



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO,
MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**

Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, abril de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO,
MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RIGOBERTO PABLO JOSÉ AGUILAR SALGUERO

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL I	
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 7 de mayo de 2012.



Rigoberto Fabio José Aguilar Salguero

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 08 de septiembre de 2014
Ref.EPS.DOC.951.09.14

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero** con carné No. **200212969**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Asesor Supervisor de EPS
Unidad de Ingeniería Civil

ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo
MAAO/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
5 de noviembre de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero, con Carnet No. 200212969, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

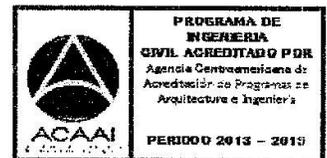

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 06 de noviembre de 2014
Ref.EPS.D.659.11.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero**, carné **200212969**, 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 Ascso - Supervisor de EPS, en mi calidad de Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS

SJRS/ra





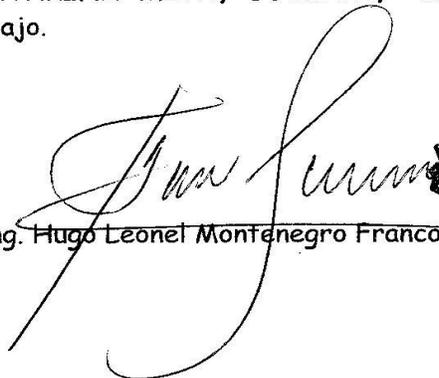
USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero, titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 170.2015

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN BARRIO EL BARREAL, ZONA 2 Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN GASOLINERA MUNICIPAL, CASCO URBANO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Rigoberto Pablo José Aguilar Salguero**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Angel Roberto Sic García
Decano



Guatemala, 22 de abril de 2015

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Mi esposa

Licda. Zulma Magaly Girón García, quien con su amor y apoyo me ha acompañado impulsado e inspirado día a día hasta cumplir esta meta.

Mis padres

Rigoberto Aguilar Grijalva (q.e.p.d.) y Aurelia Salguero y Salguero, por darme la vida y todo su amor y enseñarme a ser una persona de bien.

Mis hermanos

Ángel Antonio y Emmanuel Rigoberto Aguilar Salguero, porque en todas las luchas de esta vida siempre hemos estado juntos y sin su apoyo este triunfo no sería posible

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por ser Él quien me provee todo lo que tengo, incluyendo la sabiduría e inteligencia necesarias para alcanzar esta importante meta y todas las bendiciones que da a mi vida.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por abrirme las puertas del saber, cobijarme en sus aulas y pasillos y brindarme la oportunidad de desarrollar mi carrera.
Asesor	Ing. Manuel Arrivillaga, por apoyarme e impulsarme durante cada paso de este proceso hasta alcanzar la meta.
Familia	Por todo su apoyo, que desde el principio hizo posible avanzar paso a paso hasta llegar al objetivo.
Iglesia Biblia Abierta	Porque fue allí donde Dios me dio una segunda familia, me enseñó la integridad y determinación necesarias para salir adelante en la vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Santa Catarina Mita.....	1
1.1.1. Antecedentes históricos.....	1
1.1.2. Localización y ubicación	3
1.1.3. Límites y colindancias.....	5
1.1.4. Vías de comunicación.....	5
1.1.5. Clima	6
1.1.6. Población e idioma	7
1.1.7. Tipo de vivienda	9
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1. Diseño de puente vehicular en barrio El Barreal	11
2.1.1. Descripción del proyecto	11
2.1.2. Levantamiento topográfico	11
2.1.3. Estudio hidrológico e hidráulico	12
2.1.3.1. Método racional	12
2.1.3.2. Cálculo de altura con HEC-RAS.....	16
2.1.4. Estudio de suelos	18

2.1.5.	Especificaciones de diseño	18
2.1.6.	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	20
2.1.6.1.	Losa	20
2.1.6.2.	Vigas	20
2.1.6.3.	Diafragmas	21
2.1.6.4.	Cortina.....	21
2.1.6.5.	Viga de apoyo	22
2.1.7.	Diseño de la superestructura	23
2.1.7.1.	Diseño de la losa.....	23
2.1.7.2.	Diseño barandal y banquetta	29
2.1.7.3.	Diseño de vigas.....	35
2.1.7.3.1.	Viga intermedia	35
2.1.7.3.2.	Viga exterior.....	48
2.1.7.3.3.	Diafragma externo.....	55
2.1.7.3.4.	Diafragma interno.....	56
2.1.8.	Diseño de la subestructura.....	58
2.1.8.1.	Diseño de cortina	58
2.1.8.2.	Diseño de viga de apoyo.....	64
2.1.8.3.	Diseño de apoyo elastométrico	65
2.1.8.4.	Diseño de estribos.....	67
2.1.9.	Presupuesto	75
2.1.10.	Estudio de Impacto Ambiental Inicial.....	76
2.1.10.1.	Evaluación rápida.....	77
2.2.	Diseño de salón de usos múltiples en casco urbano	79
2.2.1.	Investigación preliminar.....	79
2.2.2.	Antecedentes	80
2.2.3.	Preliminares	80
2.2.3.1.	Limpieza.....	80

2.2.3.2.	Demolición.....	80
2.2.3.3.	Excavación	81
2.2.4.	Tipo de estructura a diseñar	81
2.2.5.	Cargas aplicadas.....	82
2.2.5.1.	Carga muerta.....	83
2.2.5.2.	Carga viva	83
2.2.5.3.	Carga de viento	84
2.2.5.4.	Carga horizontal	85
2.2.6.	Análisis estructural por el método de Kani.....	87
2.2.6.1.	Análisis de carga muerta	88
2.2.6.2.	Análisis de carga viva	95
2.2.6.3.	Análisis con carga lateral.....	97
2.2.6.4.	Envolvente de momentos	100
2.2.7.	Diseño de la cubierta	105
2.2.7.1.	Estructura de apoyo.....	109
2.2.8.	Diseño de columnas	115
2.2.9.	Diseño de muro de mampostería	126
2.2.10.	Diseño de cimentación	130
2.2.11.	Diseño Iluminación de salón principal.....	136
2.2.12.	Presupuesto	138
2.2.13.	Cronograma de ejecución.....	140
2.2.14.	Estudio de Impacto Ambiental Inicial.....	141
2.2.14.1.	Evaluación rápida.....	141
CONCLUSIONES		145
RECOMENDACIONES.....		147
BIBLIOGRAFÍA.....		149
APÉNDICES		151
ANEXOS		177

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de ubicación y localización del municipio	4
2.	Casco urbano del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa	4
3.	Vías de acceso del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa	6
4.	Secciones transversales y detalle de sección del río	16
5.	Sección transversal de losa	22
6.	Diagrama de momentos de carga muerta en losa	23
7.	Modelo de camión AASHTO HS-20-44	25
8.	Diagrama de área tributaria para viga intermedia	36
9.	Diagrama de carga muerta para viga intermedia	36
10.	Diagrama del centro de gravedad de la carga viva	37
11.	Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga	38
12.	Diagrama de cuerpo libre para momento máximo en la viga	39
13.	Diagrama de cuerpo libre para factor de distribución	40
14.	Armado de viga intermedia	44
15.	Diagrama de esfuerzo cortante debido a la carga viva	45
16.	Diagrama del corte que resiste el concreto de viga intermedia	47
17.	Confinamiento de estribos de viga intermedia	48
18.	Diagrama de área tributaria para vigas exteriores	49
19.	Diagrama de carga muerta para viga externa	49
20.	Armado de viga externa	52
21.	Diagrama que resiste el concreto de la viga externa	54
22.	Confinamiento de estribos de viga externa	55
23.	Armado de diafragma externo	56

24.	Armado de diafragma interno	57
25.	Sección de cortina y viga de apoyo	58
26.	Fuerzas del suelo que afectan a la cortina	59
27.	Diagrama de distribución de fuerza longitudinal	61
28.	Fuerzas que actúan sobre la cortina.....	62
29.	Presiones del suelo que afecta el estribo	68
30.	Geometría del estribo	69
31.	Modelo matemático de la estructura	82
32.	Estimación de cargas.....	85
33.	Fuerza horizontal aplicada a la columna.....	86
34.	Diagrama de corte y momento para columna bajo carga horizontal	86
35.	Efecto de cargas laterales sobre la estructura.....	97
36.	Diagrama de corte y momento para viga doblemente empotrada.....	104
37.	Diagrama de envolvente de momentos críticos	105
38.	Diseño de techos	106
39.	Diagrama de relación luz /flecha y radio de curvatura	107
40.	Detalle de viga de anclaje y viga canal	114
41.	Refuerzo longitudinal eje 1	116
42.	Refuerzo longitudinal eje E	117
43.	Diagrama para chequeo por corte simple	133
44.	Diagrama para chequeo por corte punzonante.....	133
45.	Diagrama de presión del suelo	134
46.	Armado de la zapata.....	136

TABLAS

I.	Población total y distribución porcentual.....	7
----	--	---

II.	Número de viviendas por tipo de local según lugar poblado.....	9
III.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C.....	13
IV.	Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia	15
V.	Resultados del cálculo	17
VI.	Parámetros de diseño de puente vehicular.....	19
VII.	Empuje y momento de volteo del estribo	69
VIII.	Momento estabilizante del estribo.....	70
IX.	Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo	74
X.	Presupuesto de puente vehicular para la aldea Las Lagunas.....	76
XI.	Inercia y rigidez de elementos I	89
XII.	Inercia y rigidez de elementos II	91
XIII.	Combinación de momentos críticos en vigas	102
XIV.	Combinación de momentos críticos en columnas.....	103
XV.	Reacciones sugeridas.....	108
XVI.	Viga canal de apoyo para la cubierta.....	110
XVII.	Interpretación de datos de ETABS para armado de columnas.....	118
XVIII.	Interpolación de valores para iluminación	137
XIX.	Presupuesto del proyecto	139
XX.	Cronograma de ejecución	140

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
A_s	Área de acero
A_{smin}	Área de acero mínimo
A_v	Área de varilla a utilizar para el estribo
B	Base
P	Carga de medio camión
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
V_n	Cortante nominal a resistir
VCM	Cortante por carga muerta
VCV	Cortante por carga viva
VU	Cortante último
a	Distancia a la que se intersecta la resultante de la carga con la base del estribo.
e	Excentricidad
FL	Fuerza longitudinal
MCM	Momento carga muerta
MCV	Momento carga viva
MCV+I	Momento carga viva + porcentaje de impacto
M_v	Momento de volteo
MU	Momento último
t	Peralte

D	Peralte efectivo
Wv	Peso de volteo
Pe	Peso específico
We	Peso estabilizante
I	Porcentaje de impacto
f_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto.
VC	Resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto.
S	Separación entre armadura de refuerzo de corte
f_y	Tensión de fluencia
VS	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las elevaciones.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva y carga muerta amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.

Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder determinar la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Mampostería	Sistema constructivo formado por materiales simplemente acomodados o aglutinados.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es una conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar a la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

En la realización del presente Ejercicio Profesional Supervisado se buscó atender necesidades prioritarias en el casco urbano del municipio de Santa Catarina Mita. Luego de analizar las opciones y dialogar con las autoridades municipales se eligieron los dos proyectos que se desarrollarían.

Se expone la monografía del municipio y luego se procede con el diseño de un puente vehicular para el Barrio El Barreal en la cabecera municipal. El diseño del puente presenta las siguientes características, la carga viva de diseño es de un vehículo tipo HS 20-44, con ancho de rodadura de 6,10 m, la superestructura es de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el diseño se utilizaron las normas AASHTO Y ACI, de acuerdo con las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para hacer de ello un proyecto factible.

Se diseña también un salón para diversos usos que administrará la Municipalidad, a lo cual se le dio prioridad considerándose una fuente de ingresos y atracción de inversión externa para la realización de actividades que fomentan la convivencia en el municipio. El salón tiene unas dimensiones de 20 m de ancho por 36 m de largo y 5 m de alto. En este caso en particular se ha elegido un sistema estructural básico de columnas aisladas o columnas con carga axial y momento uniaxial con un techo de cubierta curva de lámina de aluzinc y muros de mampostería.

OBJETIVOS

General

Diseñar el puente vehicular en el barrio El Barreal de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita y el salón de usos múltiples en gasolinera municipal del casco urbano del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Específicos

1. Proveer a la comunidad de planos y presupuestos necesarios para la construcción de los proyectos: puente vehicular y salón de usos múltiples.
2. Proveer solución a los problemas de tránsito en el casco urbano.
3. Proveer a la población un salón municipal que le permita fomentar el desarrollo local.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Santa Catarina Mita, en el departamento de Jutiapa, es una referencia en la región debido al crecimiento en infraestructura durante los últimos años. Esto ha llevado a que la población ambicione un mejor ritmo de vida, dotado de ciertas facilidades que permitan el desarrollo local.

Parte de dicho crecimiento, también tiende a aumentar las actividades que se desarrollan diariamente, como el comercio o los eventos especiales que reúnen a grandes cantidades de personas. Por ello, durante el desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado en la Municipalidad de Santa Catarina Mita, se detectó la necesidad de mejorar las vías de comunicación y también de proveer mejores espacios para la convivencia y desarrollo. Es aquí donde nace la idea de diseñar un puente vehicular y un salón de usos múltiples para el municipio.

Dichos proyectos deben llevarse a cabo utilizando la tecnología actualizada para que se aprovechen adecuadamente los recursos municipales. Es allí donde entra el estudiante de ingeniería, quien puede apoyar al desarrollo correcto de la infraestructura local y a la vez aprovechar la oportunidad para enriquecer la experiencia propia en el campo de la ingeniería.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Santa Catarina Mita

Es pertinente iniciar el presente documento con una breve reseña que permita contextualizar el municipio donde se realizó el Ejercicio Profesional Supervisado.

