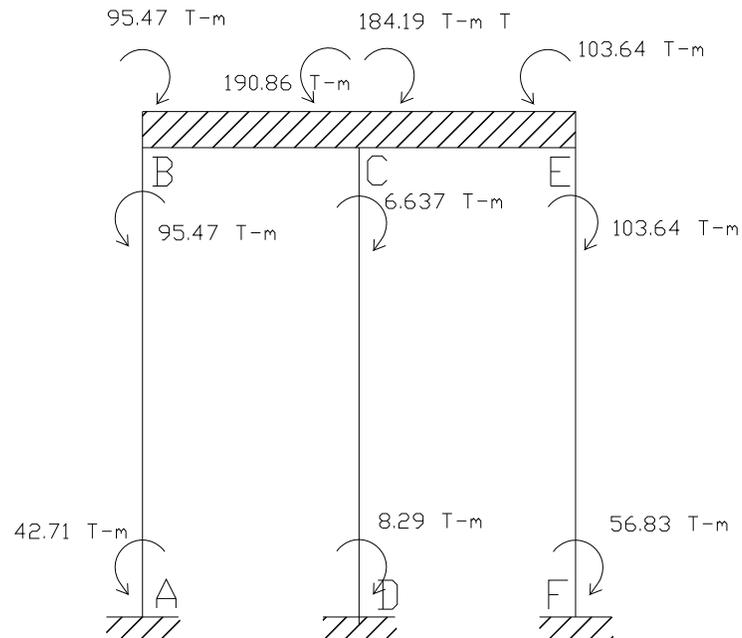
$$M_{C-E} = 184.19 \text{ ton} - m$$

$$M_{E-C} = -103.64 \text{ ton} - m$$

$$M_{E-F} = 103.64 \text{ ton} - m$$

$$M_{F-E} = 56.83 \text{ ton} - m$$

Figura 23. Diagrama de momentos sobre pila



2.1.7.2.1. Diseño viga de apoyo de la pila

Se diseña como la base del vástago, solo por aplastamiento ya que las vigas principales no transmiten momentos a los apoyos

Chequeo por aplastamiento

$$Vud = 181,725.17 \text{ kg}$$

$$0.7f'c \geq \left(\frac{Vud}{A_{\text{contacto}}} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} \geq \left(\frac{Vud}{0.7f'c} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} = \left(\frac{181,725.17 \text{ kg}}{0.7 \times 281 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$A_{\text{contacto}} = 923.87 \text{ cm}^2 = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Se colocará una plancha de neopreno de $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$, que soporte una presión de $200 \text{ kg/cm}^2 > 0.7 \times f'c$

Armado mínimo de la base:

Datos:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$H = 0.50 \text{ m}$$

$$\emptyset \#9 = 2.86 \text{ cm}$$

$$\text{Área } \#9 = 6.41 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = \left(H - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset \#9}{2} \right)$$

$$d = \left(50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{2.86 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$d = 43.57 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{s_{\text{min}}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 150 \text{ cm} \times 43.57 \text{ cm} = 22.25 \text{ cm}^2$$

Colocar 4#9 (25.64 cm²)

Cálculo de acero extra A_{sextra}

$$A_{s_{\text{extra}}} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{m} \right) \times H$$

$$A_{s_{\text{extra}}} = \left(\frac{5.30 \text{ cm}^2}{m} \right) \times 0.50 \text{ m} = A_{s_{\text{extra}}} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero: $2\#5 = 3.96\text{cm}^2$

Estribos

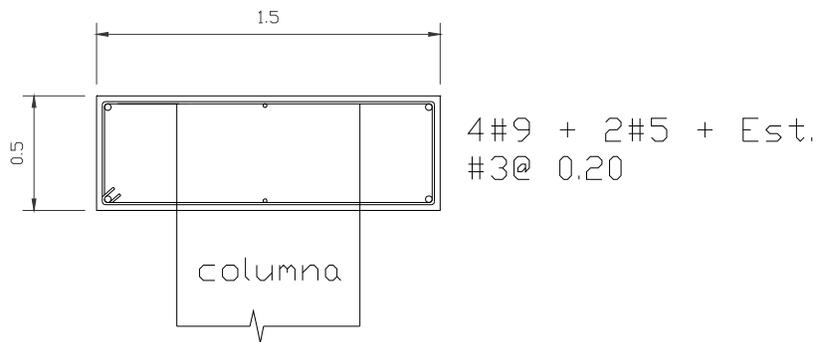
$$S_{max} = d/2 = 43.57\text{cm}/2 = 21.68\text{cm} \quad S = 20\text{cm}$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{3.5}{F_y}\right) \times B \times S_{max}$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{3.5}{4200\text{kg/cm}^2}\right) \times 150\text{cm} \times 20\text{cm} = 2.5\text{cm}^2$$

Colocar estribos $\#3@ 0.20\text{m}$

Figura 24. Armado de viga de apoyo pila



2.1.7.2.2. Diseño de columnas de las pilas

Se diseñará cada pila con 3 columnas tomando en consideración la carga y momento más críticos que ocurran.

Datos:

Carga máxima=343.11 ton=754.84 klb

Momento máximo= 190.96 ton-m=1377.97 klb-pie

Diámetro columna asumido= 0.80 m=31.50 plg

Datos para obtener armado de columna usando diagramas de interacción para columnas circulares zunchadas.

e= excentricidad:

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$e = \frac{12plg \times 1377.97klb - pie}{754.84klb} = 21.91 plg$$

$$\frac{e}{h} = \frac{21.91plg}{31.50plg} = 0.70$$

$$\frac{Pu}{Ag} \times \frac{e}{h} = \frac{754.84klb}{\pi/4 \times (31.5plg)^2} \times 0.70 = 0.65$$

$$\gamma = \frac{h - 2recub}{h} = \frac{80cm - 2(5cm)}{80cm} = 0.9$$

Utilizando las tablas de interacción (ver Anexos) obtenemos:

$$\rho = 0.03$$

$$As = \rho \times Ag = 0.03 \times \frac{\pi}{4} \times (31.50cm)^2 = 23.38plg^2$$

Usar 16#11 (23.75 plg²)

Zuncho:

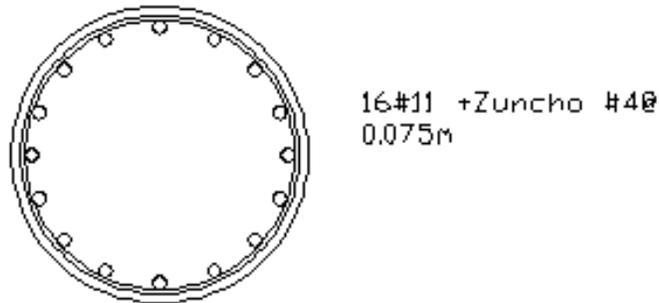
$$\rho_s = 0.45 \times \left(\frac{Ag^2}{Ac^2} - 1 \right) \times \frac{f'c}{Fy}$$

$$\rho_s = 0.45 \times \left(\frac{(0.80cm)^2}{(0.70cm^2)} - 1 \right) \times \frac{281kg/cm^2}{4200kg/cm^2} = 0.0092$$

$$S = \frac{4 \times Av \times (Ac - \emptyset var)}{\rho_s \times Ac^2}$$

$$S = \frac{4 \times 1.2cm^2 \times (70cm - 1.27cm^2)}{0.0092 \times (70cm)^2} = 7.75cm \text{ usar } \#4@7.5cm$$

Figura 25. Armado de columna de pila



2.1.7.2.3. Diseño de zapata para pila:

Datos:

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1300 \text{ kg/m}^3$

Valor soporte del suelo $V_s = 24500 \text{ kg/m}^2$

Columnas $\phi = 0.80\text{m}$

FCU=1.50

Determinando cargas y momentos de diseño:

$$P' = \frac{Pu}{FCU}$$

$$P'_1 = \frac{343.11 \text{ ton}}{1.5} = 228.74 \text{ ton} = P'_3$$

$$P'_2 = \frac{138.25 \text{ ton}}{1.5} = 92.17 \text{ ton}$$

$$M' = \frac{Mu}{FCU}$$

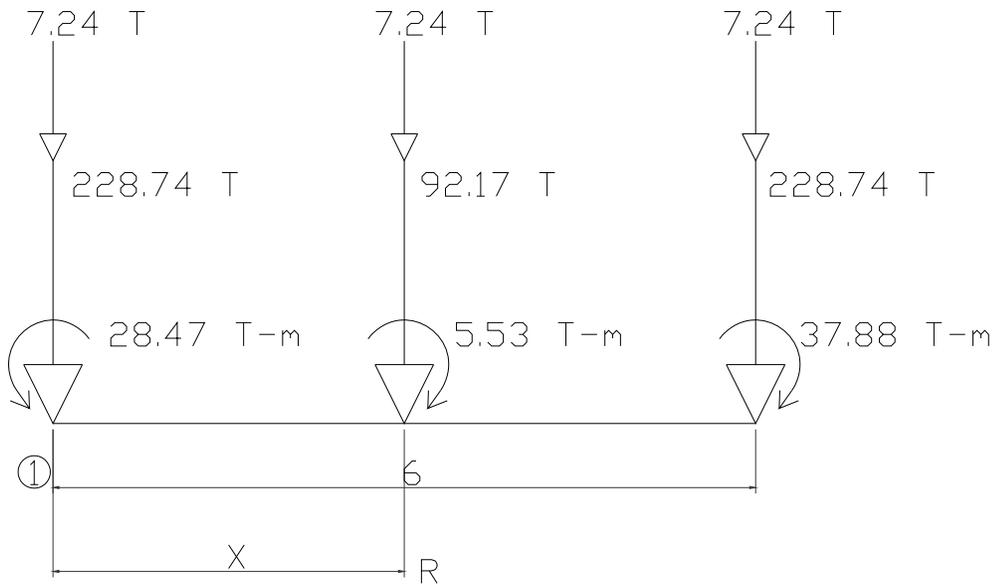
$$M'_1 = \frac{42.71 \text{ ton} - \text{m}}{1.5} = 28.47 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M'_2 = \frac{8.29 \text{ ton} - \text{m}}{1.5} = 5.53 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M'_3 = \frac{56.83 \text{ ton} - \text{m}}{1.5} = 37.88 \text{ ton} - \text{m}$$

$$P_{col} = \frac{\pi \times 0.80^2}{4} \times 6.0 \times 2.4 = 7.23 \text{ ton}$$

Figura 26. Diagrama de fuerza y momento que actúan cimienta pila



R=reacción del suelo ante las cargas que recibirá

x=posición donde actuará R

$$R = 3 \times 7.24 \text{ ton} + 2 \times 228.74 \text{ ton} + 92.17 \text{ ton} = 571.37 \text{ ton}$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$R \times x = 3m \times (7.24 \text{ ton} + 92.17 \text{ ton}) + 6m \times (7.24 \text{ ton} + 228.74 \text{ ton}) + 37.88 \text{ ton} - m + 5.53 \text{ ton} - m - 28.47 \text{ ton} - m$$

$$x = \frac{1729.05 \text{ ton} - m}{571.37 \text{ ton}} = 3.009 = 3.0m$$

Dimensionamiento zapata:

$$L \text{ mínimo} = 2 \times (\phi_{col} + x) = 2 \times (0.80 + 3.0) = 7.60\text{m} = 7.75\text{m}$$

$$B = \frac{R}{L \times V_s} = \frac{571.37\text{ton}}{7.75\text{m} \times 24.5\text{ton/m}^2} = 3.00\text{m}$$

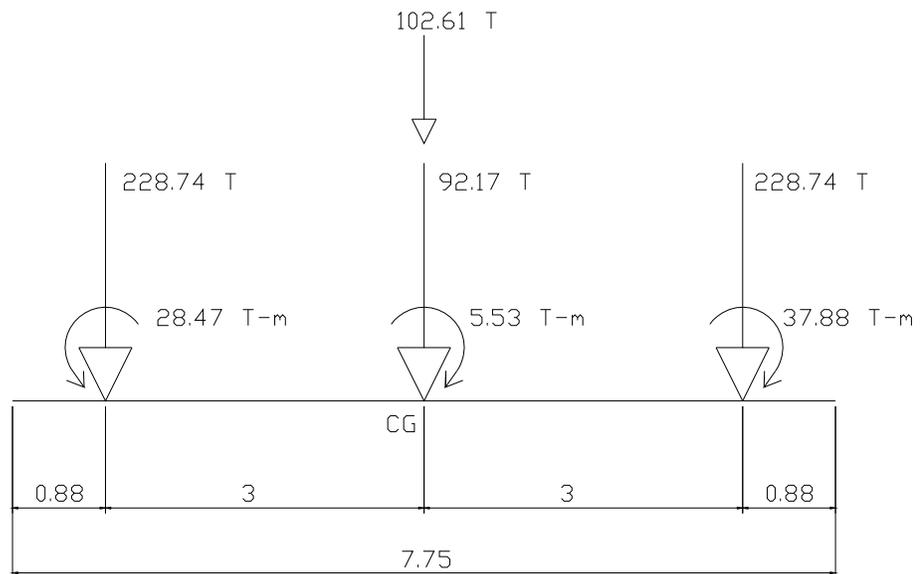
$$A_z = B \times L = 23.32\text{m}^2$$

$$P_s = \text{Peso suelo} = A_z \times \text{despl.} \times \gamma_s = 23.32\text{m}^2 \times 2\text{m} \times 1.3\text{ton/m}^3 = 60.63 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = \text{Peso cimiento} = A_z \times t_{asumido} \times \gamma_c = 23.32\text{m}^2 \times 0.75\text{m} \times 2.43\text{ton/m}^3 = 41.98 \text{ ton}$$

$$P_s + P_{cim} = 102.61 \text{ ton}$$

Figura 27. Fuerza y momento que actúan sobre centro de gravedad CG



$$F_{CG} = 2 \times 228.74\text{ton} + 92.17\text{ton} + 102.61\text{ton} = 652.76 \text{ ton}$$

$$M_{CG} = 0$$

$$288.74 \times 3\text{m} - 288.74 \times 3\text{m} + 37.88 + 5.53 - 28.47 = 14.94 \text{ ton} - \text{m}$$

$$q = \frac{F_{CG}}{A_z} \pm \frac{M_{CG}}{I_z}$$

$$q = \frac{652.76 \text{ ton}}{23.32 \text{ m}^2} \pm \frac{14.94 \text{ ton} - m}{\frac{1}{6} \times 3 \text{ m} \times (7.75 \text{ m})^2}$$

$$q_{max} = 27.99 \text{ ton/m}^2 + 0.50 \text{ ton/m}^2 = 28.49 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{max} > V_s \gg \text{subir sección zapata}$$

Se propone:

$$Az = B \times L = 8.50 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} = 29.75 \text{ m}^2$$

$$Ps = Az \times \text{despl.} \times \gamma_s = 29.75 \text{ m}^2 \times 2 \text{ m} \times 1.3 \text{ ton/m}^3 = 77.35 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = Az \times t_{\text{asumido}} \times \gamma_c = 29.75 \text{ m}^2 \times 0.75 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 53.55 \text{ ton}$$

$$Ps + P_{cim} = 130.9 \text{ ton}$$

$$F_{CG} = 2 \times 228.74 + 92.17 + 130.9 = 680.55 \text{ ton}$$

$$M_{CG} = 0$$

$$288.74 \times 3 - 288.74 \times 3 + 37.88 + 5.53 - 28.47 = 14.94 \text{ ton} - m$$

$$q = \frac{F_{CG}}{Az} \pm \frac{M_{CG}}{I_z}$$

$$q = \frac{680.55 \text{ ton}}{29.75 \text{ m}^2} \pm \frac{14.94 \text{ ton} - m}{\frac{1}{6} \times 3.5 \text{ m} \times (8.5 \text{ m})^2}$$

$$q_{max} = 22.87 + 0.35 = 23.23 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{max} < V_s \gg \text{sección zapata OK}$$