1.1.1. Antecedentes históricos

Históricamente puede afirmarse que los primeros pobladores, de los cuales se tiene noticia, ocuparon la circunscripción territorial de la región fueron: los toltecas-pipiles y los pocomames. Las toltecas-pipiles eran de procedencia mexicana, quienes llegaron hasta el suelo oriental de Guatemala debido a la desintegración del imperio tolteca, en la meseta central en México entre los siglos XI y XII de esta era. Abandonada la histórica ciudad de Tollan o Tula (situada geográficamente en el Estado actual de Hidalgo, México), dispersándose por rumbos diferentes y entre ellas a tierras del istmo centroamericano, donde fijaron el hábitat. El desplazamiento de estas razas en toda la costa sur y pasando por el suelo jutiapaneco hace suponer que Mictlán fue fundado enseguida como consecuencia de este desplazamiento, ubicándose en la parte norte de Jutiapa, poblando el extenso territorio que ellos llamaron Mictlán.

El sometimiento de estas tribus al dominio español, constituye una de las más intensas en la historia del municipio, mostrando en ella la fortaleza y bravía de esta raza. Los indígenas al igual que esta raza, antes de radicarse en

el lugar geográfico determinado, tomaron en cuenta las condiciones naturales que ofrecía el ambiente. Esto sucedió precisamente al escoger el valle de Mictlán, para fincarse en ella. Sin embargo, el clima era tan insalubre, que provocaba constantes defunciones entre los moradores. Esta circunstancia motivo a estos a llamarle Mictlán (Mita) palabra que entre otros significados quiere decir: la ciudad de los muertos.

Desde antes de llegar los conquistadores, Mictlán era un extenso territorio, densamente poblado, que comprendía los actuales municipios de Agua Blanca, Atescatempa, Asunción Mita, Santa Catarina Mita y otros lugares. Sin embargo, el gobierno estaba centralizado en la jurisdicción de los dos últimos pueblos, los cuales eran uno sólo (o cuando menos los dos sectores más importantes), bajo cuya responsabilidad política, administrativa, religiosa, etc. se encontraban las demás comarcas. Los conquistadores comprendieron esta realidad aunque posteriormente, por razones de gobierno, dividieron territorio mictleco, dando a cada circunscripción nombres castellanos diferentes, conservando para Santa Catarina y La Asunción el nombre de Mita, por razón de ser estos los principales pueblos de la antigua Mictlán.

En la Época Colonial, la comarca perteneció a Chiquimula de la Sierra, despuntando siempre como uno de los más importantes dentro de la jurisdicción serrana.

Por decreto 9 de noviembre de 1853 se da el mandato de que se segreguen del departamento de Chiquimula y se agreguen al de Jutiapa los pueblos de Santa Catarina Mita y los valles de Agua Blanca y El Espinal.

1.1.2. Localización y ubicación

Guatemala, en la Constitución Política de la República de 1985, estableció la regionalización del territorio nacional en ocho regiones, con el propósito de fomentar una mejor administración e incrementar las oportunidades de producción.

Jutiapa se ubica en la región IV, suroriental, conjuntamente con los departamentos de Santa Rosa y Jalapa.

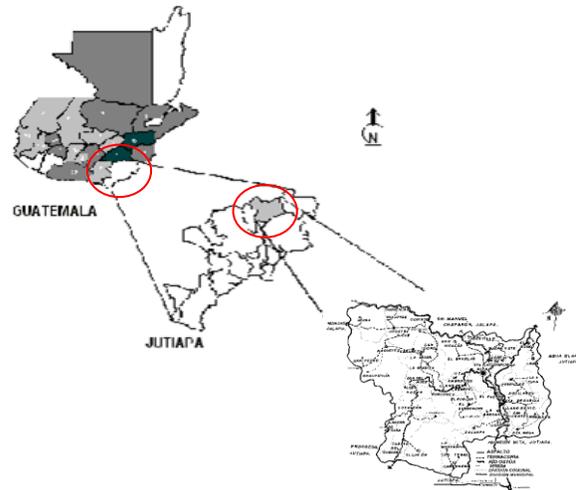
El departamento fue creado por disposición del ejecutivo el 8 de mayo de 1852, quedando Jutiapa como cabecera departamental con un total de 17 municipios incluyendo la cabecera.

El municipio Santa Catarina Mita se encuentra ubicado al norte del departamento de Jutiapa, dentro de las coordenadas siguientes:

- Latitud norte: 14° 27' 02"
- Longitud oeste: 89° 44' 34"
- Altitud sobre el nivel del mar: 700 m

El municipio de Santa Catarina Mita se ubica en la parte norte del departamento y dentro de la cuenca del río Ostúa. La cabecera municipal está cercana a las faldas del volcán Suchitán, motivo por el cual el trazo de las calles se inclina de sur a norte, dista de la cabecera del departamento 28 y 146 kilómetros de la ciudad capital.

Figura 1. **Mapa de ubicación y localización del municipio**



Fuente: Municipalidad de Santa Catarina Mita, 2011.

Figura 2. **Casco urbano del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa**



Fuente: Municipalidad de Santa Catarina Mita, 2011.

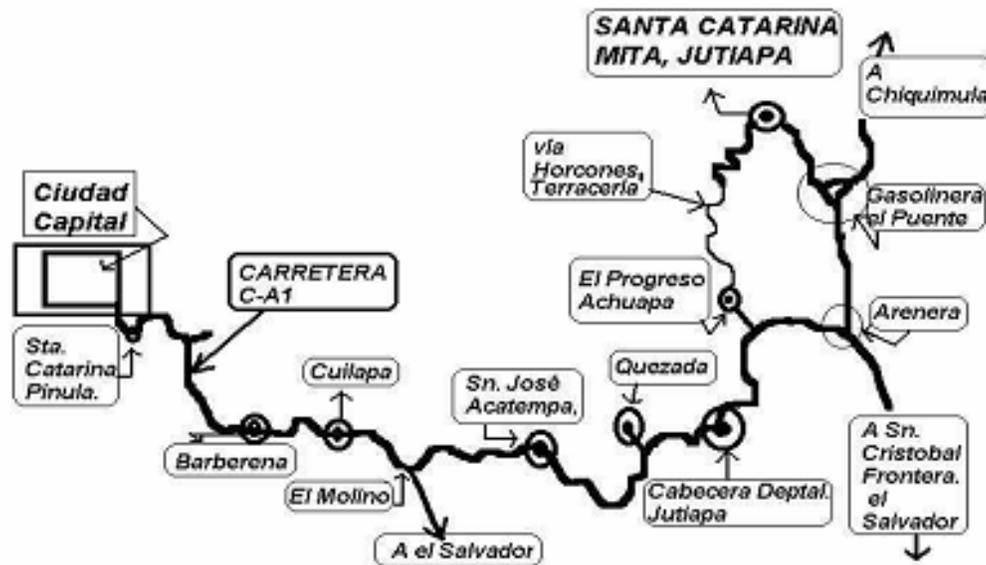
1.1.3. Límites y colindancias

El municipio limita al norte con San Manuel Chaparrón (Jalapa) al oeste con Agua Blanca, (Jutiapa), al sur con Asunción Mita, (Jutiapa), y El Progreso (Jutiapa), al oeste con El Progreso (Jutiapa) y Monjas (Jalapa).

1.1.4. Vías de comunicación

El municipio de Santa Catarina Mita posee dos vías de acceso, una que conduce de la cabecera municipal de El Progreso (Jutiapa) donde entroncan las rutas nacionales 19 y 2. Inicia en el kilómetro 130 la carretera departamental de Jutiapa, que al norte tiene aproximadamente 18 kilómetros a la cabecera de Santa Catarina Mita, a través de las aldeas Cuesta del Guayabo, Suchitán, Horcones y algunos caseríos; dicha carretera es asfaltada. El otro acceso para llegar al municipio desde la ciudad de Guatemala, es por la carretera Interamericana CA-1, la cual conecta con el lugar conocido como La Arenera, que sirve de enlace; hasta la plaza central de la cabecera municipal, desde donde hay aproximadamente 12 kilómetros, además existen caminos y veredas que comunican al resto de aldeas.

Figura 3. Vías de acceso del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa



Fuente: Municipalidad de Santa Catarina Mita, 2011.

1.1.5. Clima

El clima que tiene el municipio y departamento de Jutiapa varía según las estaciones del año, ya que en verano el clima es cálido, mientras que en invierno es templado.

Con base en los boletines históricos proporcionados por la estación meteorológica número 12 del Instituto de Sismología Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), ubicada en el municipio de Asunción Mita, del departamento de Jutiapa, se pudo establecer la precipitación máxima en la región, la cual corresponde a 150 mm/hora.

1.1.6. Población e idioma

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE) el municipio de Santa Catarina Mita tiene un total de 23 995 habitantes, de los cuales, 11 211 son hombres y 12 784 son mujeres, con un 32,87 % perteneciente al casco urbano y el 67,13 % al área rural. El 100 % de los habitantes hablan español. La distribución de la población es según se indica en la tabla I.

Tabla I. Población total y distribución porcentual

LUGAR POBLADO	POBLACIÓN DEL LUGAR	PORCENTAJE
CASCO URBANO	7 888	32,87
EL RODEO	719	3,00
LAS LAJAS	370	1,54
LOS SANDOVALES	133	0,56
EL QUEBRACHO	1 514	6,31
BUENA VISTA	317	1,32
BRASILAR	58	0,24
EL JOCOTILLO	69	0,29
LLANO DE CHINCHILLA	170	0,71
SAN NICOLAS	93	0,39
ALDEA NUEVA	323	1,35
SUCHITAN	2 351	9,80
CUESTA DEL GUAYABO	1 998	8,33
EL LIMON	1 471	6,13
HORCONES	1 048	4,37
LLANO DE LAGARTO	565	2,35
QUEBRADA DEL MUERTO	251	1,04
LA ARADA	353	1,47
LA ARADITA	232	0,97
EL ROBLAR	152	0,63
SABANETAS	71	0,30
SAN ISIDRO	30	0,13
SAN MIGUEL	15	0,06

Continuación de la tabla I.

LUGAR POBLADO	POBLACION DEL LUGAR	PORCENTAJE
CUESTA DE LOS AMBROCIOS	125	0,52
LA BARRANCA	266	1,11
EL PUENTE	179	0,75
CUESTA DE GARCIA	130	0,54
LOS ZORRILLOS	37	0,15
LLANO DE SAN VICENTE	25	0,11
SAN VICENTE	116	0,48
SANTA ROSA	136	0,57
EL GUAPINOL	103	0,43
ZACUAPA	151	0,63
EL MOSQUITO	14	0,06
MONTAÑITA	236	0,98
CARBONERA	620	2,58
JOCOTE DULCE	598	2,49
MAGUEYES	426	1,78
CORINTO	88	0,37
ULUMA	92	0,38
CASAS VIEJAS	17	0,07
SAN JORGE	45	0,19
LAGUNA DE SAN PEDRO	159	0,66
LA TUNA	43	0,18
AGUILARES	40	0,17
LOS TENAS	70	0,29
LAGUNA DE RETANA	88	0,37
TOTALES	23 995	100,00

Fuente: INE, 2011.

1.1.7. Tipo de vivienda

Existen diferentes tipos de viviendas, las cuales se clasifican de la siguiente manera:

Tabla II. **Número de viviendas por tipo de local según lugar poblado**

LUGAR POBLADO	TIPO DE VIVIENDA					
	FORMAL	APARTAMENTO	VECINDAD	RANCHO	IMPROVISADA	OTRO
Area Urbana	1 788	310	24	17	0	27
Área Rural	3 186	133	0	23	0	7
TOTAL	4 974	443	24	40	0	34

Fuente: Municipalidad de Santa Catarina Mita, 2002.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular en barrio El Barreal

El primero de los diseños a desarrollar es el puente vehicular en el barrio El Barreal.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño estructural de un puente vehicular en el barrio El Barreal de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa. El puente será diseñado bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO, por las siglas en inglés); para un camión de tres ejes, con un peso total de 32,80 toneladas.

El puente tendrá una longitud de 18 m, un ancho de rodadura de 6,10 m, constará de dos carriles de 3,05 m de ancho cada uno y contará con acera y barandal para el paso de peatones. Se diseñará con concreto reforzado, exceptuando los estribos, que serán de concreto ciclópeo.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico permite conocer las características físicas del lugar en donde se ubicará la estructura. Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico 75 m aguas arriba y 50 m aguas abajo de donde se ubicará la estructura; también se tomaron 50 m a cada extremo del puente.

Esto para conocer el comportamiento del río, las zonas de inundación, establecer puntos donde sean necesarias obras de protección, y determinar las condiciones de acceso.

El levantamiento topográfico realizado en el presente proyecto fue mediante el método taquimétrico, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales, necesarias para determinar la ubicación y realizar el diseño geométrico de la estructura.

2.1.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Es de suma importancia conocer el comportamiento del cuerpo de agua que atravesará la estructura, para que el diseño sea el más adecuado y la estructura no se vea afectada por la corriente de agua. La altura que se le dará a la superestructura a partir del fondo del río debe ser la adecuada para que las crecidas del río, especialmente en época de invierno, no la afecten. Esta altura estará determinada por el caudal de agua que pasa por el punto donde se colocará la estructura. Se utilizarán dos métodos para estimar el caudal de diseño: el método racional y el con el software HEC-RAS.

2.1.3.1. Método racional

En el método racional se asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima (caudal de diseño), debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita una gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración). El valor del caudal se encuentra mediante la fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área tributaria de la cuenca (Ha)

Para calcular el coeficiente de escorrentía, tenemos:

Tabla III. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0,30	0,50	0,60
	5 - 10 %	0,40	0,60	0,70
	10 - 30 %	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,15	0,35	0,55
	10 - 30 %	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,25	0,35	0,50
	10 - 30 %	0,30	0,50	0,60

Fuente: *National Engineering Handbook*, Sec. 4: *Hydrology*, USDA, 1972.

Para determinar el área de la cuenca, se hizo uso de los planos topográficos escala 1 : 50 000 del Instituto Geográfico Nacional.

Del estudio de los planos se definió el área tributaria de la cuenca, siendo esta de 66,80 km², con una longitud del cauce del río al punto más lejano de 39,12 km y una diferencia de altura de 132 m.