$$q_s = \text{Desp} \times \gamma_s = 2 \times 1.3 = 2.6 \text{ ton/m}$$

$$q_{cim} = t \times \gamma_c = 0.75 \times 2.4 = 1.8 \text{ ton/m}$$

$$q_s + q_{cim} = 4.4 \text{ ton/m}$$

$$q_{max} - (q_s + q_{cim}) = 18.93 \text{ ton/m}^2$$

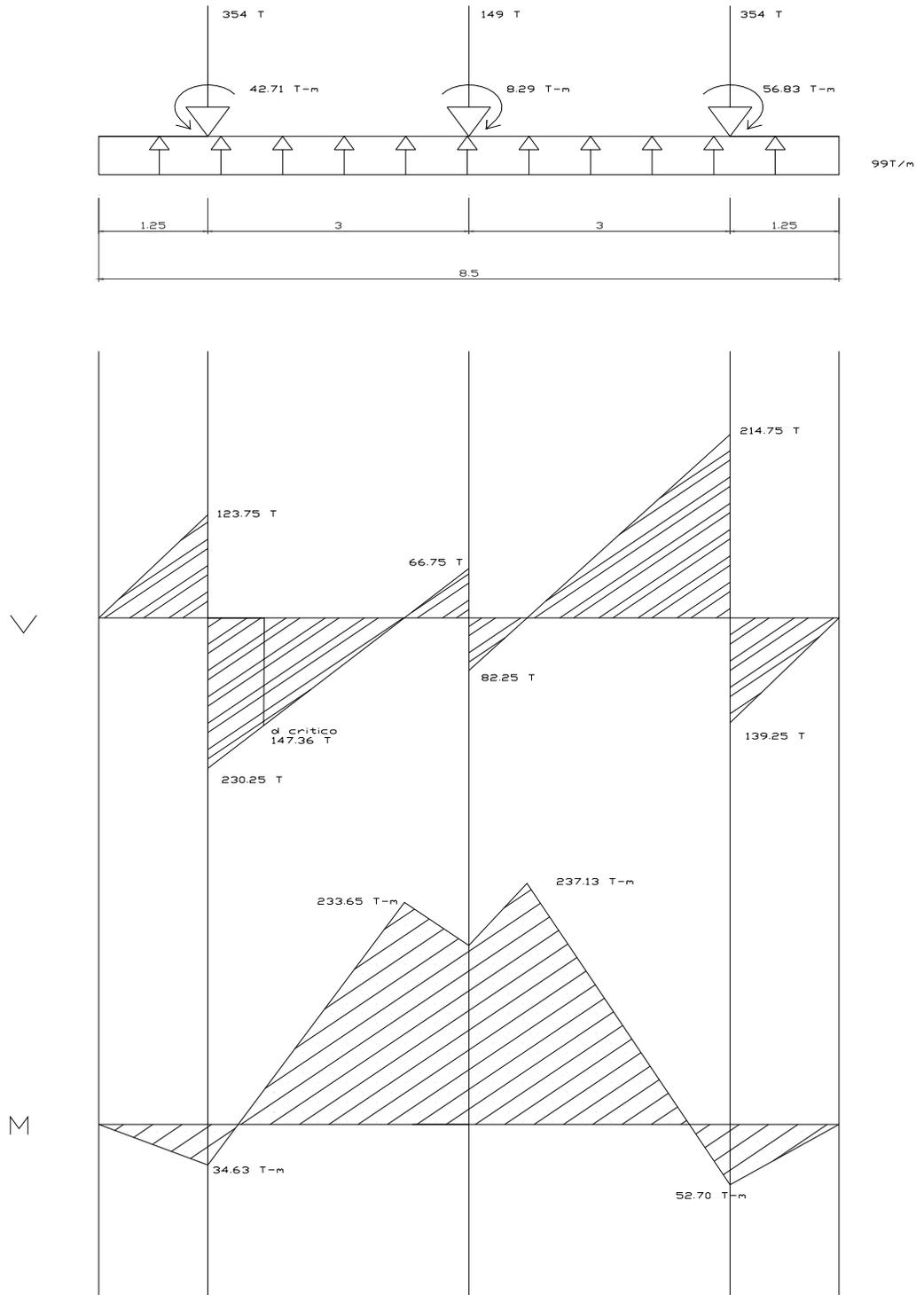
Presión última de diseño:

$$q_{dis} = FCU \times q = 1.50 \times 18.93 \text{ ton/m}^2 = 28.24 \text{ ton/m}^2$$

Presión última por metro lineal:

$$W = b \times q_{dis} = 3.50 \text{ m} \times 28.24 \text{ ton/m}^2 = 98.96 \text{ ton/m} = 99 \text{ ton/m}$$

Figura 28. Diagrama de fuerza y momento sobre cimiento de pila



Chequeo de espesor t asumido:

t asumido=

$$d = \left(t - \text{recub inf.} - \frac{\emptyset\#9}{2} \right)$$

$$d = \left(75\text{cm} - 8\text{cm} - \frac{2.54\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 65.73 \text{ cm}$$

$$Vu_{conc.} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vu_{conc.} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{281} \text{ kg/cm}^2 \times 350\text{cm} \times 65.73\text{cm}$$

$$Vu_{conc.} = 173.73 \text{ ton} > V_{crit} = 147.6 \text{ ton OK}$$

Chequeo punzonante:

$$Pu = 354 \text{ ton}$$

$$b = col + d = 80\text{cm} + 65.73\text{cm} = 145.73\text{cm}$$

$$Vr = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'c} \times 4 \times b \times d$$

$$Vr. = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{281} \text{ kg/cm}^2 \times 4 \times 145.73\text{cm} \times 65.73\text{cm}$$

$$Vr. = 578.70 \text{ ton}$$

$$V_{punz} = Pu - q \times A_{pz} = 354\text{ton} - (28.24 \text{ ton/m}^2 \times ((0.8\text{m})^2 + (0.66\text{m})^2))$$

$$V_{punz} = 323.63 \text{ ton}$$

$$Vr. = 578.70 \text{ ton} > V_{punz} = 323.6 \text{ ton OK}$$

Chequeo por flexión:

$$As_{min} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$As_{min} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 350\text{cm} \times 65.73\text{cm} = 78.33 \text{ cm}^2$$

$$\#8@0.20\text{m}$$

$$MRAs_{min} = 0.90 \times Fy \times As_{min} \times \left(d - \frac{As_{min} \times Fy}{1.7 \times f'c \times b} \right)$$

$$MRAs_{min} = 0.90 \times 4200 \text{ ton/m}^2 \times 78.33 \text{ cm}$$

$$\times \left(75 \text{ cm} - \frac{78.33 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ ton/m}^2}{1.7 \times 281 \text{ ton/m}^2 \times 350 \text{ cm}} \right)$$

$$MRAs_{min} = 216.24 \text{ ton} - m$$

Ya que no soporta el Momento máximo reforzar únicamente por el faltante del momento:

$$M_{faltante} = M_{max} \text{ (de fig. 28)} - MRAs_{min} = 237.13 \text{ ton} - m - 216.24 \text{ ton} - m$$

$$= 20.89 \text{ ton} - m$$

$$As = 0.85 \times \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 350 \text{ cm} \times 65.73 \text{ cm}$$

$$\times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{20890 \text{ kg} - m}{0.003825 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 350 \text{ cm} \times (65.73 \text{ cm})^2} \right)} \right) \right)$$

$$As = 8.43 \text{ cm}^2 \text{ #3@0.25}$$

$$As_{temp} = 0.002 \times b \times d$$

$$As_{temp} = 0.002 \times 100 \text{ cm} \times 65.73 \text{ cm}$$

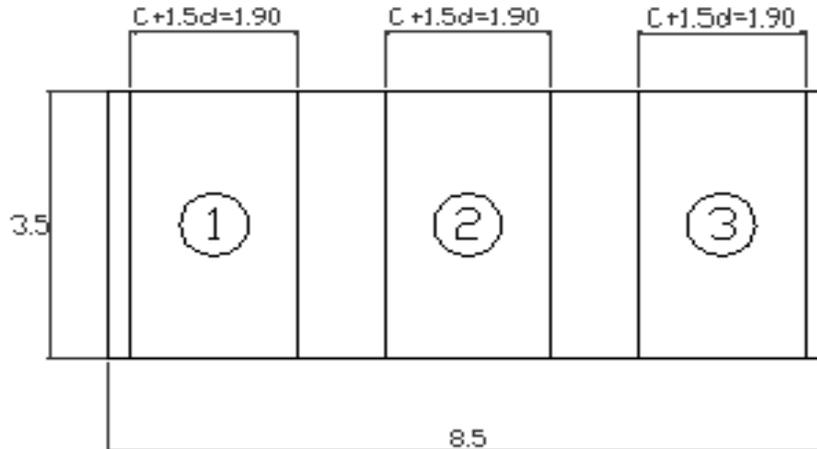
$$As_{temp} = 13.15 \text{ cm}^2$$

Colocar 4#7 (15.51cm²)

Colocar #7 @0.25m

Vigas transversales:

Figura 29. Planta de cimentación de pila



Asumiendo ancho de viga de $C+1.5d$; chequear bajo columna crítica que en este caso es la 1 o 3, se tomará la misma viga para todas las columnas.

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_y}{2} - \frac{\phi_y}{2}$$

$$d_{y-y} = 75\text{cm} - 1.91\text{cm} = 73.09\text{ cm}$$

$$b = c + 1.5d = 80\text{cm} + 1.5(73.09)\text{cm} = 190\text{cm}$$

Las vigas se diseñan con presión uniforme causada por la carga puntual de la columna:

$$q_D = Pu/(B \times b)$$

$$q_D = 354\text{ ton}/(3.50\text{m} \times 1.90\text{m}) = 53.23\text{ton}/\text{m}^2$$

$$b' = B/2 - C/2 - d = 3.5/2\text{m} - 0.8/2\text{m} - 0.6573\text{m} = 0.6927\text{m}$$

$$V_{act} = q_D \times b' \times (c + 1.5d)$$

$$V_{act} = 53.23 \text{ ton/m}^2 \times 0.6927 \text{ m} \times 1.90 \text{ m}$$

$$V_{act} = 70.06 \text{ ton}$$

$$V_r = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times (c + 1.5d) \times d$$

$$V_r = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} \times 190 \text{ cm} \times 65.73 \text{ cm}$$

$$V_r = 94.31 \text{ ton}$$

$$V_r = 94.31 \text{ ton} > V_{act} = 70.06 \text{ ton} \text{ OK}$$

$$M_{act} = \frac{q_D \times b'^2}{2} = \frac{53.23 \text{ ton/m}^2 \times (0.69 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{act} = 12.67 \text{ ton} - m$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{f'c}{F_y} \times b \times d \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{M_u}{0.003825 \times f'c \times b \times d^2} \right)} \right) \right)$$

$$A_s = 0.85 \times \frac{281 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 190 \text{ cm} \times 73.09 \text{ cm}$$

$$\times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{12670 \text{ kg} - m}{0.003825 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 190 \text{ cm} \times (73.09 \text{ cm})^2} \right)} \right) \right)$$