El tiempo de concentración del área tributaria puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas o con base en aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en el medio es la de Kirpich, que usa el desnivel y longitud del cauce del río.

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154H^{0,38}}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (s)

L = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = diferencia de altura (m)

$$t_c = \frac{3(39,120)^{1,15}}{154(132)^{0,38}} = 431 \text{ segundos}$$

Los valores a utilizar para hallar la intensidad de lluvia, que se muestran en la siguiente tabla, serán los proporcionados por el INSIVUMEH correspondientes a la estación meteorológica Asunción Mita.

Tabla IV. **Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
ASUNCION MITA								
a	1 215	4 935	15 870	5 464	5 410	5 395	5 320	13 800
b	40	40	40	50	50	50	50	50
n	1.252	1.161	1.115	1.158	1.154	1.147	1.139	1,132
R2	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.995	0.995	0,995

Fuente: INSIVUMEH.

$$I = \frac{a}{b + t_c^n}$$

Donde

I = intensidad de lluvia (mm)

a, b, n = parámetros de ajuste

Intensidad de lluvia para un período de retorno de 100 años:

$$I = \frac{13,800}{(50 + 243)^{1.132}} = 12.70 \text{ mm/h}$$

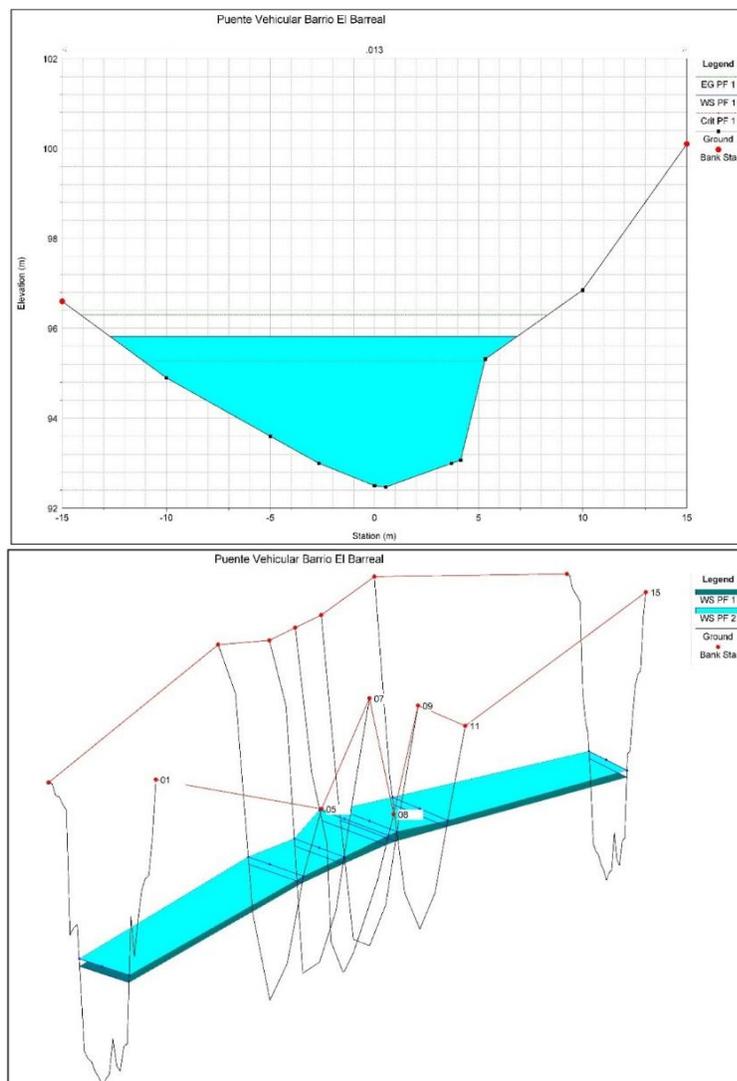
Entonces:

$$Q = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.50 * 12.70 * 66.80}{360} = 117.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.1.3.2. Cálculo de altura con HEC-RAS

Se utilizó un software especial para calcular la altura máxima con el caudal indicado por el método anterior, los resultados fueron los siguientes:

Figura 4. Secciones transversales y detalle de sección del río



Fuente: elaboración propia, con programa de HEC-RAS.

Tabla V. Resultados del cálculo

Plan: Plan 03 Rio1 RS: 08 Profile: PF 1

Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	96.30		
Vel Head (m)	0.48	0.013	
W.S. Elev (m)	95.82	5.00	0.00
Crit W.S. (m)	95.27	38.20	
E.G. Slope (m/m)	0.000746	38.20	
Q Total (m3/s)	117.83	117.83	
Top Width (m)	19.55	19.55	
Vel Total (m/s)	3.08	3.08	
Max Chl Dpth (m)	3.35	1.95	
Conv. Total (m3/s)	4313.8	4313.8	
Length Wtd. (m)	5.00	21.47	
Min Ch El (m)	92.47	13.02	
Alpha	1.00	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	1.40	
C & E Loss (m)	0.05	0.75	

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Rio1 Reach: Rio1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Rio1	15	PF 1	117.83	93.80	96.44	96.44	97.40	0.001680	4.34	27.16	14.17	1.00
Rio1	11	PF 1	117.83	93.20	95.86	95.86	96.69	0.001512	4.04	29.16	17.61	1.00
Rio1	09	PF 1	117.83	93.00	95.67	95.47	96.37	0.001123	3.71	31.75	17.07	0.87
Rio1	08	PF 1	117.83	92.47	95.82	95.27	96.30	0.000746	3.08	38.20	19.55	0.70
Rio1	07	PF 1	117.83	92.40	95.30	95.30	96.25	0.001587	4.32	27.31	14.47	1.00
Rio1	05	PF 1	117.83	92.10	95.11	95.11	96.02	0.001538	4.22	27.90	15.49	1.00
Rio1	01	PF 1	117.83	90.80	93.45	93.45	94.42	0.001704	4.38	26.91	13.80	1.00

Fuente: elaboración propia, con programa de HEC-RAS.

De donde se obtiene que la crecida máxima es en una cota de 95,27 y siendo que el nivel del lecho del río es de 92,52, entonces el valor de la crecida máxima es

$$95,27\text{m} - 92,52\text{m} = 2,75 \text{ m}$$

Por lo que considerando las especificaciones de las Normas AASHTO en las que se indica que como medida de seguridad para el diseño se debe dar un mínimo de 1,50 m sobre la altura de la crecida máxima, la altura desde el lecho del río a la cara inferior de la viga será de 5,40 m.

2.1.4. Estudio de suelos

Las cargas provenientes de la estructura se transmitirán al suelo, es por esto que es importante conocer las propiedades.

En el presente proyecto, para determinar el tipo de suelo y las características, no fue posible obtener una muestra específica exclusiva. Sin embargo, tomando como referencia proyectos realizados en los alrededores, para los cuales si se contó con el apoyo para extraer muestras y realizar ensayos de laboratorio. Se puede asumir una carga última admisible de 22,5 T/m², la cual, como medida de seguridad, corresponde al 75 % de la referencia consultada. Ver apéndices 1 al 4 para consultar análisis y cálculos realizados.

2.1.5. Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las Normas AASHTO y a los requisitos para concreto estructural recomendados por el Instituto Americano del Concreto (ACI, por las siglas en inglés).

El concreto a utilizar tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281kg/cm^2 (4 000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de $4\,200\text{ kg/cm}^2$ (Grado 60). Los parámetros de diseño utilizados se muestran en la tabla V.

El recubrimiento para la losa y diafragmas será de 5 cm, para vigas de 7 cm y para la cortina y viga de apoyo de 8 cm; de acuerdo a lo recomendado por el ACI.

Tabla VI. **Parámetros de diseño de puente vehicular**

Descripción	Valor
Luz libre	18,00 m
Ancho de rodadura	6,10 m
Ancho de acera	0,80 m
Carga viva AASHTO	HS-20-44
Peso específico concreto armado	$2\,400\text{ kg/m}^3$
Peso específico concreto ciclópeo	$2\,500\text{ kg/m}^3$
Peso específico asfalto	$2\,100\text{ kg/m}^3$
Peso específico del suelo	$1\,140\text{ kg/m}^3$
Valor soporte del suelo	$22,5\text{ Ton/m}^2$
f_c	281 kg/cm^2
f_y	$4\,200\text{ kg/cm}^2$

Fuente: elaboración propia.

2.1.6. Predimensionamiento de los elementos estructurales

El puente está conformado por un conjunto de elementos estructurales, que es necesario predimensionar para iniciar con el diseño.

2.1.6.1. Losa

Según AASHTO 8.9.2, para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor (t) se determina mediante la fórmula:

$$t = \frac{1,2(L + 3,05)}{30} \geq 0,175$$

Donde

L = luz libre entre vigas (ver figura 5)

t = espesor de losa

$$t = \frac{1,2(2,00 + 3,05)}{30} = 0,20 \text{ m}$$

2.1.6.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. Para no realizar revisión por deflexión, se toma un peralte no menor a L/16 y la base no deberá ser menor que el peralte dividido entre 3,5 para no revisar por alabeo.

$$H = L/16 = 18/16 = 1,125 \text{ m}$$

$$B = 1,125/3,5 = 0,32 \text{ m}$$

En este caso, para tener espacio suficiente para colocar el acero de refuerzo, se usará una base de 0,50 m y una altura de 1,25 m.

2.1.6.3. Diafragmas

Los diafragmas son elementos que proveen rigidez a la superestructura del puente. Se colocan en cada extremo de las vigas y en el punto de máximo momento positivo para luces mayores a 40 pies (12,10 m).

Diafragma externo

$$H = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} \times 125 \text{ cm} = 62,50 \text{ cm, se utiliza } 65 \text{ cm}$$
$$b = 30 \text{ cm}$$

Diafragma interno

$$H = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} \times 125 \text{ cm} = 93,75 \text{ cm, se utiliza } 95 \text{ cm}$$
$$b = 30 \text{ cm}$$

2.1.6.4. Cortina

La altura está dada por la altura de las vigas, y la base será de 30 cm.

$$H = 125 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

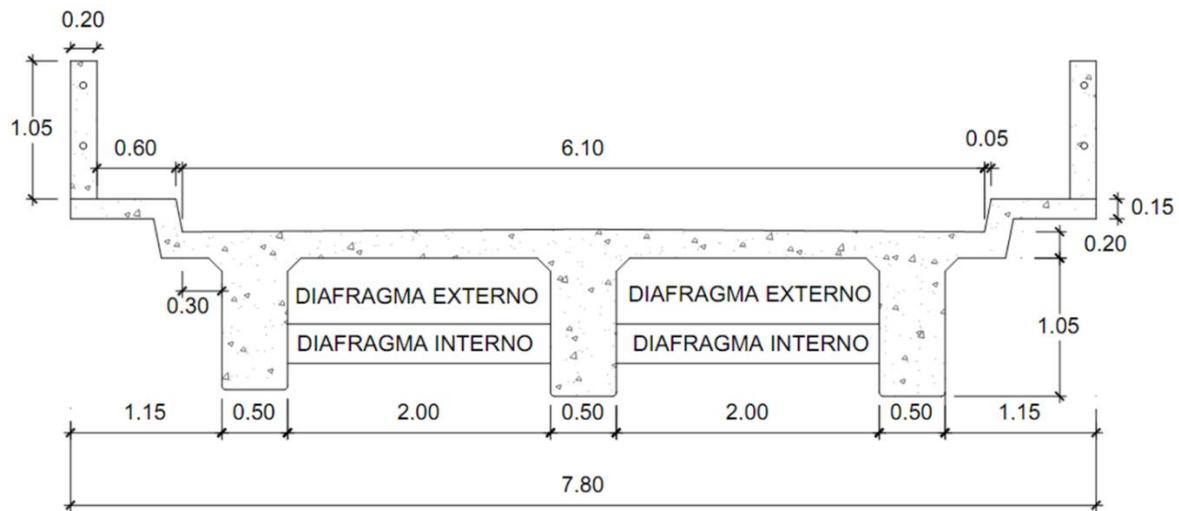
2.1.6.5. Viga de apoyo

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene

$$x = 18 (2) = 36 \text{ cm}$$

Considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 50 cm.

Figura 5. Sección transversal de losa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.1.7. Diseño de la superestructura

Después del predimensionamiento se procede con los cálculos para el diseño de los elementos de la superestructura.