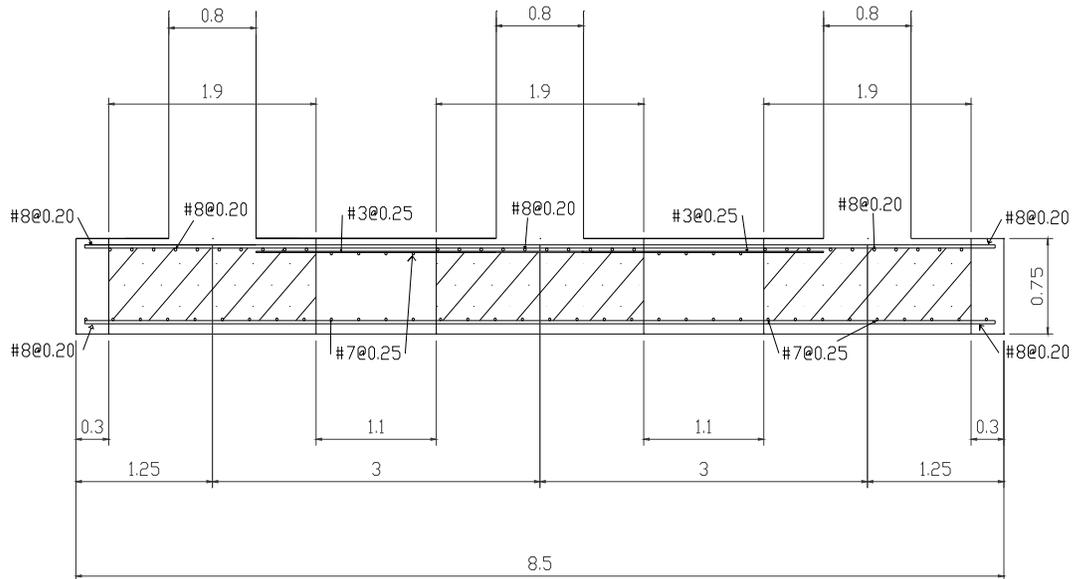
$$A_s = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{F_y} \right) \times B \times d$$

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{14.30}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) \times 190 \text{ cm} \times 73.09 \text{ cm} = 47.28 \text{ cm}^2$$

$$\#8@0.20 \text{ m}$$

Figura 30. Armado de cimiento de pila



2.1.8. Obras de protección

2.1.8.1. Gaviones

Son canastas fabricadas con alambre galvanizado las cuales se llenan con roca de preferencia de canto rodado, estas rocas deben ser de tamaño regular de 6" luego de llenar las canastas se empiezan a ampliar y amarrar entre sí, para nuestro proyecto se recomienda hacerlo 10 metros arriba y abajo de la ubicación del puente en ambos extremos; con los gaviones se fabrican muros que sirven para encausar la cuenca del río y evitar las socavaciones laterales. La altura de la canasta debe ser tres veces la base.

2.2. Diseño para la remodelación de la red de drenaje sanitario del sector San Jacinto

2.2.1. Descripción del sistema a utilizar

2.2.1.1. Alcantarillado sanitario:

Consiste en un conjunto de tuberías que recolectan las aguas servidas domiciliarias, comerciales e industriales principalmente.

En general y excepto razones especiales, según las normas del INFOM en poblaciones que no cuentan con ningún sistema de drenaje, se proyectarán sistemas de alcantarillado sanitario. Mismo que se diseñará por gravedad para este caso.

2.2.2. Levantamiento Topográfico

2.2.2.1. Topografía

Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas, según los tres elementos del espacio y estos pueden ser: dos distancias y una elevación o una distancia, una dirección y una elevación.

Los levantamientos topográficos se realizan por medio de cálculos, y se pueden obtener los siguientes datos: distancias, ángulos, direcciones, coordenadas, elevaciones, áreas, etc. obtenidos inicialmente en campo. Para efectuar un trabajo de topografía se deben de seguir los siguientes pasos:

1. Reconocimiento del lugar: Es donde se recorre el área de trabajo para tener un panorama de las actividades a desarrollar.
2. Toma de decisiones: Con base al reconocimiento y a criterio técnico, se selecciona el método del levantamiento topográfico a efectuar.
3. Trabajo de campo: En él se obtienen los datos que son de importancia para el desarrollo del trabajo como mediciones, niveles, etc.
4. Procesamiento de datos: Consiste en traducir o interpretar los datos que se han tomado en campo, para determinar la información requerida.
5. Elaboración de planos: Aquí se representa gráficamente los datos de campo así como el diseño del mismo con base a: distancias, cotas, direcciones, etc.

Con la libreta de campo del levantamiento topográfico se realizan los cálculos correspondientes y se procede a dibujar el plano, el cual consta de una planta general de la población en la que se indican todas las estaciones con su respectiva cota de nivelación, Bench Mark (BM) con su respectiva cota, las curvas de nivel y la orientación.

2.2.2.2. Planimetría y Altimetría

Planimetría:

Consiste en los procedimientos utilizados, para fijar las posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones, con las distancias y direcciones obtenidas de campo.

Los levantamientos planimétricos se pueden hacer por métodos tales como, conservación de azimut, por deflexiones, por rumbo y distancia u otro de los usados generalmente. El levantamiento debe incluir todas las calles de la población, parques, áreas deportivas, escuelas y todos aquellos monumentos que nos puedan servir de referencia.

El levantamiento de planimetría se realizó por el método de conservación de azimut, con vuelta de campana. Los datos del levantamiento están consignados en la libreta de campo, acompañado del croquis correspondiente, indicando, además, todos los datos característicos referenciales, como: calles, áreas deportivas, iglesia, quebradas, puentes, viviendas, etc. Las estaciones se indicaron con números, con sus respectivos azimuts, lecturas de cambio de niveles y distancias horizontales.

Altimetría:

Tiene por objeto determinar la diferencia de altura entre puntos del terreno. La altura de los puntos se tiene sobre un plano de comparación, siendo el más común el nivel del mar. El instrumento utilizado para el desarrollo del trabajo depende de la precisión que se desee. Con los datos de campo, se obtienen las cotas y/o perfil del terreno. La nivelación debe desarrollarse con un nivel de precisión, hecha sobre el eje de las calles, y se tomarán elevaciones:

- a) En todos los cruces de calles.
- b) A distancias no mayores de 20 metros.
- c) De todos los puntos en que haya cambio de pendiente del terreno.

- d) De todos los lechos de quebradas, puntos salientes del terreno y depresiones.

- e) De las alturas máximas y mínimas del agua en el caudal o cuerpo de agua en el que se proyecta efectuar la descarga.

Para efectuar la topografía del proyecto de drenaje sanitario, se siguieron los pasos siguientes:

1. Reconocimiento: En este punto se efectuó la visita correspondiente al sector San Jacinto, se recorrió el lugar donde se desarrollaría el proyecto, donde se observaron: pendientes, alturas, población en general y su ubicación, etc.

2. Toma de decisiones: Después de realizar el recorrido a la comunidad, se tomó la decisión que el tipo de levantamiento topográfico a realizar era el de conservación de azimuts y nivelación.

3. Trabajo de campo: Consistió en efectuar el trabajo de planimetría por medio del método de conservación de azimuts, radiando donde era necesario y utilizando un teodolito y cinta métrica. Para la ejecución de la altimetría, se utilizó un nivel de precisión y estadía, nivelando a cada 20 metros, se tomaron bancos de nivel en puntos específicos. Los datos de campo se consignaron en libretas con sus respectivos croquis.

4. Procesamiento de datos: Este trabajo se realizó en gabinete, con los datos de campo se calcularon coordenadas, azimut, cotas, distancias para cada estación y se procedió al diseño del drenaje.

5. Con el diseño y los datos tabulados por cada tramo se elaboraron planos planta-perfil para el proyecto.

2.2.3. Diseño hidráulico

2.2.3.1. Período de diseño: El sistema de alcantarillado será proyectado para llenar adecuadamente su función durante el periodo de 30 años.

2.2.3.2. Cálculo de población futura: Para el cálculo de la población futura se utilizó el método geométrico.

Datos de ejemplo:

- Población actual (P_a) = 2,820 habitantes
- Tasa de crecimiento (r) = 2.58 %
- Período de diseño (n) = 30 años.

$$\begin{aligned} P_f &= P_a \times (1 + r/100)^n = 2820 \times (1 + 2.58/100)^{30} \\ &= 6,055 \text{ habitantes.} \end{aligned}$$

2.2.3.3. Dotación:

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante por un día. Está expresada en litros/habitante/día.

Los factores que se deben considerar para determinar la dotación son: clima, nivel de vida, actividad productiva, servicios comunales o públicos.

La dotación que se asumirá para este proyecto es de 150 litros/habitante/día.

2.2.3.4. Factor de retorno:

Es el factor que indica la cantidad de agua que las personas retornan al alcantarillado sanitario, el cual se considera entre el 70% y 90% de la dotación de agua potable. Se asumió un factor de retorno del 85%.