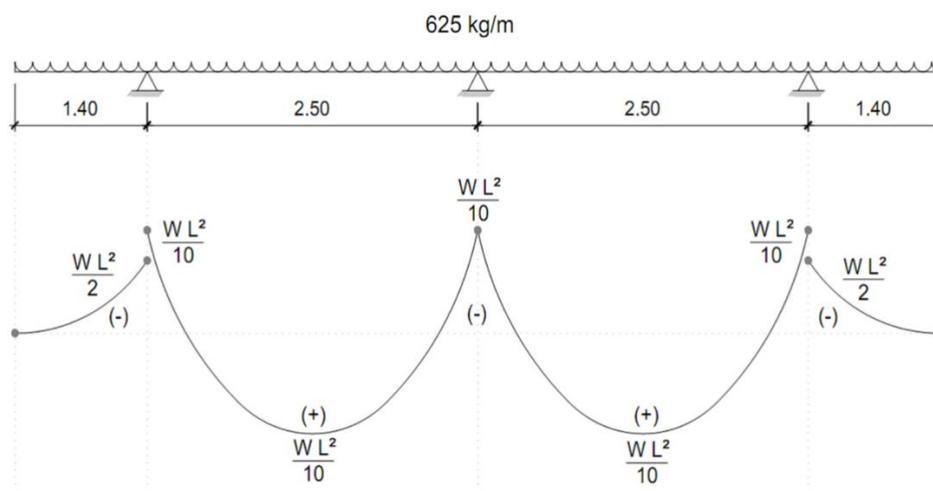
2.1.7.1. Diseño de la losa

- Cálculo de momentos

Para la carga muerta se considera lo siguiente:

Peso propio de losa =	$WL (0,20m)(1m)(2\ 400kg/m^3)$	=	480 kg/m
Barandales (postes + tubo H.G.)		=	40 kg/m
Asfalto =	$(0,05m)(1m)(2\ 100kg/m^2)$	=	105 kg m
	ΣWCM	=	625 kg/m

Figura 6. Diagrama de momentos de carga muerta en losa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Los momentos por carga muerta son:

Momento en el voladizo

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{2} = \frac{(625 \text{ kg/m})(1,40 \text{ m})^2}{2} = 612,50 \text{ kg} - \text{m}$$

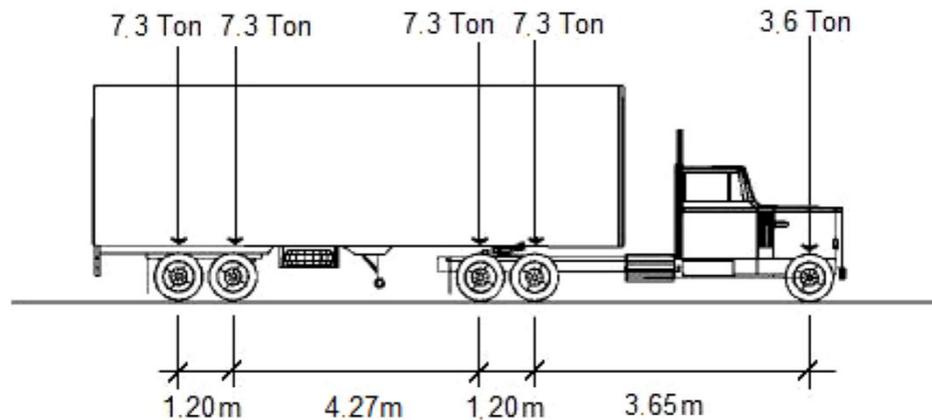
Momento entre vigas

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} = \frac{(625 \text{ kg/m})(1,40 \text{ m})^2}{10} = 390,63 \text{ kg} - \text{m}$$

Para el análisis se considerará el momento de mayor valor numérico, que en este caso es el momento en el voladizo. Por lo tanto, el momento por carga muerta es $M_{CM} = 612,50 \text{ kg-m}$.

La carga viva para el presente proyecto, será: AASHTO HS-20-44, con un peso total de 32,80 toneladas. La distribución del peso por ejes se muestra en la siguiente figura.

Figura 7. **Modelo de camión AASHTO HS-20-44**



Fuente: *American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for highways and bridges. p. 32.*

El valor del momento por carga viva se obtiene aplicando la fórmula dada por la Norma AASHTO 8.24.3.1.

$$M_{CV} = 0,80 \left(\frac{S + 2}{32} \right) P$$

Donde

S = distancia a rostro de vigas (en pies) = 2,00 m = 6,56 p

P = carga de rueda de diseño (en libras) = 7,3 Ton = 16 093,58 lb

$$M_{CV} = 0,80 \left(\frac{6,56 + 2}{32} \right) 16\,093,58$$

$$M_{CV} = 3\,444,03 \text{ lb} - \text{p} * \frac{1 \text{ kg}}{2\,2046 \text{ lb}} * \frac{0,3048 \text{ m}}{1 \text{ p}} = 476,16 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento debido al impacto o factor de impacto (I) se calcula como una fracción de la carga viva, de acuerdo con la Norma AASHTO 1.2.12.

$$I = \frac{15,24}{L + 38} \leq 0,30$$

$$I = \frac{15,24}{2,00 + 38} = 0,38 > 0,30$$

Entonces, se toma el 30 %.

Cálculo del momento último (AASHTO 1.2.22)

$$M_U = 1,30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[612,50 + \frac{5}{3} (476,16 * 1,30) \right] = 2\,137,43 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo transversal de la cama inferior se consideran varillas Núm. 4, y un recubrimiento de 5 cm:

$$\text{Peralte (d)} = t - \text{Rec} - (\emptyset \div 2) = 20 - 5 - (1,27 \div 2) = 14,36 \text{ cm} \Rightarrow 14,50 \text{ cm}$$

$$M_u = 2\,173,43 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad (4\,000 \text{ psi})$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \quad (60\,000 \text{ psi})$$

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

Se calcula el área de acero mediante la siguiente fórmula:

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

$$A_s = \left[(100 * 14,50) - \sqrt{(100 * 14,50)^2 - \frac{2\,173,43 * 100}{0,003825 * 281}} \right] * \frac{0,85 * 281}{4\,200}$$

$$A_s = 4,00 \text{ cm}^2$$

Se calcula el área de acero mínima con la siguiente fórmula:

$$A_{s\min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 14,50 = 4,87 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s\min}$; por lo tanto, se utilizará el área de acero mínima.

Utilizando varillas Núm. 4 ($A = 1,27 \text{ cm}^2$), se tiene:

$$4,87 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2/\text{varilla} = 3,83 \text{ varilla}$$

Ahora, el espaciamiento:

$$S = 100 \div 3,83 = 26,08 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas Núm. 4 @ 25 cm

Para el refuerzo transversal en la cama superior, según AASHTO .24.1.2 este refuerzo corresponde al acero por temperatura:

$$A_{\text{Stemp}} = 0,002 * b * t * = 0,002 * 100 * 20 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 4 ($A = 1,27 \text{ cm}^2$), se tiene:

$$4,00 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2 = 3,15$$

El espaciamiento:

$$S = 100 \div 3,15 = 31,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas Núm. 4 @ 30 cm}$$

Según AASHTO 3.24.10.2 el refuerzo longitudinal para cama superior e inferior (paralelo al tráfico) debe ser como máximo el 67 % del refuerzo transversal.

$$A_{\text{long}} = FL_{As} = \frac{2,20}{\sqrt{S}} \leq 0,67$$

$$FL_{As} = \frac{2,20}{\sqrt{6,56}} = 0,86 > 0,67$$

Se utilizará el 67 % del refuerzo transversal, que en este caso es el área de acero mínima.

$$FL_{As} = 4,87 \text{ cm}^2 * 67 \% = 3,26 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 4 ($A = 1,27 \text{ cm}^2$), se tiene:

$$3,26 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2 = 2,57$$

Espaciamiento:

$$S = 100 \div 2,57 = 38,91 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas Núm. 4 @ 35 cm

2.1.7.2. Diseño barandal y banqueta

- Diseño del pasamanos (poste)

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.7.1.2.1 de AASHTO: los pasamanos deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0,23 m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 42" (1,05 m). Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada. AASHTO recomienda una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie (carga peatonal).

Cálculo de resistencia de tubos y postes: análisis de la resistencia del tubo (diseñadas continuas)

Carga de diseño: 150 lb/pie en cada pasamanos

Largo entre postes: 2 m

Se propone tubo galvanizado $\emptyset = 2''$

Datos:

$$F = 20\,000 \text{ PSI}$$

$$W_2 = 3,65 \text{ lb/pie}$$

$$\emptyset_{\text{ext}} = 2,375''$$

$$I = 0,665 \text{ plg}^4$$

$$C = \emptyset_{\text{ext}}/2 = 1,1875''$$

$$\emptyset_{\text{int}} = 2,067''$$

Fórmula para el cálculo:

$$\frac{I}{C} (F) \geq \frac{WL^2}{10}$$

$$\frac{0,665}{1,1875} (20\,000) \geq \frac{(150 + 3,65)(6,562)^2}{10}$$

Entonces: 933,33 lb-pie > 661,61 lb-pie cumple bien

Análisis de resistencia de los postes:

Sección de los postes: 0,20 m x 0,15 m

Peso del concreto: 2 400 kg/m³

Franja unitaria: 1,00 m

Integrando carga muerta:

$$W_{\text{cm}} = 1,30 W_{\text{cm}} = (1,30)(2\,400)(0,15)(0,20)(1,00) = 93,60 \text{ kg} = 206,35 \text{ lb}$$

$$W_{\text{tubos}} = 1,30(3,65')(6,562')(2\text{tubos}) = 62,27 \text{ lb}$$

$$W_{\text{vertical}} = (100)(0,6557') = 65,57\text{lb}$$

Entonces $W_{\text{total}} = 151,59 \text{ lb}$

Integrando carga viva:

$$W_{\text{cv}} = (300)(3') = 900 \text{ lb}$$

Momento total:

$$M_t = (900)(1,5) + (334,19)(0,246') + (1\,500)(1,5') + (1\,500)(3,00')$$
$$M_t = 8\,182,21 \text{ lb-pie} = 1\,122,67 \text{ kg-m}$$

Calculo del refuerzo:

Flexión:

Peralte efectivo: se propone varilla Núm. 4

$$d = t - \phi/2 - \text{recubrimiento} = 16,865 \text{ cm}$$

Datos

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1\,122,67 \text{ kg-m}$$

$$d = 16,865 \text{ cm}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_S = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = 4,65 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión:

$$A_S = 2,90 \text{ cm}^2 \quad \text{con 3 varillas Núm. 4} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Acero a compresión:

$$A_{S_{\min}} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{con 2 varillas Núm. 3} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Flexocompresión:

Al revisar la esbeltez de la columna:

$K = 2$ (condición de apoyo libre en un extremo)

$L = 3,00'$

$R = 0,25h = (0,25)(0,6557') = 0,20 \text{ pie}$

Fórmula según código ACI

$$\frac{KL}{R} > 22 = \frac{(2)(3)}{0,20} = 30 > 22$$

Corte:

$$\text{Corte último: } V_a = (3\,000 + 900) = 1\,769,01 \text{ Kg}$$

Corte resistente: según artículo 8.16.6.1.1 de AASHTO

$$V_r = 0,85 * 0,53\sqrt{f'_c}b * d$$

$$V_r = 1\,651,51 \text{ Kg}$$

Al revisar $V_r > V_a = 1\,651,51 < 1\,769,01$ no cumple, reforzar a corte. Se propone varilla Núm. 3.

Fórmula para el refuerzo:

$$S = \frac{(2A_v)(f_y)(d)}{V_a - V_r} = 486,81 \text{ cm}$$

Entonces tomar $d/2 = 8 \text{ cm}$.

Resumen:

Armado para postes: colocar 3 Ø Núm. 4 + 2 Ø Núm. 3, y estribos Núm.3 @ 0,08 m.

- Diseño de la banqueta

Integración de cargas:

Pasamanos: $W = 3,65 \text{ lb/ft}$

Poste: $W = 158,73 \text{ lb/ft}$

Baqueta:

Largo = 0,90 m espesor = 0,15m

Mordiente:

Largo = 0,30 m espesor = 0,20m

Sumatoria de momentos en carga muerta:

$$\Sigma M_{cm} = 26,33 + 572,54 + 533,39 + 106,72 + 37 = 1\,275,98 \text{ lb-ft} = 176,41 \text{ Kg-m}$$

Por carga viva:

$$\Sigma M_{cv} = 2\,119,28 + 238,26 + 434,60 + 480,93 = 4\,273,07 \text{ lb-ft} = 590,76 \text{ Kg-m}$$

Momento último:

$$M_u = 1,30[M_{cm} + 5/3M_{cv}] = 1\,509,32 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del refuerzo:

Diseñar acero de refuerzo

Peralte efectivo: se propone varilla Núm. 5

$$d = t - \phi/2 - \text{recubrimiento} = 11,705 \text{ cm}$$

Datos

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1\,509,32 \text{ kg-m}$$

$$d = 11,705 \text{ cm}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 21,63 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$ entonces tomar $A_{smin} = 5,87 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = (1,98)(100)/5,87 = 33,7 \text{ cm entonces } S = 0,30 \text{ m}$$

Acero por temperatura (varillas corridas):

Es refuerzo por temperatura se tomará por simetría igual al armado de la losa, es decir varilla Núm. 4 @ 23cm.

Resumen:

Armado del voladizo:

Colocar varilla Núm. 5 @ 0,30 m + varillas corridas Núm. 4 @ 0,23 m.

2.1.7.3. Diseño de vigas

Se debe diseñar las vigas externas y la viga intermedia, lo cual se hace con el siguiente procedimiento:

2.1.7.3.1. Viga intermedia

Se analiza por separado cada carga que actúa sobre el elemento:

Análisis de carga muerta:

$$\begin{array}{lcl} \text{Losa + viga} & = & [(2,50 \times 0,20) + (1,05 \times 0,50)] \times 2 \ 400 \quad = 2 \ 460,00 \text{ kg/m} \\ \text{Asfalto} & = & \frac{0,05 \times 2,50 \times 2 \ 100}{} \quad = \ 262,50 \text{ kg/m} \\ & & \Sigma W_{CM} \quad = 2 \ 722,50 \text{ kg/m} \end{array}$$

Peso de diafragmas:

Peso del diafragma externo:

$$P_{DE} = (0,65\text{m}) (0,30\text{m}) (2\text{m}) (2\ 400\text{kg/m}^3)$$

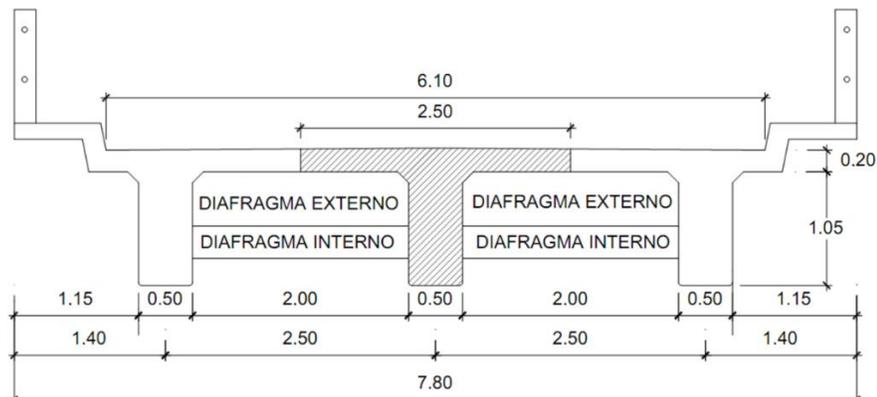
$$P_{DE} = 936\ \text{kg}$$

Peso del diafragma interno:

$$P_{DI} = (0,95\text{m}) (0,30\text{m}) (2\text{m}) (2\ 400\text{kg/m}^3)$$

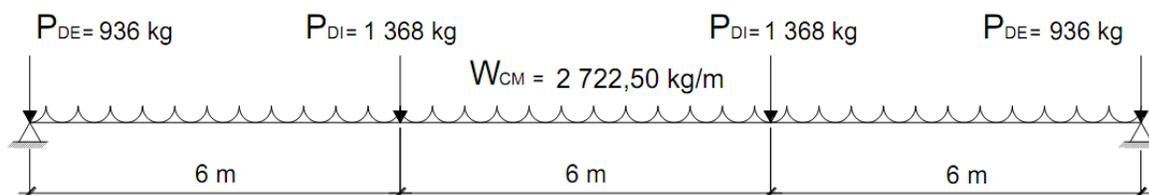
$$P_{DI} = 1\ 368\ \text{kg}$$

Figura 8. **Diagrama de área tributaria para viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 9. **Diagrama de carga muerta para viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