2.2.3.5. Factor de flujo instantáneo:

Es el factor que representa la probabilidad de que múltiples accesorios sanitarios de las viviendas se estén utilizando simultáneamente en una comunidad. Es llamado también Factor de Harmond (FH), regula un valor máximo de aportaciones por uso doméstico. Este factor actúa principalmente en las horas picos, es decir en las horas que más se utiliza el sistema de drenaje, se puede calcular para un tramo de la red por medio de la fórmula:

$$Fh = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

FH = Factor de Harmond

P = Población en miles de habitantes

El factor de flujo instantáneo no es constante para todo el sistema de alcantarillado, si no por el contrario varía para cada tramo de acuerdo al número de habitantes acumulados en ese tramo, por lo tanto también es diferente el valor de flujo actual al valor de flujo futuro.

2.2.3.6. Caudal sanitario:

El caudal sanitario está en función a la cantidad que se exprese por el caudal domiciliar, caudal de infiltración, caudal de ilícitas, caudal comercial y caudal industrial.

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{con}} + Q_{\text{inf}}$$

2.2.3.6.1. Caudal domiciliar o doméstico:

Es el agua que ha sido utilizada en viviendas ya sea para uso personal, limpieza o producción de alimentos, luego es desechada y conducida hacia la red de alcantarillado sanitario. El caudal domiciliar está dado por la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{dom}} = ((\text{dotación}) \times (\text{población futura}) \times (\text{factor retorno})) / 86400$$

$$Q_{\text{dom}} = ((150 \text{ lts./hab./día}) (6,055 \text{ hab.}) (0.85)) / 86400$$

$$Q_{\text{dom}} = 8.94 \text{ lts./seg.}$$

2.2.3.6.2. Caudal de infiltración:

Para la estimación del caudal de infiltración que entra en la alcantarilla, se toma en cuenta la profundidad del nivel freático del agua subterránea en relación a la profundidad de las tuberías, la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas usadas en las tuberías y la calidad de mano de obra y supervisión con que se cuenta durante la construcción. Hay dos formas de medirlo, una es en litros diarios por hectárea y la otra en litros diarios por kilómetro de tubería,

incluyendo la longitud de la tubería de los entronque domiciliario para lo cual puede asumirse como 6 m. de longitud por cada vivienda. Este factor puede variar entre 16,000 y 20,000 litros diarios por kilómetro de tubería, el caudal de infiltración está dado por la fórmula siguiente:

$$Q_{inf.} = \frac{(Fact. Inf.* (m de tubería + número de casas fut.* 6m.)/1000)}{86400}$$

Para este sistema de drenaje sanitario se asumió, un caudal de infiltración igual a cero debido a que el material a utilizar es tubería de PVC, norma ASTM 3034. No existe caudal de infiltración.

2.2.3.6.3. Caudal de conexiones ilícitas:

El caudal de conexiones ilícitas es producido por viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al sistema de alcantarillado sanitario.

El porcentaje estimado de viviendas que realizan conexiones ilícitas varía de 0.5% a 2.5%. Según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), se puede tomar un valor del 10% del caudal domiciliario.

El principal objetivo es determinar lo más exacto posible el caudal de conexiones ilícitas que puedan llegar al sistema de alcantarillado sanitario.

Este caudal depende de muchos factores, tanto físicos, geográficos, meteorológicos, etc.

Los métodos de cálculo de caudales de escorrentía son imprecisos, debido a la falta de información hidrológica que permite correlacionar las diferentes variables, la escorrentía, la topografía, la permeabilidad de suelo, etc.

Para la determinación del caudal de conexiones ilícitas se pueden utilizar varios métodos, por ejemplo:

1. Fórmulas empíricas.
2. Método de hidrografía.
3. Método racional.
4. Estudio de correlación entre lluvia y escorrentía.
5. El uso de modelos matemáticos en computadoras.

El método más utilizado es el método racional.

2.2.3.6.3.1. Método racional

Este método, establece que el caudal proveniente de una precipitación es función directa de la intensidad de lluvia, del área tributaria y de un coeficiente de escorrentía, el cual depende a su vez de la pendiente del terreno y de su permeabilidad.

$$Q_{c.i.} = \frac{C \times I \times A}{360} \times 1000 \frac{lt}{m^3} = \frac{Lt}{seg.}$$

Donde:

$Q_{c.i.}$ = Caudal de conexiones ilícitas.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de lluvia en mm/hr.

A = Área a drenar, en hectáreas.

2.2.3.6.3.2. Intensidad de lluvia

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, y está dada en milímetros por hora.

Se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:

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

Donde:

a y b = constantes del lugar y período de retorno (se obtiene de estudios meteorológicos).

t = Tiempo de concentración (minutos). Se tomará $t_{\text{inicial}} = 12$ minutos.

Tabla I. Intensidades de lluvia para algunas localidades (mm/h)

Período de retorno	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala zona atlántica	<u>2.888</u> t + 18	<u>3.706</u> t + 22	<u>4.204</u> t + 23	<u>4.604.5</u> t + 24
Ciudad de Guatemala zona pacifico	<u>3,624.10</u> T + 27.8	<u>4,978.10</u> t + 32.80	<u>5,915.70</u> t + 35.8	<u>6,889.10</u> t + 39.5
Bananera Izabal	<u>5,711.15</u> t + 48.98	<u>7,103.95</u> T + 53.8	<u>7,961.65</u> t + 56	<u>8,667.77</u> t + 58.45
Quetzaltenango	<u>977.7</u> t + 3.8	<u>1,128.50</u> T + 3.24	<u>1,325.50</u> t + 3.48	
El Pito-Chocola Suchitepéquez	<u>11,033.60</u> t + 101.10	<u>11,618.70</u> t + 92.19	<u>13,455.20</u> t + 104.14	
La Fragua Zacapa	<u>3,700.50</u> t + 50.69	<u>3,990.50</u> t + 41.75	<u>4,049</u> t + 37.14	

Fuente: Municipalidad de Salcajá, O.M.P.

Para este caso se utilizará la intensidad de lluvia para Quetzaltenango, con un periodo de retorno de 10 años.

Entonces:

$$I = \frac{1,325.5}{t + 3.48}$$

$$I = \frac{1325.5}{12+3.48} = 85.63 \text{ mm/h.}$$

2.2.3.6.3.3. Coeficiente de escorrentía

Es la cantidad de lluvia que escurre, en función de la permeabilidad de la superficie del suelo.

El coeficiente de escorrentía (C), es la variable del método racional menos susceptible a determinación precisa. El coeficiente de escorrentía C, se obtendrá de la siguiente tabla:

Tabla II. Coeficientes de escorrentía para algunas superficies

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR C
Superficies impermeables de techos	0.75 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.95
Pavimento de concreto en buen estado	0.70 a 0.90
Pavimento de piedra o ladrillo con buenas juntas	0.75 a 0.85
Pavimentos de piedra o ladrillo con juntas permeables	0.40 a 0.70
Superficies sin pavimento, patios y lotes sin construir	0.10 a 0.30
Parques, prados, jardines, canchas, etc.	0.05 a 0.25
Bosques y tierras cultivadas.	0.01 a 0.20

Fuente: Municipalidad de Salcajá, O.M.P.

Entonces, caudal de conexiones ilícitas:

$$A = \frac{(cantidad\ de\ casas\ x\ área\ de\ techos) + (cantidad\ de\ casas\ x\ área\ de\ patios)}{10000}$$

$$A = \frac{(470 \times 30) + (470 \times 8)}{10000}$$

$$A = 1.79\ Ha.$$

$$Q_{c.i.} = \frac{0.5 \times 85.63 \times 1.79\ Ha \times 1,000\ \frac{lt}{m^3}}{360} = 0.21\ lt/seg.$$

2.2.3.6.4. Factor de caudal medio (FQM)

Es el factor que regula la aportación de caudal en la tubería, éste es la resultante de la sumatoria de todas las aguas negras domésticas, conexiones ilícitas, infiltración, comercial e industrial.

El factor de caudal medio debe de estar dentro del siguiente rango:

$$0.002 \leq FQM \leq 0.005$$

Si da un valor inferior al rango anterior se tomará 0.002, y si por el contrario da un valor mayor a este rango se tomará 0.005. El factor de caudal medio está dado por:

$$FQM = \frac{Q_m}{P_f}$$

Donde:

FQM = caudal sanitario

P_f = población futura

$$Q_m = Q_{dom.} + Q_{inf.} + Q_{ci} + Q_{comercial} + Q_{industria}$$

$$FQM = \frac{8.94 \text{ lts./seg} + 0.21 \text{ lt/seg}}{6055 \text{ hab}} = 0.002$$

Para este proyecto no se tomaron en cuenta los caudales de infiltración, comercial e industrial, debido a que se utilizará tubería de PVC, y en el sector donde se hará la remodelación es una zona residencial donde no hay industrias ni comercios grandes, tomando en cuenta el valor del caudal de conexiones ilícitas.

2.2.3.7. Caudal de diseño

Este es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario, y está dado por la suma de los caudales domiciliar, comercial, industrial, infiltración y de conexiones ilícitas. Para este proyecto en particular sólo se toman en cuenta los caudales domiciliarios y de conexiones ilícitas.

El caudal de diseño de cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmond y el número de habitantes a servir:

$$Q_{diseño} = (FQM) (FH) (Población)$$

$$Q_{diseño} = (0.0015 \text{ lt/s}) (3.17) (6,055 \text{ habitantes})$$

$$Q_{diseño} = 28.79 \text{ lt/s.}$$

2.2.3.8. Diseño de secciones y pendientes

Las alcantarillas deben de diseñarse de modo que la velocidad mínima de las aguas servidas sea 0.40 m/s y una máxima de 3.0 m/s. Este rango de velocidad lo podrá mantener sí se diseña adecuadamente tanto la pendiente como la sección de la tubería. Es importante conocer que la alcantarilla trabaja

como canal abierto, en el cual el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión. Es por ello que se utiliza la fórmula de Manning, para su diseño:

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

Donde:

V = Velocidad del flujo a sección llena (m/s)

R = Radio hidráulico

S = Pendiente de la gradiente hidráulica

η = Coeficiente de rugosidad de Manning

Para tubería de PVC el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios será de 6 pulgadas, y una pendiente mínima de 0.5 %. Para las conexiones domiciliarias se podrá utilizar tubería de 4 pulgadas PVC, ésta deberá formar un ángulo horizontal con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados en el sentido de la corriente.

2.2.3.9. Velocidad máxima y mínima

La velocidad del flujo en la tubería de PVC no deberá ser menor a 0.50 m/s, esto para proporcionar una acción de auto limpieza en las tuberías, y una velocidad máxima de 5.0 m/s, a sección llena; pero debido a que los alcantarillados trabajan a secciones parcialmente llenas se recomienda mantenerse en un rango de 0.4 m/s a 3.0 m/s.

2.2.3.10. Cotas invert

La cota invert es la distancia que existe entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interior de la tubería, se debe verificar que la cota invert sea, al menos, igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Las cotas

invert se calculan con base en la pendiente del terreno y la distancia entre un pozo y otro. Para el diseño de las cotas invert se deberá tomar en cuenta las siguientes normas:

- La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita será como mínimo de 0.03 m.
- Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita, sea menor que el diámetro interior del que sale, la diferencia de cotas Invert será como mínimo la diferencia de dichos diámetros.
- Cuando la diferencia de cotas Invert entre la tubería que entra y la que sale en un pozo de visita sea mayor a 0.70 metros deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia.
- Cuando a un pozo de visita llega una tubería y salen dos tuberías, todas de igual diámetro, una de corrimiento y otra inicial, la tubería de corrimiento debe de colocarse por lo menos un diámetro debajo de la tubería de ramal inicial y por lo menos 0.03 m., de la tubería de llegada.
- Cuando a un pozo de visita llegan dos o más tuberías todas de igual diámetro la tubería de salida debe de colocarse por lo menos a 0.03 m. debajo de la tubería que llegue a mayor profundidad.
- Cuando a un pozo de visita llega una tubería y salen 3 ramales, dos iniciales y uno de corrimiento la tubería de corrimiento debe de colocarse como mínimo un diámetro debajo de la tubería de ramal inicial de mayor profundidad y por lo menos 0.03 m., debajo de la tubería de llegada.

2.2.3.11. Diámetro de la tubería

La tubería en alcantarillados no debe ser menor a 6 pulgadas en colectores y 4 pulgadas en conexiones domiciliarias, para tubería de PVC. Para el diseño del diámetro del colector se deberá tomar en cuenta la población a servir, las velocidades máximas y mínimas, y el tirante máximo y mínimo los cuales son 0.10 diámetros y 0.80 diámetros respectivamente.

La tubería a utilizar en esta ampliación será de PVC tanto en el colector principal como para conexiones domiciliarias, ambas que cumplan la norma ASTM 3034.

2.2.3.12. Pozos de visita

Son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- Al inicio de todo colector
- En todo cambio de sección o diámetro y pendiente.
- En todo cambio de dirección
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros.

2.2.3.13. Conexiones domiciliarias

Tienen la finalidad de llevar las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección construida

de mampostería o con tubos de cemento colocados verticalmente, en la cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir con la tubería que desaguará en el colector principal. La tubería entre la caja de inspección y el colector debe colocarse con una pendiente del 2% como mínimo.

2.2.3.14. Profundidad de la tubería

La profundidad mínima de coronamiento con respecto a la superficie del terreno será de 1.40 m. para el colector principal y de 0.80 m. para conexiones domiciliarias.

2.2.3.15. Principios y relaciones hidráulicas

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

Las relaciones hidráulicas vienen dadas por la relación de caudales, tirantes y velocidades a secciones parciales con secciones llenas. La relación de caudales q/Q debe ser menor o igual a 0.75 y la relación de tirantes debe oscilar entre 0.1 y 0.75. La velocidad a sección parcial debe de estar en el rango de 0.4m/s a 3.0 m/s.

Pueden ser utilizadas tablas que mediante programas son tabuladas:

Tabla III. Resumen de relaciones hidráulica

q/Q	d/D	v/V	a/A
0.012700	0.079	0.345215	0.036709
0.013043	0.08	0.348007	0.037478
0.013390	0.081	0.350786	0.038171
0.013742	0.082	0.353551	0.038868
0.014098	0.083	0.356302	0.039568
0.015196	0.086	0.364475	0.041693
0.015571	0.087	0.367173	0.042409
0.021319	0.101	0.403692	0.05281
0.021765	0.102	0.406216	0.053579
0.022215	0.103	0.40873	0.054351
0.022670	0.104	0.411234	0.055127
0.023130	0.105	0.413727	0.055906
0.023594	0.106	0.41621	0.056688
0.025986	0.111	0.428476	0.060648
0.026479	0.112	0.430901	0.061449
0.026976	0.113	0.433316	0.062254
0.027477	0.114	0.435721	0.063062
0.027984	0.115	0.438117	0.063873
0.028495	0.116	0.440505	0.064686

Fuente: Municipalidad de Salcajá, O.M.P.

2.2.4. Diseño de la red de alcantarillado sanitario

El diseño de alcantarillado sanitario se realizó con tubería de PVC Norma 3034, diámetro mínimo de 6" por ser PVC según normas del INFOM.

A continuación se describe el ejemplo de diseño del tramo comprendido entre el pozo de visita 0 a pozo de visita 1, tomando como base la hoja de cálculo empleada para el diseño del drenaje

Para encontrar cotas de terreno, en la topografía se tomo como altura de marca la cota 100.00 m. para el PV-0

Para la estación 0 se tiene una cota de terreno de 100.00

Para la estación 1 se tiene una cota de terreno de 95.18

La distancia entre ambos puntos es de 51.35m equivalente a una cantidad redondeada de 9 tubos.

Pendiente del terreno:

$$Pt = ((100.00 - 95.18) / (51.35)) * 100$$

$$Pt = 9.39\%$$

Cálculo de población:

El cálculo de la población se estima en un promedio de habitantes por casa; llegando a la estimación de 6 habitantes por casa.

Población a servir:

$$Pa = \text{Número de casas} \times \text{Habitantes por casa}$$

$$Pa = 10 \times 6 \text{ hab/casa.}$$

$$Pa = 60 \text{ habitantes.}$$

$$Pf = Pa \times (1 + r/100)^n = 2820 \times (1 + 2.58/100)^{30}$$
$$= 6,055 \text{ habitantes.}$$

Caudal domiciliar Q_{dom} :

$$Q_{dom} = ((\text{dotación}) \times (\text{población actual}) \times (\text{factor retorno})) / 86400$$

$$Q_{dom} = ((150) \times (60) \times (0.85)) / 86400$$

$$Q_{dom} = 0.09 \frac{lt}{s}$$

Caudal conexiones ilícitas $Q_{c.i.}$:

$$Q_{c.i.} = \frac{C \times I \times A}{360} \times 1000 \frac{lt}{m^3} = \frac{Lt}{seg}$$

$$Q_{c.i.} = \frac{0.50 \times 85.69 \times 0.038}{360} \times 1000 \frac{lt}{m^3} = 0.005 \frac{Lt}{seg}.$$

Caudal medio Qm:

Actual:

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{c.i.}$$

$$Q_m = 0.09 + 0.005$$

$$Q_m = 0.095 \text{ lt/s}$$

Futuro:

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{c.i.}$$

$$Q_m = 0.19 + 0.005$$

$$Q_m = 0.195 \text{ lt/s}$$

Factor de caudal medio:

Actual:

$$F_{qm} = Q_m / P_{ob.}$$

$$F_{qm} = 0.095 / 60$$

$$F_{qm} = 0.0016$$

Futuro:

$$F_{qm} = Q_m / P_{ob.}$$

$$F_{qm} = 0.195 / 129$$

$$F_{qm} = 0.0015$$

Como el factor de caudal medio encontrado (0.0016 lt/s.) no se encuentra entre el intervalo **0.002 < Fqm > 0.005** que establece el INFOM. Se asumió la utilización de **0.002l/s.** como mínimo.