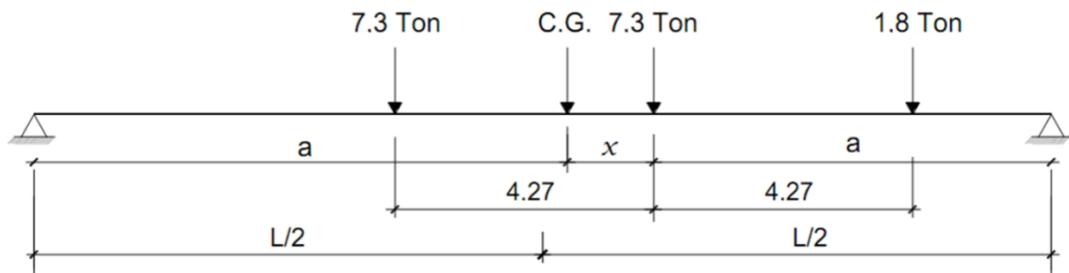
Momento máximo producido por la carga muerta

$$M_{\text{máx CM}} = \frac{WL^2}{8} + P_{DI} * a$$

$$M_{\text{máx CM}} = \frac{(2\,722,50)(18)^2}{8} + (1\,368)(6) = 118\,469,25 \text{ kg} - \text{m}$$

Análisis de carga viva

Figura 10. **Diagrama del centro de gravedad de la carga viva**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$+\circlearrowleft \sum MCG = 0$$

$$7,3(4,27 - x) - 7,3x - 1,8(x + 4,27) = 0$$

$$31,17 - 7,3x - 7,3x - 7,69 - 1,8x = 0$$

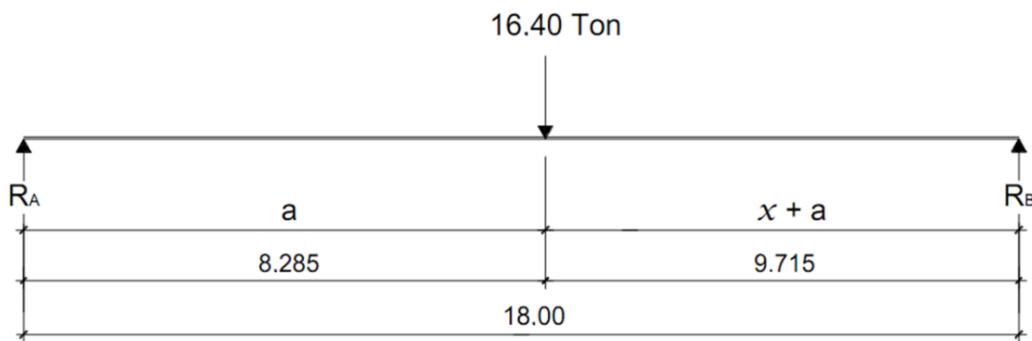
$$x = 1,43$$

Encontrando el valor de a

$$2a + x = L$$

$$a = \frac{L - x}{2} = \frac{18 - 1,43}{2} = 8,285$$

Figura 11. Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Encontrando las reacciones en los apoyos

$$+\circlearrowleft \sum M_{RA} = 0$$

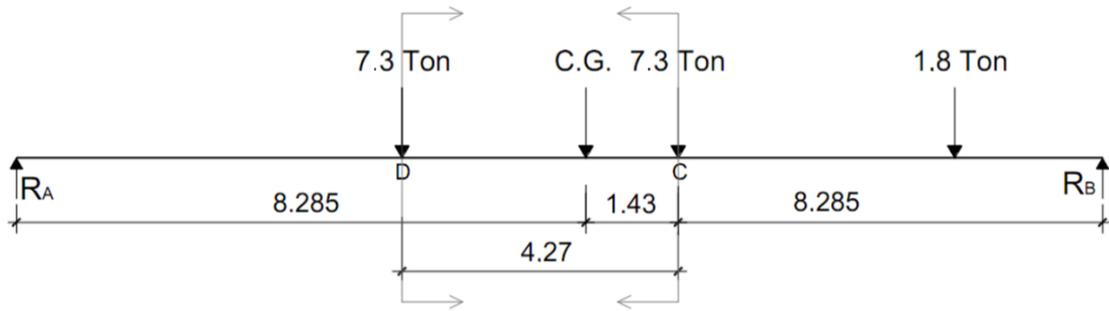
$$16,40 (8,285) = R_B (18) \Rightarrow R_B = 7,55 \text{ Ton}$$

$$+\uparrow \sum F_Y = 0$$

$$-16,40 + 7,55 + R_A = 0 \Rightarrow R_A = 8,85 \text{ Ton}$$

Para el momento máximo producido por la carga viva se encuentra el momento que existe desde el centro de gravedad hasta cada apoyo, tomando el momento de mayor valor numérico para el análisis.

Figura 12. Diagrama de cuerpo libre para momento máximo en la viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Encontrando los momentos en C y D

$$+\circlearrowleft \sum MC = -8,85 (8,285 + 1,43) + 7,3 (4,27) = 54,81 \text{ Ton-m } \circlearrowleft$$

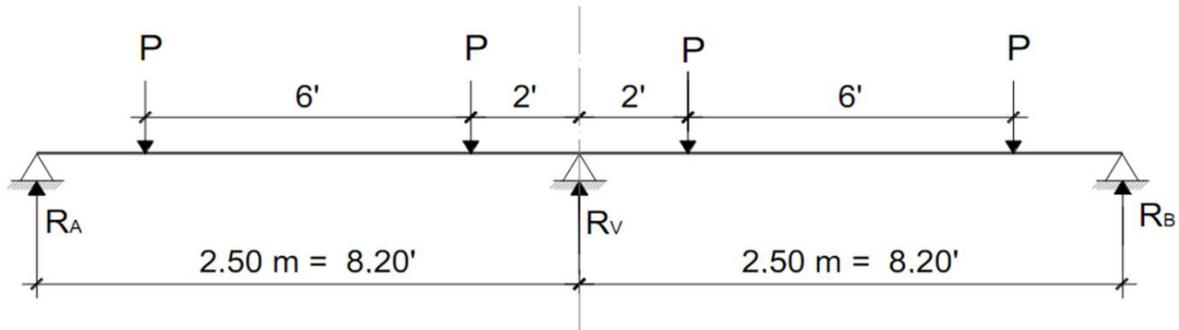
$$+\circlearrowleft \sum MD = 7,55 (8,285 + 4,27) - 7,3 (4,27) - 1,8 (4,27 + 4,27) = 48,25 \text{ Ton-m } \circlearrowleft$$

La carga por impacto es el incremento en el momento producido por la carga viva y es igual o menor al 30 %. Es considerada en la longitud total de la viga. Y se calcula así:

$$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{18 + 38} = 0,27$$

El factor de distribución es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga. Para las vigas exteriores se determina la reacción en función de P, mientras que para las vigas interiores se hace el mismo análisis. Es decir, para uno de los carriles se determina la reacción en función de P, este resultado obtenido se multiplica por 2 y se obtiene el factor de distribución.

Figura 13. Diagrama de cuerpo libre para factor de distribución



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Para viga intermedia:

$$\begin{aligned}
 +\circlearrowleft \sum M_{R_A} &= 0 \\
 -P(8,20 - 8) - P(8,20 - 2) + R_V(8,20) &= 0 \\
 P(0,20) + P(6,20) &= R_V(8,20) \\
 R_V &= \frac{P(6,40)}{8,20} = (0,78P) * 2 = 1,56P
 \end{aligned}$$

- Para vigas externas:

$$\begin{aligned}
 +\circlearrowleft \sum M_{R_V} &= 0 \\
 -P(2) - P(8) + R_B(8,20) &= 0 \\
 R_B &= \frac{P(10)}{8,20} = 1,22P
 \end{aligned}$$

- Cálculo del momento último:

$$M_U = 1,30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * F_D) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[118,47 + \frac{5}{3} (54,81 * 1,27 * 1,56) \right] = 389,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Cálculo del refuerzo

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

$$A_s = \left[(50 * 118) - \sqrt{(50 * 118)^2 - \frac{389\,290 * 50}{0,003825 * 281}} \right] * \frac{0,85 * 281}{4\,200}$$

$$A_s = 103,12 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima:

$$A_{Smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 50 * 118 = 19,81 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima:

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

$$A_{S_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d \text{ (Para zona sísmica)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{4\ 200} * \frac{6090}{6\ 090 + 4\ 200} = 0,02861$$

$$A_{S_{max}} = 0,5 * 0,02861 * 50 * 118 = 84,40 \text{ cm}^2$$

Como $A_S > A_{S_{máx}}$; entonces la viga debe ser doblemente reforzada.

- Momento que resiste el área de acero máxima:

$$M_{max} = \phi \left[A_s f_y \times \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right) \right]; \phi = 0,90 \text{ para flexión}$$

$$M_{max} = 0,90 \left[(84,40 \times 4\ 200) \times \left(118 - \frac{84,40 \times 4\ 200}{1,7 \times 281 \times 50} \right) \right]$$

$$M_{máx} = 32\ 910\ 985,82 \text{ kg-cm} \approx 329\ 109,86 \text{ kg-m}$$

Momento que falta por reforzar:

$$M_R = 389\ 290 - 329\ 109,86 = 60\ 180,14 \text{ kg-m}$$

- Acero adicional:

$$A_{Sad} = \frac{M_R}{\phi f_y d} = \frac{60\ 180,14 \times 100}{0,90 \times 4\ 200 \times 118} = 13,49 \text{ cm}^2$$

- Acero de refuerzo a tensión:

$$A_{\text{Stensión}} = A_{\text{Smáx}} + A_{\text{Sad}} = 84,40 + 13,49 = 97,89 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 10 ($A_v = 8,16 \text{ cm}^2$)

$$97,89 \div 8,16 = 12 \text{ varillas Núm. 10}$$

Acero de refuerzo a compresión:

$$A_{\text{Scomp}} = \left(\frac{1}{3}\right) A_{\text{Stensión}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 97,89 = 32,63 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 9 ($A_v = 6,45 \text{ cm}^2$)

$$6 \times 6,45 = 38,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Se colocarán 6 varillas Núm. 9}$$

- Refuerzo extra por altura:

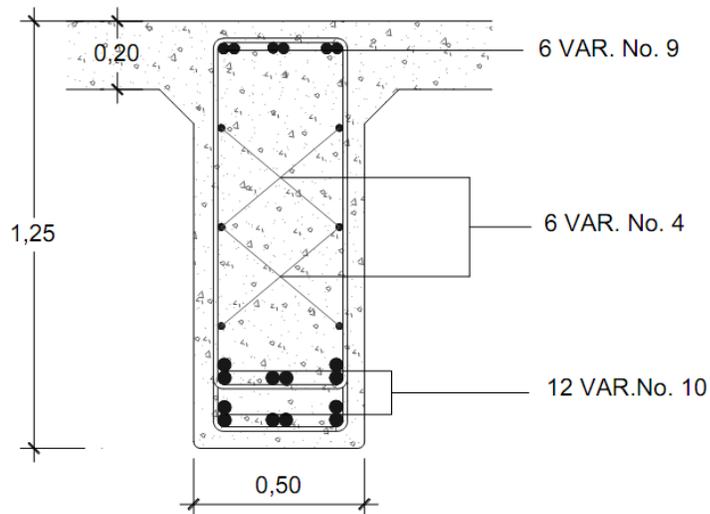
$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \text{ cm}^2 \times H$$

$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \times 1,25 = 6,61 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas Núm. 4 ($A_v = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$6 \times 1,27 = 7,62 \text{ cm}^2$$

Figura 14. Armado de viga intermedia



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Diseño a corte:

- Análisis de carga muerta:

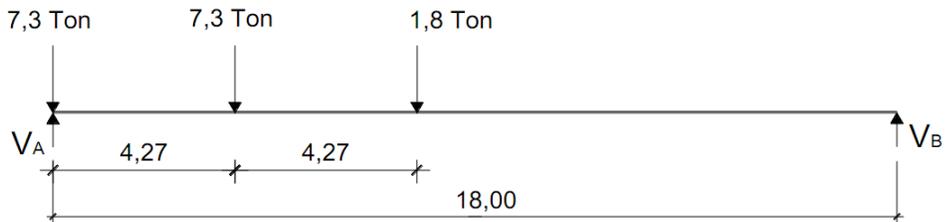
$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \Sigma P$$

Donde P son las cargas producidas por los diafragmas.

$$V_{CM} = \frac{2\,722,50 \times 18}{2} + \frac{2(1\,368) + 2(936)}{2} = 26\,806,50 \text{ kg}$$

- Análisis de carga viva:

Figura 15. Diagrama de esfuerzo cortante debido a la carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Hallando las reacciones en los extremos:

$$+\circlearrowleft \Sigma M_B = 0$$

$$7,3 (18) - V_A (18) + 7,3 (18 - 4,27) + 1,8 (18 - 4,27 - 4,27) = 0$$

$$7,3 (18) - V_A (18) + 7,3 (13,73) + 1,8 (9,46) = 0$$

$$V_A = 13,81 \text{ Ton}$$

$$+\uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$-7,3 - 7,3 - 1,8 + 13,81 = V_B$$

$$V_B = 2,59 \text{ Ton}$$

- Cortante último:

$$V_U = 1,30 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} \times I \times F_D) \right]$$

$$V_U = 1,30 \left[26,81 + \frac{5}{3} (13,81 \times 1,27 \times 1,56) \right] = 94,13 \text{ Ton}$$

- Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 0,53 \times \phi \times b \times d \times \sqrt{f'}$$

$$V_{CR} = 0,53 \times 0,85 \times 50 \times 118 \times \sqrt{281} = 44\,555,36 \text{ kg}$$

$$V_U > V_{CR} \therefore \text{Se necesita refuerzo}$$

- Espaciamiento de estribos:

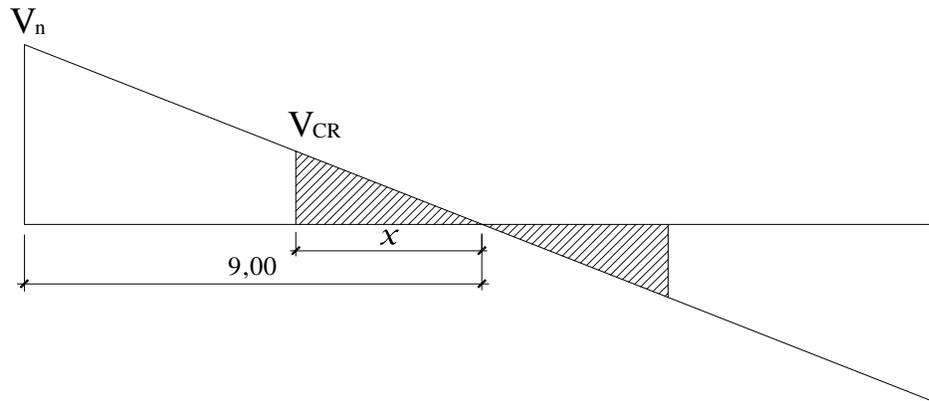
$$S = \frac{2 A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,85} = \frac{94\,130}{0,85} = 110\,741,18 \text{ kg}$$

Utilizando varillas Núm. 4

$$S = \frac{2 (1,27)(4\,200)(118)}{110\,741,18 - 44\,555,36} = 19,02 \text{ cm}$$

Figura 16. **Diagrama del corte que resiste el concreto de viga intermedia**



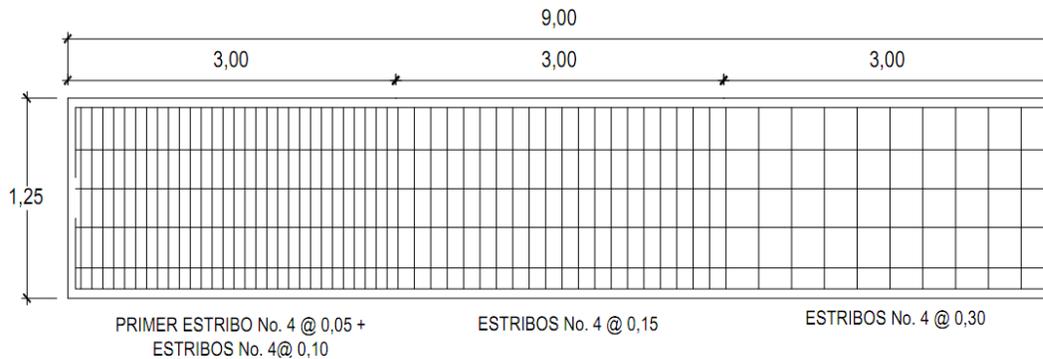
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Por triángulos semejantes:

$$\frac{V_n}{9} = \frac{V_{CR}}{x} \quad x = \frac{V_{CR} \times 9}{V_n}$$

$$x = \frac{44\,555,36 \times 9}{110\,741,18} = 3,62 \text{ m}$$

Figura 17. **Confinamiento de estribos de viga intermedia**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.1.7.3.2. **Viga exterior**

Se deben realizar los diferentes análisis para cada tipo de carga que actúa sobre la estructura.

- Análisis de carga muerta:

$$\text{- Área de concreto} = 1,30 \text{ m}^2 \times 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 3\,120 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Asfalto} = \underline{1,80 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 2\,100 \text{ kg/m}^3} = 189 \text{ kg/m}$$

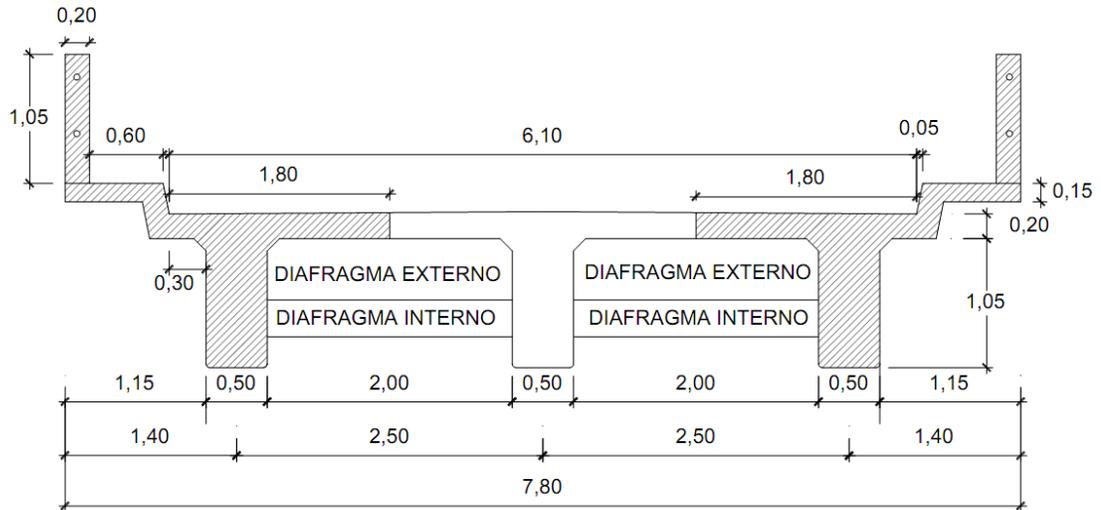
$$\Sigma \text{WCM} = 3\,309 \text{ kg m}$$

- Peso de diafragmas:

$$\text{Peso del diafragma extremo: } P_{DE} = 936 \text{ kg} \div 2 = 468 \text{ kg}$$

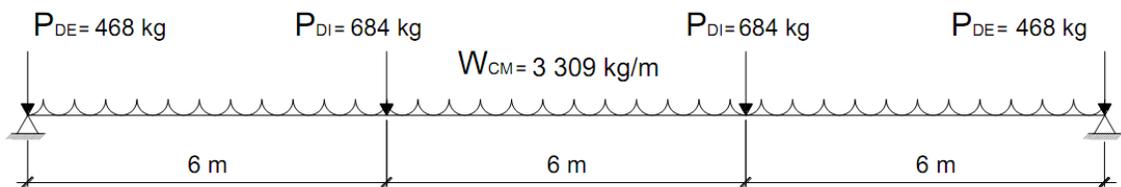
$$\text{Peso del diafragma intermedio: } P_{DI} = 1\,368 \text{ kg} \div 2 = 684 \text{ kg}$$

Figura 18. Diagrama de área tributaria para vigas exteriores



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 19. Diagrama de carga muerta para viga externa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Momento máximo producido por la carga muerta:

$$M_{\text{máxCM}} = \frac{WL^2}{8} + P_{\text{DI}} \times a$$
$$M_{\text{máxCM}} = \frac{(3\,309)(18)^2}{8} + (684 \times 6) = 138\,118,50 \text{ kg-m}$$

Análisis de carga viva (ver análisis de viga intermedia):

$$M_{\text{maxCV}} = 54,81 \text{ Ton m}$$
$$I = 1,27$$
$$F_D = 1,22$$

Cálculo del momento último:

$$M_U = 1,30 \left[M_{\text{CM}} + \frac{5}{3} (M_{\text{CV}} \times I \times F_D) \right]$$
$$M_U = 1,30 \left[138,12 + \frac{5}{3} (54,81 \times 1,27 \times 1,22) \right] = 363,55 \text{ Ton-m}$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \left[(50 \times 118) - \sqrt{(50 \times 118)^2 - \frac{363\,550 \times 50}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 94,94 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima: $A_{S\text{mín}} = 19,81 \text{ cm}^2$

Área de acero máxima: $A_{S\text{máx}} = 84,40 \text{ cm}^2$

Como $A_s > A_{S\text{máx}}$, entonces la viga debe ser doblemente reforzada.

Momento que resiste el área de acero máxima:

$$M_{\text{max}} = 329\,109,86 \text{ kg m}$$

Momento que falta por reforzar:

$$M_R = 363\,550,00 - 329\,109,86 = 34\,440,14 \text{ kg m}$$

Acero adicional:

$$A_{S\text{ad}} = \frac{M_R}{\phi f_y d} = \frac{34\,440,14 \times 100}{0,90 \times 4\,200 \times 118} = 7,72 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo a tensión:

$$A_{S\text{tensión}} = A_{S\text{máx}} + A_{S\text{ad}} = 84,40 + 7,72 = 92,12 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 10 ($A_v = 8,16 \text{ cm}^2$)

$$92,12 / 8,16 = 11,29 \approx 12 \text{ varillas Núm. 10}$$

Acero de refuerzo a compresión:

$$A_{S\text{comp}} = \left(\frac{1}{3}\right) A_{S\text{tensión}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 92,12 = 30,71 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 9 ($A_v = 6,45 \text{ cm}^2$)

$6 \times 6,45 = 38,70$, entonces se colocarán 6 varillas Núm. 9cm²

Refuerzo extra por altura:

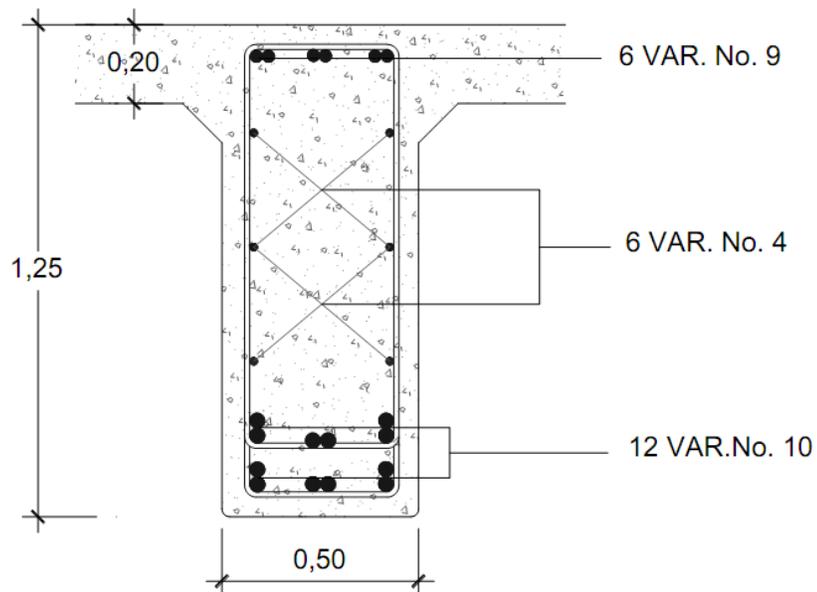
$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \text{ cm}^2 \times H$$

$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \times 1,25 = 6,61 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas Núm. 4 ($A_v = 1,25 \text{ cm}^2$)

$$6 \times 1,27 = 7,62 \text{ cm}^2$$

Figura 20. Armado de viga externa



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Diseño a corte:

Análisis de carga muerta:

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \Sigma P$$

$$V_{CM} = \frac{3\,309 \times 18}{2} + \frac{2(684) + 2(468)}{2} = 30\,933 \text{ kg}$$

Análisis de carga viva (ver análisis de viga intermedia):

$$V_{CV} = 13,81 \text{ Ton}$$

Cortante último:

$$V_U = 1,30 \left[30,93 + \frac{5}{3} (13,81 \times 1,27 \times 1,22) \right] = 86,57 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 44\,555,36 \text{ kg}$$

$V_U > V_{CR}$: Se necesita refuerzo

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{2 A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

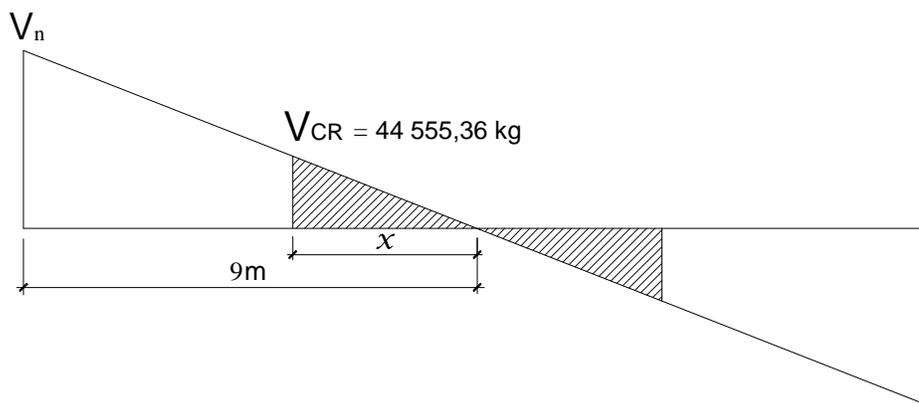
$$V_n = \frac{V_u}{0,85} = \frac{86\,570}{0,85} = 101\,847,06 \text{ kg}$$

Utilizando varillas Núm. 4

$$S = \frac{2 (1,27)(4\ 200)(118)}{101\ 847,06 - 44\ 555,36} = 21,97 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos Núm. 4 @ 0,20 m