Factor de Harmon (FH):

Actual:

$$Fh = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$Fh = \frac{18 + \sqrt{60/1000}}{4 + \sqrt{60/1000}} \quad Fh = 4.30$$

Futuro:

$$Fh = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$Fh = \frac{18 + \sqrt{129/1000}}{4 + \sqrt{129/1000}} \quad Fh = 4.21$$

Caudal de diseño:

Actual:

$$Qd = (Pa) (FQM) (FH)$$

$$Qd = (60 \text{ hab.}) (0.002 \text{ lt/s.}) (4.30)$$

$$Qd = 0.52 \text{ lt/s.}$$

Futuro:

$$Qd = (Pf) (FQM) (FH)$$

$$Qd = (129 \text{ hab.}) (0.002 \text{ lt/s.}) (4.21)$$

$$Qd = 1.09 \text{ lt/s.}$$

Caudal a sección llena (Q)

Se utiliza la fórmula de Manning para calcular el caudal a sección llena de la tubería de diámetro 6 pulgadas. Coeficiente de rugosidad de Manning (n= 0.010)

$$Q = (0.3119)/\eta \times D^{2/3} \times S^{1/2}.$$

$$Q = ((0.3119)/0.010 \times (6 \times 0.02546/4)^{2/3} \times (0.09)^{1/2}) \times \pi \times (6 \times \frac{0.0254}{2})^2 \times 1000$$

$$Q = 61.96 \text{ lt/s.}$$

Velocidad a sección llena (V)

Se utiliza la fórmula de Manning para calcular la velocidad a sección llena de la tubería de diámetro 6 pulgadas. Tomando en cuenta que $R = D/4$

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

$$V = (1/0.010) * (6 * 0.02546/4)^{2/3} * (0.09)^{1/2}$$

$$V = 3.40 \text{ m/s.}$$

De lo anterior se obtiene la relación:

$$q/Q = \text{caudal de diseño} / \text{caudal a sección llena}$$

$$q/Q = 0.015$$

Teniendo el valor q/Q , se encuentra por medio de relaciones hidráulicas los valores de: v/V y d/D .

Velocidad de diseño (v)

$$v = (v/V) * V$$

Donde:

v = velocidad de diseño a sección parcialmente llena.

v/V = valor obtenido de relaciones hidráulicas

V = velocidad a sección llena

$$v = 0.36 * 3.77 = 1.38 \text{ m/s}$$

Cálculo de tirante (d)

El tirante de agua, para que no exista taponamiento en la tubería, ni se sobrepase la capacidad del tubo, debe cumplir con la siguiente condición:

$$0.10D \leq d \leq 0.75D$$

$$d/D = 0.09$$

Este valor chequea aunque es menor a 0.10 diámetro pero por ser tramo inicial se puede obviar; y la relación es menor a 0.75 diámetro, que es lo que se establece.

Cálculo de la cota invert

$$CIE_1 = CIS_0 - (S * DH)/100$$

Donde:

CIE_1 = Cota invert de entrada del pozo a estudiar

CIS_0 = Cota invert de salida del pozo anterior

S = Pendiente de tubería

DH = Distancia horizontal

Para CIS_0 por tratarse del inicio de ramal, tomando como base la especificación de pozos de visita, indica que se deben construir pozos de visita al inicio del cualquier ramal se tomó una altura de 2.00m por debajo de la cota de terreno.

$$CIE_1 = 98.00 - (9/100 * 51.35)$$

$$CIE_1 = 93.38m.$$

Altura de pozos

Inicio = Cota de terreno de inicio - cota de inversión de inicio

$$Inicio = 100.00m - 98.00m.$$

$$Inicio = 2.00m.$$

Final = Cota de terreno de llegada - cota de inversión final

$$Final = 95.18m - 93.38m$$

$$Final = 1.80m.$$

2.2.5. Evaluación socio-económica

2.2.5.1. Tasa interna de retorno (T.I.R.)

Es la máxima utilidad que se obtiene en la evaluación de un proyecto, es un método de prueba y error, debe utilizar las siguientes ecuaciones para obtener un resultado.

$$VPN = Ingresos \times \left[\frac{(1 + TIR)^n - 1}{TIR(1 + TIR)^n} \right] + Egresos \times \left[\frac{1}{(1 + TIR)^n} \right]$$

Como es un proyecto de inversión social la municipalidad absorberá el 60% del costo total del proyecto y la comunidad pagará el otro 40% en un periodo de 20 años en cuotas anuales de Q190.00 por derecho de conexiones domiciliarias. Cuota de mantenimiento de Q10.00/mensuales.

Aproximadamente habrá un total de 470 casas con su servicio y un gasto por mantenimiento de aproximadamente Q 12,000.

Datos:

Valor de financiar 1,715,924.54 quetzales, con un gasto por año de mantenimiento que ascenderán a Q12,000.00 y unos ingresos por servicio anual de Q56,400.00y por cuota anual Q89,300.00 es necesario determinar si la inversión que se planea realizar será rentable o generará perdidas.

$$VPN = -145,700 \times \left[\frac{(1 + 0.11)^{20} - 1}{0.11(1 + 0.11)^{20}} \right] + 12,000 \times \left[\frac{1}{(1 + 0.11)^{20}} \right] = -1,158,768.50$$

VPN=-1,158,768.50 para un interés del 11% anual en un periodo de 20 años

La diferencia es de Q-557,156.04

$$VPN = -145,700 \times \left[\frac{(1 + 0.05)^{20} - 1}{0.05(1 + 0.05)^{20}} \right] + 12,000 \times \left[\frac{1}{(1 + 0.05)^{20}} \right] = -1,811,221.37$$

VPN=1,811,221.37 para un interés del 5% anual en un periodo de 20 años la diferencia es de Q95,296.83

Se procede a interpolar para determinar la tasa interna de retorno del proyecto, la cual se muestra a continuación.

0.11	-557,156.04
TIR	0.00
0.05	95,296.83

TIR = 0.06 %

2.2.5.2. Valor presente neto (V.P.N.)

Este es un método que permite tomar decisiones acerca de realizar una inversión o no, determina si la inversión que se planea realizar va a ser rentable o va a generar pérdidas. En este caso se utilizará para comprobar el resultado del análisis realizado con el método de la tasa interna de retorno.

En este proyecto en particular se realizará una inversión inicial de Q.1,715,924.54 y sus gastos de operación y mantenimiento se calculan que podrían llegar a ser de Q12,000 por año, y la municipalidad podría esperar recibir por concepto de servicios por parte de la comunidad la cantidad de Q145,700, y se necesita saber si en un periodo de 20, años con una tasa del 0.06%, va a ser rentable el proyecto o no.

Inversión inicial	=	Q.1,715,924.54
Valor de rescate	=	Q.1,715,924.54

Ingresos por servicios	=	Q145,700
Egresos por mantenimiento	=	Q12,000
n	=	20 años
TIR	=	0.06 %

En la siguiente ecuación se procede a sustituir los valores anteriores para determinar si el proyecto será rentable o no. Es muy importante recordar que el resultado de valor presente neto si es positivo significa que el proyecto podría generar utilidades, al contrario si es negativo serán perdidas las que se podrían obtener.

$$VPN = -P + Costos \times \left[\frac{(i+1)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] + Ingresos \times \left[\frac{(1+i)^n}{i(1+i)^n} \right] + R \times \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

$$VPN = -Q 32,211.19$$

El resultado del valor presente neto fue de -Q.32,211.19, con signo negativo, lo cual indica que la inversión no será rentable.

3. ESTUDIO INICIAL DE IMPACTO AMBIENTAL

Podría definirse el impacto ambiental (IA) como la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana. Esta acción puede ser un proyecto de ingeniería, un programa, o una disposición administrativo-jurídica con implicaciones ambientales.

El término impacto no implica negatividad, ya que éste puede ser tanto positivo como negativo. La evaluación del impacto ambiental está destinada a predecir, identificar cuáles acciones pueden causar la calidad de vida del hombre y su entorno.

3.1. Amenazas potenciales

3.1.1. El suelo: se impactará negativamente si no se verifica en la etapa de compactación, pudiendo sufrir hundimientos y provocar fisuras o quebraduras, tanto en los caminos de acceso como en las tuberías.

3.1.2. Ruido: el aumento en la generación de concentraciones de contaminantes visuales y ruidos en el ambiente.

Para asegurar el bienestar físico y mental del trabajador en la fase de construcción del proyecto, se recomienda para todo el personal (ingeniero residente, peones, maestro de obras, operadores de maquinaria, etc.), no consumir bebidas alcohólicas durante el trabajo. Durante las actividades de riesgo deben utilizarse guantes, casco protector, en algunos casos mascarillas, y si existiera la necesidad de trabajar a doble jornada, utilizar suficiente iluminación artificial, chalecos reflectivos.

La empresa promotora debe contar con botiquín de primeros auxilios, en caso de una emergencia o accidente, siendo conveniente que contenga como mínimo:

- ✓ Termómetro oral,
 - ✓ Gasas estériles,
 - ✓ Vendas elásticas,
 - ✓ Aspirinas y analgésicos,
 - ✓ Baja lenguas,
 - ✓ Alcohol,
 - ✓ Desinfectantes,
 - ✓ Curitas, esparadrapo,
 - ✓ Tijeras
- Reglas generales en caso de accidentes:
 - ✓ Mantener la calma,
 - ✓ Colocar al paciente en posición cómoda,
 - ✓ No dejar sólo al paciente,
 - ✓ Si no se tiene mayor conocimiento hay que llevarlo al médico.