Figura 21. **Diagrama que resiste el concreto de la viga externa**

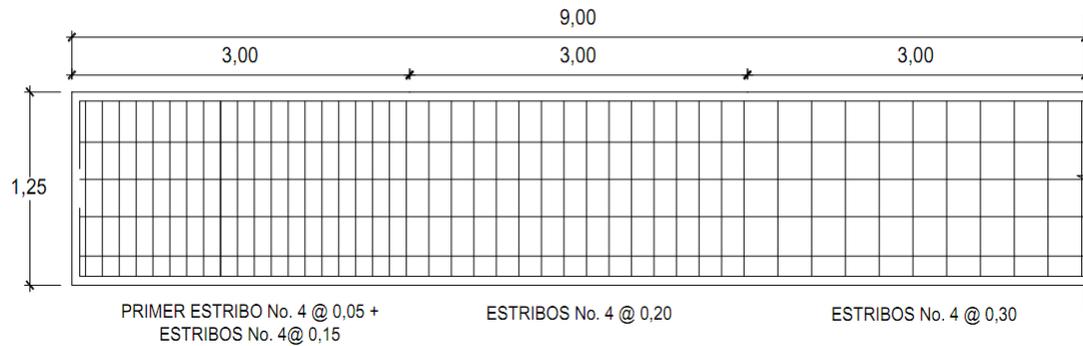


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Por triángulos semejantes

$$\frac{V_n}{9} = \frac{V_{CR}}{x}$$
$$x = \frac{44\ 555,36 \times 9}{101\ 847,06} = 3,94 \text{ m}$$

Figura 22. **Confinamiento de estribos de viga externa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.1.7.3.3. Diafragma externo

Según especificaciones AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, y el espesor mínimo será de 30 cm.

$$H = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} \times 125 \text{ cm} = 62,5 \text{ cm} \Rightarrow 65 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 30 \times 60 = 6,04 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 Núm. 5 + 1 Núm. 6: (para cada cama)

$$2(1,98 \text{ cm}^2) + 2,85 \text{ cm}^2 = 6,81 \text{ cm}^2$$

Acero adicional por altura: por seguridad se recomienda usar $5,29 \text{ cm}^2$ por metro de altura del diafragma ($0,25 \text{ plg}^2$ por pie).

$$A_{\text{sad}} = 5,29 \times 0,65 = 3 \times 44 \text{ cm}^2$$

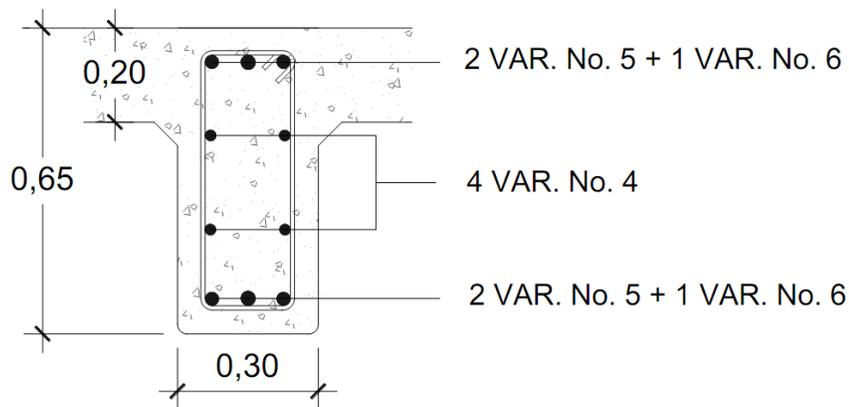
Utilizando 4 varillas Núm. 4*4($1,27 \text{ cm}^2$)

$$4 \times 1,27 \text{ cm}^2 = 5,08 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de estribos:

$$S = d \div 2 = 60 \div 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se colocarán estribos Núm. 3 @ } 0,30 \text{ m}$$

Figura 23. Armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.1.7.3.4. Diafragma interno

$$H = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} \times 125 \text{ cm} = 93,75 \text{ cm} \approx 95 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 95 - 5 = 90 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 30 \times 90 = 9,06 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas Núm. 7 + 1 Núm. 6: (Para cada cama)

$$2(3,88 \text{ cm}^2) + 2,85 \text{ cm}^2 = 10,61 \text{ cm}^2$$

Acero adicional por altura:

$$A_{\text{sad}} = 5,29 \times 0,95 = 5,02 \text{ cm}^2$$

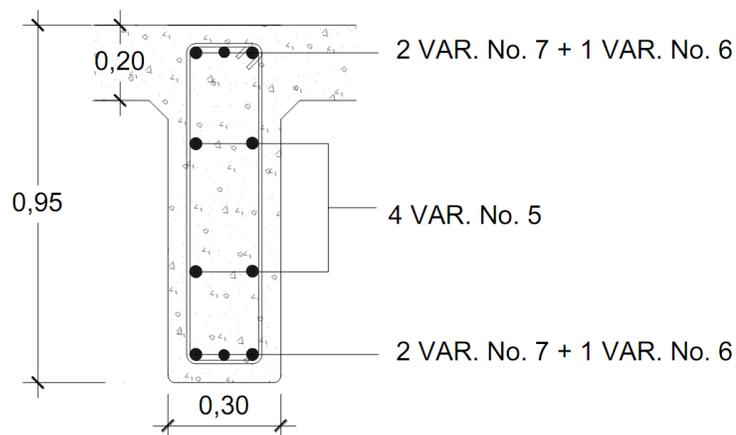
Utilizando 4 varillas Núm. 5: $4(1,98 \text{ cm}^2)$

$$4 \times 1,98 \text{ cm}^2 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de estribos:

$$S = d \div 2 = 90 \div 2 = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se colocarán estribos Núm. 3 @ 0,30 m}$$

Figura 24. **Armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.1.8. Diseño de la subestructura

La subestructura es la parte sobre la que se apoya el puente. Está compuesta de varios elementos y el diseño es el siguiente:

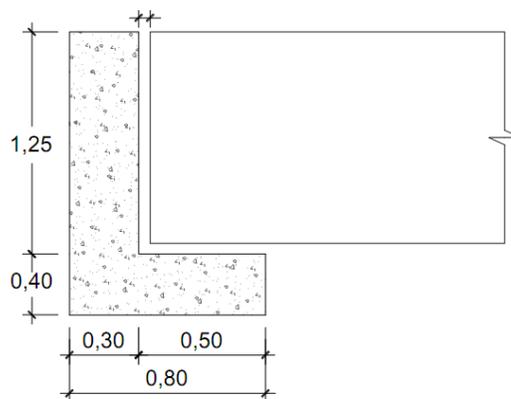
2.1.8.1. Diseño de cortina

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene:

$$x = 18(2) = 36 \text{ cm}$$

Considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 50 cm.

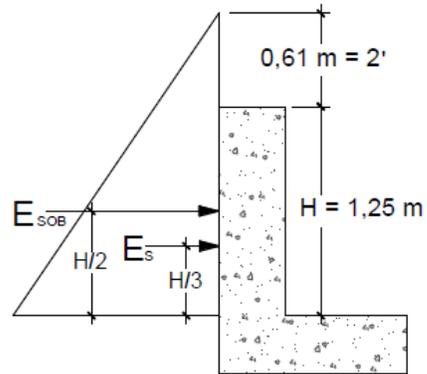
Figura 25. Sección de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Cálculo de las presiones sobre la cortina: De acuerdo con AASHTO 1.1.19, debe aplicarse una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 480 kg/m^3 , actuando a 2 pies (0,61 m) sobre la superficie de rodadura.

Figura 26. **Fuerzas del suelo que afectan a la cortina**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Sobrecarga:

$$S_{OB} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 0,61 \text{ m} = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

Presión al pie de la cortina:

$$S = 480 \text{ kg/m}^3 \times 1,25 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del empuje del suelo:

$$E = E_{SOB} + E_S$$

$$E_{SOB} = 292,80 \text{ kg/m}^2 \times 1,25 \text{ m} = 366 \text{ kg/m}$$

$$\underline{E_S = 600 \text{ kg/m}^2 \times (1,25 \text{ m} \div 2) = 375 \text{ kg/m}}$$

$$E = 741 \text{ kg/m}$$

Momentos por el empuje del suelo:

$$M_{Esob} = 366 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \left(\frac{1,25\text{m}}{2} \right) = 228,75 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$M_{Es} = 375 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \left(\frac{1,25\text{m}}{3} \right) = 156,25 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

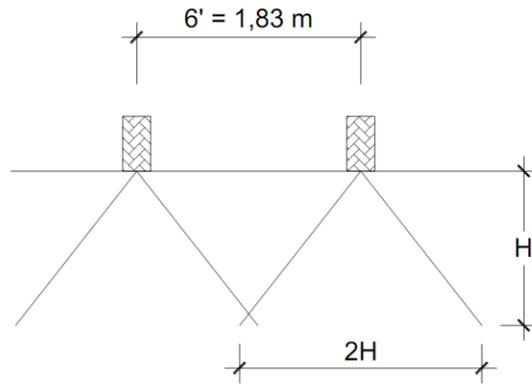
Fuerza longitudinal o fuerza de frenado (AASHTO 1.2.13): es la fuerza producida por las llantas del vehículo en el terraplén de acceso y que es transmitida a la cortina. Se considera el centro de gravedad a 6 pies (1,83 m) sobre la superficie de rodadura.

$$F_L = 0,05 \left(\frac{P}{2H} \right)$$

$$F_L = 0,05 \left(\frac{7\,300 \text{ kg}}{2 \times 1,25 \text{ m}} \right) = 146 \text{ kg/m}$$

Por ser dos llantas: $2 \times 146 \text{ kg/m} = 292 \text{ kg/m}$

Figura 27. Diagrama de distribución de fuerza longitudinal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Momento por fuerza longitudinal:

$$M_{FL} = FL \times d = 292 \text{ kg/m} \times (1,25 \text{ m} + 1,83 \text{ m}) = 899,36 \text{ kg m / m}$$

Fuerza de sismo:

Se considera el 12 % del peso de la cortina y se aplica en el centro.

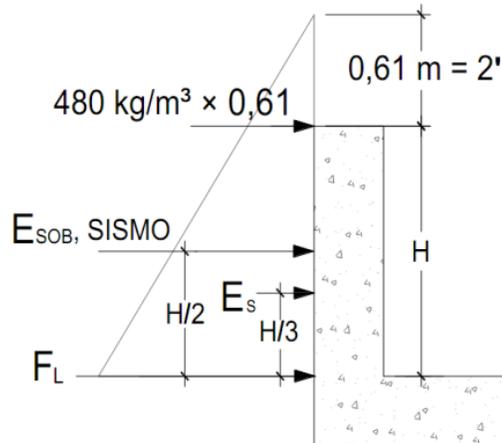
$$W_{\text{cortina}} = 1,25 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 900 \text{ kg}$$

$$S = F_{\text{sismo}} = 0,12 \times 900 = 108 \text{ kg}$$

Momento de sismo:

$$M_{\text{sismo}} = 108 \text{ kg} \times (1,25 \text{ m} \div 2) = 67,50 \text{ kg m}$$

Figura 28. Fuerzas que actúan sobre la cortina



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Cálculo de momentos por grupos (AASHTO 3.22.1):

$$\text{Grupo III} = 1,30 (ME_{\text{sob}} + ME_s + M_{FL})$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (228,75 + 156,25 + 899,36) = 1\ 669,67 \text{ kg m / m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (ME_{\text{sob}} + ME_s + M_S)$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (228,75 + 156,25 + 67,50) = 588,25 \text{ kg m / m}$$

El momento de diseño es entonces: $1\ 669,67 \text{ kg m / m}$

Cálculo del refuerzo:

Utilizando varillas Núm. 4:

$$d = 30 - 8 - \left(\frac{1,27}{2}\right) = 21,36 \Rightarrow 21,50 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[(100 \times 21,50) - \sqrt{(100 \times 21,50)^2 - \frac{1\,669,67 \times 100}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} \times 100 \times 21,50 = 7,22 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s\text{mín}} \therefore$ se considera el área de acero mínima.

Utilizando varillas Núm. 4 ($A_v = 1,27 \text{ cm}^2$), se tiene:

$$7,22 \div 1,27 = 5,68$$

Espaciamiento:

$$S = 100 \div 5,68 = 17,60 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas Núm. 4 @ 17 cm}$$

Revisión por cortante:

$$\text{Grupo III} = 1,30 (E + F_L)$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (741 + 292) = 1\,342,90 \text{ kg}$$

Grupo IV= 1,30 (E + S)

Grupo IV = 1,30 (741 + 108) = 1 103,70 kg

Corte que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 0,53 * 0,85 * 100 * 21,50 * \sqrt{281} = 16 236,28 \text{ Kg}$$

16 236,28 kg > 1 342,90 Kg, por lo tanto $V_{CR} > V_a$

El concreto absorbe todo el corte, por lo que el refuerzo será:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{30 - 8}{2} = 11 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos Núm. 3 @ 0,11 m

2.1.8.2. Diseño de viga de apoyo

Su altura no debe ser menor a 40 cm, y se refuerza con el área de acero mínimo.

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14,1}{4 200} \times 80 \times 40 = 10,74 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Núm. 5 ($A_v = 1,98 \text{ cm}^2$), se tiene:

$10,74 \div 1,98 = 5,42 \approx 6$ varillas Núm. 5

Espaciamiento:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{40 - 8}{2} = 16 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos Núm. 3 @ 0,16 m

2.1.8.3. Diseño de apoyo elastomérico

El apoyo elastomérico actúa como un vínculo transmisor de carga entre las partes de la estructura. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos. Los apoyos transmiten las fuerzas de aceleración o desaceleración de las cargas de tráfico, las centrífugas o producidas por el viento así como las fuerzas originadas por el esviaje de las piezas móviles. Los apoyos de neopreno son capaces de absorber movimientos en todas direcciones y rotaciones en todos los ejes debido a las propiedades del material. Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza Shore 60 reforzados con placas metálicas.