3.2. Tipos de vulnerabilidades de la población:

La población será afectada ligeramente por la contaminación en el aire y en la incomodidad de transitar en lugares donde se coloque la nueva tubería; proporcionando algún tipo de estrés.

3.3. Medidas de mitigación:

Es necesario tomar en cuenta todos los factores importantes en cuanto al control que se pueda brindar en todas las fases de trabajo, ya sea preliminar,

de campo o de ejecución, con la finalidad de disminuir cualquier tipo de riesgo. Entre éstos podemos citar las medidas de mitigación para la seguridad personal (habitantes y trabajadores).

3.3.1. Suelo: Los residuos sólidos deberán ser recolectados y reutilizados todas las veces que sea posible dentro del mismo proyecto, y si fuese posible, almacenados para trasladarlos a otros proyectos.

Para realizar las operaciones de mantenimiento de la maquinaria pesada utilizada en el proyecto, se debe establecer un único lugar, evitándose al máximo los derrames de los lubricantes, tanto nuevos como usados.

3.3.2. Hidrología e hidrogeología: Los amortiguamientos sobre las aguas superficiales y subterráneas, serán inspeccionados mediante un control sobre los residuos líquidos que están formados por derrames de aguas contaminadas y/o concreto líquido; por lo que durante el manejo se deberán evitar derrames, sobre todo en aquellos lugares en donde se encuentren afluentes superficiales.

3.3.3. Ruido: La maquinaria pesada debe contar con silenciadores adecuados para no provocar ruidos innecesarios para los trabajadores y la población del área.

3.3.4. Calidad del aire: Toda la maquinaria tendrá que proporcionar la mínima cantidad de contaminante de monóxido y dióxido de carbono producido por los motores. El polvo, en la fase de construcción, deberá ser tratado de modo que no influya en la contaminación de aire, el cual es inhalado por la población.

3.3.5. La flora y vegetación: El material proveniente de cortes será dispuesto en los botaderos de desperdicios para proteger la flora y vegetación. Los botaderos serán elegidos para evitar obstrucciones en los drenajes naturales del terreno.

3.3.6. Efectos potenciales sobre la población: Los impactos relevantes en la ejecución del proyecto se pueden mencionar: proporcionar una vida adecuada eliminando los contaminantes de aguas servidas a través del drenaje sanitario; en cuanto al puente vehicular; un paso seguro y eficiente para las poblaciones involucradas.

CONCLUSIONES

1. El proyecto de remodelación de drenaje sanitario tiene un costo de Q.367.75/ml por lo que el proyecto se puede considerar como caro, debido a que dónde se colocará la nueva red de drenaje, tiene una cubierta de adoquinado que debe ser removida y luego colocada de nuevo. El beneficio hacia la población hace que ese gasto sea necesario para el desarrollo de Salcajá.
2. El costo directo de la remodelación del drenaje sanitario asciende a Q.1,1715,924.54., y en el análisis económico del mismo se puede observar que el Valor Presente Neto VPN de -Q.32, 211.19 con signo negativo, lo cual indica que la inversión no será rentable; esto sucede en la mayoría de las ocasiones con proyectos sociales, los cuales se construyen con la finalidad de atender las necesidades básicas de la población, sin esperar utilidades por ello.
3. El rediseño de la red de drenaje sanitario que se propuso es importante porque será un proyecto que le permitirá al municipio de Salcajá un gran desarrollo y permitirá a los habitantes estar libres de enfermedades respiratorias y gastrointestinales.
4. La elaboración del diseño del puente vehicular sobre el río Samalá; proporcionará una nueva opción para acceder a los sectores de Santa Rita, Curruchique y El Carmen; buscando liberar el tráfico que circula por el puente vehicular existente del centro de la ciudad.

5. El puente vehicular Curruchique tendrá una luz de 48 metros dividido en tres luces, con una sección de dos pistas de 3.60m cada una y dos aceras de 1.0m cada una, además contará con aletones y gaviones para protección del mismo; por lo que el costo del mismo asciende a Q.3,033,712.74. por lo que tiene un costo de Q.63,202.35/ml

6. La construcción del puente vehicular Curruchique, ayudará al desarrollo del municipio e impulsará el comercio de sus productos; ya que contribuye en la modernización e impulso de la infraestructura del municipio.

RECOMENDACIONES

1. No realizar extracciones de material cerca de las bases de la sub-estructura del puente, tampoco río abajo; ya que se modifica el cauce del río; si se realizan excavaciones hacerlas como mínimo 100 metros antes y/o 50 metros después del puente.
2. Cuando existe la probabilidad de socavaciones se deben realizar enrocamientos o algún otro tratamiento en el lecho del río, sobre todo cuando está empezando a bajar el desplante de los apoyos. Se puede completar utilizando gaviones que protegen la subestructura de deslaves, prolongando la vida útil del puente
3. En algunos casos, cuando el cauce del río ha acarreado mucho material y este se ha sedimentado cerca de la sub-estructura del puente, es necesario hacer dragados para que la corriente pase adecuadamente por debajo del mismo, evitando así golpes que puedan dañar la estructura del puente.
4. Para lograr un buen funcionamiento de la red de drenaje sanitario se debe hacer conciencia a todos los vecinos, para que le den el uso adecuado al mismo; explicándoles que no deben de permitir que ningún vecino bote basura dentro de los pozos de visita o tubería y sobre todo que no deben de conectar las aguas de lluvia de sus viviendas al sistema de alcantarillado sanitario.

5. Organizar cuadrillas de mantenimiento, para la inspección periódica de los pozos de visita en cuanto a la red de drenaje sanitario; y para la supervisión de las bases del puente a efecto de que estén libres de objetos extraños que puedan afectar la vida útil de los mismos.

BILBIOGRAFÍA

1. Cabrera Rapielle, R. A. Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2, Tesis Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1989.
2. Cardona Padilla, Jorge Alberto. Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Los Planes municipio de San Juan Ermita, departamento de Chiquimula. Trabajo de graduación del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2006.
3. Pérez Hamilton. Documento “Diseño de Puentes” Grupo Cima, Diciembre de 2008.
4. Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el Método LRFD-Unidades S.I.
5. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda; República de Guatemala. Diciembre de 2000.
6. Norma de Diseño para Alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal INFOM para la República de Guatemala 2001.

APÉNDICE

Tabla IV. Presupuesto de puente vehicular Curruchique:

Renglón	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	TOTAL
1	LIMPIEZA, CHAPEO Y DESCOMBRADO	1	GLOBAL	Q1,425.00	Q1,425.00
2	TRAZO, NIVELACION Y ESTAQUEADO	1	GLOBAL	Q6,768.28	Q6,768.28
3	EXCAVACION ESTRUCTURAL	551	M ³	Q110.06	Q60,644.50
4	ZAPATAS	2	UNIDAD	Q51,086.28	Q102,172.57
5	ARMADO, FORMAleta Y FUNDICION DE VIGA CABEZAL PARA PILA (2 UNIDADES)	23.6	ML	Q1,261.16	Q29,763.40
6	COLUMNA TIPO A (6 Unidades)	36	ML	Q987.47	Q35,548.88
7	VIGA VASTAGO (2 Unidades)	14.4	ML	Q5,497.29	Q79,161.01
8	VIGA PRINCIPAL	192	ML	Q7,379.45	Q1,416,853.85
9	DIAFRAGMA INTERNO (3 Unidad)	21.6	ML	Q2,561.49	Q55,328.13
10	DIAFRAGAMA EXTERNO (6 Unidades)	43.2	ML	Q3,240.53	Q139,991.09
11	LOSA	345.6	M ²	Q1,670.11	Q577,189.33
12	ACERA + BORDILLO	124.8	ML	Q1,795.52	Q224,080.41
13	JUNTA DE DILATACION	27.6	ML	Q1,244.38	Q34,344.97
14	APOYOS VIGAS PRINCIPALES (NEOPRENO)	16	UNIDAD	Q1,396.88	Q22,350.00
15	GAVIONES	40	mts.	Q6,202.28	Q248,091.33
	TOTAL				Q3,033,712.74
					\$365,507.56

Tabla V. Presupuesto drenaje San Jacinto:

Renglón	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.01	Trazo de Zanja	ml	2785.92	Q1.95	Q5,432.54	
1.02	Excavación de Zanja	m ³	2545.986	Q16.00	Q40,735.78	
1.03	Relleno compactado Zanja	m ³	2469.606	Q15.00	Q37,044.10	Q83,212.42
2	CONEXIONES DOMICILIARES	unidad	470	Q1,628.66	Q765,470.20	Q765,470.20
3	COLECTOR GENERAL PVC 6"	ml	759.4	Q138.93	Q105,503.44	Q105,503.44
4	COLECTOR GENERAL PVC 8"	ml	1008.47	Q267.37	Q269,634.62	Q269,634.62
5	COLECTOR GENERAL PVC 10"	ml	1018.05	Q351.58	Q357,926.02	Q357,926.02
6	POZOS DE VISITA	ml	76.07	Q1,763.87	Q134,177.84	Q134,177.84
7	REPONER PAVIMENTO RIGIDO	m ²	1710.21	Q279.65	Q478,260.23	Q478,260.23
					TOTAL	Q1,715,924.54
						\$207,990.85