Esfuerzo a compresión:

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{ab}$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5 \text{ Para apoyos fijos y móviles}$$

Donde

- ΔL = máximo desplazamiento horizontal
a, b = dimensiones del apoyo (a = 50 cm. b = 50 cm)
 σ_p = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo
 σ_f = esfuerzo admisible del acero (Esfuerzos de trabajo)
t = espesor de una lámina de elastómero (13 mm)
T = espesor total del elastómero
P = cortante último de viga intermedia
L = longitud del puente en centímetros

$$\sigma_p = \frac{8 * 50 * 50}{1,3 + (50 * 50)} = 8,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{94\ 130}{50 * 50} = 37,65 \text{ Kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo de 100 kg/cm², y los esfuerzos se encuentran dentro de este parámetro. Para el desplazamiento horizontal se utilizará la ley de Hooke; donde $\sigma_f = 1\ 700 \text{ kg/cm}^2$.

Desplazamiento horizontal:

$$\Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} \times L = \frac{1\ 700}{2,1E6} \times 1\ 800 = 1,46 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta e_{CM} = \frac{\Delta e_t \times M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+I}} = \frac{1,46 \times 138,12}{138,12 + 69,61} = 0,97 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta c = 0,000165 \times L = 0,000165 \times 1\ 800 = 0,30 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta t = 0,000011 \times D^\circ \times L = 0,000011 \times 10^\circ\text{C} \times 1\ 800 = 0,20 \text{ cm}$$

Deformaciones máximas:

$$\text{Contracción} = \Delta e_{\text{CM}} (\Delta_c + \Delta_t) = 0,97 (0,30 + 0,20) = 0,87 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta e_t + \Delta_t) \Delta_c = (1,46 + 0,20) 0,30 = 1,36 \text{ cm}$$

El máximo desplazamiento horizontal del apoyo considerado es 1,36 cm.

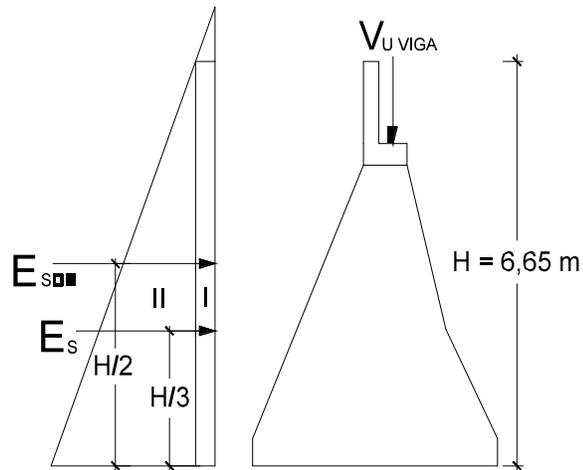
Espesor de apoyos: se colocarán 2 placas de elastómero de 13 mm + 2 placas de acero de 2 mm + un placa de acero en medio de 330 mm = 3,30 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1,36}{3,30} = 0,41 < 0,50$$

2.1.8.4. Diseño de estribos

Los estribos soportan las cargas provenientes de la superestructura, y la transmiten al suelo. Los estribos serán de concreto ciclópeo, y se verificarán por volteo, deslizamiento y presiones máximas y mínimas.

Figura 29. Presiones del suelo que afecta el estribo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Sobrecarga:

$$\text{Sobrecarga} = 0,61 \times 480 \text{ kg/m}^3 = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

- Presión del suelo:

$$P_{\text{suelo}} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 6,65 \text{ m} = 3\,192 \text{ kg/m}^2$$

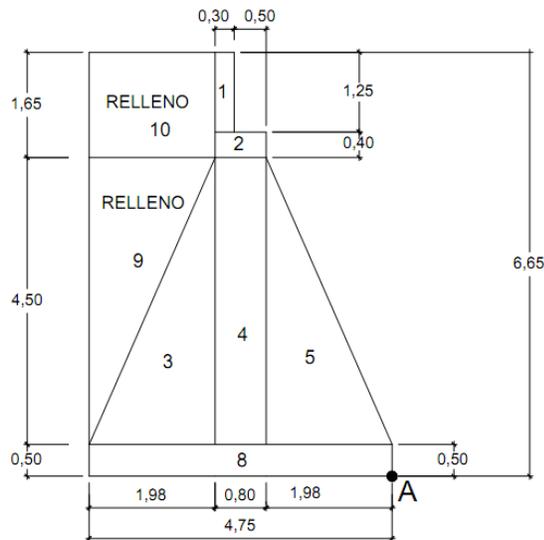
- Empuje y momento de volteo:

Tabla VII. **Empuje y momento de volteo del estribo**

SECCION	PRESION (kg/m ²)	ALTURA (m)	EMPUJE (kg/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
I	292,80	6,65	1 974,12	3,33	6 474,17
II	3 192,00	3,325	10 613,40	2,22	23 526,37
			E = 12 560,52		M _v = 30 000,54

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Figura 30. **Geometría del estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Momento estabilizante: es producido por el peso de la estructura y por el relleno. Se calcula respecto al punto A, mostrado en la figura 30.

Tabla VIII. **Momento estabilizante del estribo**

SECCION	AREA (m ²)	PESO ESP. (kg/m ³)	PESO kg/m	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
1	0.38	2,400	912.00	2.63	2,398.56
2	0.32	2,400	768.00	2.38	1,827.84
3	4.44	2,500	11,100.00	3.44	38,184.00
4	3.60	2,500	9,000.00	2.38	21,420.00
5	4.44	2,500	11,100.00	1.32	14,652.00
6	2.38	2,500	5,950.00	2.38	14,161.00
7	4.44	1,140	5,061.60	4.09	20,701.94
8	3.26	1,140	3,716.40	3.76	13,973.66
W =			47,608.00	M_E =	127,319.01

Fuente: elaboración propia.

Revisión del muro sin superestructura:

- Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} \geq 1,5$$

$$\text{Volteo} = \frac{127\,319,01}{30\,000,54} = 4,24 \geq 1,5$$

- Deslizamiento

$$D = 0,5 \left(\frac{W}{E} \right) \geq 1,5$$

$$D = 0,5 \left(\frac{47\,608}{12\,560,52} \right) = 1,90 \geq 1,5$$

- Presiones máxima y mínima

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}; 3a > b$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W}{A} * \left(1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{min}} = \frac{W}{A} * \left(1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$a = \frac{127\,319,01 - 30\,000,54}{47\,608} = 2,04$$

$$3a = 3 * 2,04 = 6,12 > 4,75$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 2,04 = 0,335$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{47,608}{4,75} * \left(1 + \frac{6 * 0,335}{4,75} \right) = 14\,263,94 \text{ Kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\min} = \frac{47\,608}{4,75} * \left(1 - \frac{6 * 0,335}{4,75}\right) = 5\,781,54 \text{Kg/m}^2 > 0$$

Revisión del muro con superestructura y carga viva: la revisión se hace para el valor del cortante último obtenido para las vigas.

- Carga muerta y viva:

$$W_2 = \frac{V_U}{L_{VA}}$$

$$W_2 = \frac{94\,130 + 2(86\,570)}{7,80} = 34\,265,38 \text{ kg/m}$$

Momento = W x Brazo (Base del estribo ÷ 2)

$$M_{\text{total}} = 34\,265,38 \text{ kg/m} \times (4,75 \text{ m} \div 2) = 81\,380,28 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_{\text{Etotal}} = M_{E2} + M_E$$

$$M_{\text{Etotal}} = 81\,380,28 + 127\,319,01 = 208\,699,29 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Revisión de presiones:

$$a = \frac{M_{\text{Etotal}} - M_V}{W_2 + W}$$

$$a = \frac{208\,699,29 - 30\,000,54}{34\,265,38 + 47\,608,00} = 2,18$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 2,18 = 0,195$$

$$P_{\text{máx}} = \left(\frac{34\,265,38 + 47\,608,00}{4,75} \right) * \left(1 + \frac{6 * 0,195}{4,75} \right) = 21\,482,12 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} < V_s$$

$$P_{\text{min}} = \left(\frac{34\,265,38 + 47\,608,00}{4,75} \right) * \left(1 - \frac{6 * 0,195}{4,75} \right) = 12\,990,88 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} > 0$$

Revisión del estribo con sismo: Para esta revisión, sólo se incluye la carga muerta.

Para viga interior:

$$V_{\text{CM}} = 1,30 (V_{\text{CM}}) = 1,30 (26\,806,50 \text{ kg}) = 34\,848,45 \text{ kg}$$

Para viga exterior:

$$V_{\text{CM}} = 1,30 (V_{\text{CM}}) = 1,30 (30\,933,00) = 40\,212,90 \text{ kg}$$

$$V_{\text{U TOTAL}} = 2 (40\,212,90) + 34\,848,45 = 115\,274,25 \text{ kg}$$

$$C_{\text{CM}} = V_{\text{U TOTAL}} \div L_{\text{VA}} = 115\,274,25 \div 7,80 = 14\,778,75 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{H}} = W_{\text{ESTRIBO}} + C_{\text{CM}}$$

$$W_{\text{H}} = 47\,608 + 14\,778,75 = 62\,386,75 \text{ kg}$$

$$M_{\text{EH}} = M_{\text{E}} + (C_{\text{CM}} \times \text{Brazo}); \quad \text{Brazo} = \text{base estribo} \div 2$$

$$M_{\text{EH}} = 127\,319,01 + (14\,778,75 \times 2,375) = 162\,418,54 \text{ kg-m}$$

Fuerza horizontal:

Se considera el 8 % de W_{H} .

$$F_{\text{H}} = 1,08E + 0,08W_{\text{H}} = 1,08 (12\,560,52) + 0,08 (62\,386,75) = 18\,556,30 \text{ Kg-m}^2$$

Tabla IX. **Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo**

SECCION	AREA (m ²)	PESO ESP. (kg/m ³)	PESO kg/m	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
1	0.38	2,400	912.00	6.02	5,490.24
2	0.32	2,400	768.00	5.20	3,993.60
3	4.44	2,500	11,100.00	2.00	22,200.00
4	3.60	2,500	9,000.00	2.75	24,750.00
5	4.44	2,500	11,100.00	2.00	22,200.00
6	2.38	2,500	5,950.00	0.25	1,487.50
7	4.44	1,140	5,061.60	3.50	17,715.60
8	3.26	1,140	3,716.40	5.82	21,629.45
W =			47,608.00	MV₂ =	119,466.39

Fuente: elaboración propia.

Momento por sismo:

$$M_{EQ} = 0,08 M_{E2}$$

$$M_{EQ} = 0,08 \times 119\,466,39 = 9\,557,31 \text{ Kg-m}^2$$

Momento de volteo por fuerza horizontal:

$$M_{VH} = 1,08 M_V + 0,08 \times C_{CM} \times h + M_{EQ}$$

$$H = 5,00 + 0,40 = 5,40 \text{ m}$$

$$M_{VH} = (1,08 \times 30\,000,54) + (0,08 \times 14\,778,75 \times 5,40) + 9\,557,31$$

$$M_{VH} = 48\,342,31 \text{ Kg-m}^2$$

Volteo:

$$V = \frac{M_{EH}}{M_{VH}} = \frac{162\,418,54}{48\,342,31} = 3,36 > 1,5$$

Deslizamiento:

$$D = 0,5 \left(\frac{W_H}{F_H} \right) = 0,5 \left(\frac{62\,386,75}{18\,556,30} \right) = 1,68 > 1,5$$

Revisión de las presiones:

$$a = \frac{M_{EH} - M_{VH}}{W_H} = \frac{162\,418,54 - 48\,342,31}{62\,386,75} = 1,83$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 1,83 = 0,545$$

$$P_{\text{máx}} = \left(\frac{62\,386,75}{4,75} \right) \times \left[1 + \frac{6 \times 0,545}{4,75} \right] = 22\,175,81 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \left(\frac{62\,386,75}{4,75} \right) \times \left[1 - \frac{6 \times 0,545}{4,75} \right] = 4\,092,29 \text{ kg/m}^2 > 0$$

2.1.9. Presupuesto

Se presenta un presupuesto aproximado de la inversión requerida para el puente vehicular.

Tabla X. **Presupuesto de puente vehicular para la aldea Las Lagunas**

Nro.	Renglón	Cant.	Unidad	Precio	Total
1	Viga interior	1	Unidad	Q. 74 185,00	Q. 74 185,00
2	Viga exterior	2	Unidad	Q. 74 185,00	Q. 148 370,00
3	Diafragma interior	2	Unidad	Q. 9 280,00	Q. 18 560,00
4	Diafragma exterior	2	Unidad	Q. 8 215,00	Q. 16 430,00
5	Losa	110	m ²	Q. 966,05	Q. 106 265,00
6	Barandal	36	M	Q. 693,89	Q. 24 980,00
7	Neopreno (0,3X0,5X0,026) + placas acero + anclaje	6	Unidad	Q. 4 759,50	Q. 28 557,00
8	Estribos y aletones	2	Unidad	Q. 160 156,00	Q.320 312,00
	Total				Q. 737 659,00

Fuente: elaboración propia.

2.1.10. Estudio de Impacto Ambiental Inicial

Toda actividad realizada por el hombre genera impacto en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro. Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos, ya que solamente se presentan durante el proceso constructivo.

2.1.10.1. Evaluación rápida

- Información sobre el proyecto:
 - Nombre de la comunidad: cabecera municipal, Santa Catarina Mita
 - Municipio: Santa Catarina Mita
 - Departamento: Jutiapa

- Tipo de proyecto:

Puente vehicular de dos vías de concreto armado de 18 m de longitud en camino rural.

- Consideraciones especiales:

Consideraciones identificadas en oficina o durante visitas de campo.

- Consideraciones sobre áreas protegidas:

Las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP). No aplica.

- Consideraciones sobre ecosistemas naturales:

- ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? No
- ¿Estado actual del ecosistema? No aplica.

Impacto ambiental que será producido como se indicó anteriormente, los principales efectos negativos que la construcción de un puente genera, se dan precisamente durante el proceso constructivo, siendo estos: residuos y emisiones de contaminantes generados por la maquinaria, generación de polvo y ruido, movimiento de tierras y transporte de materiales. El único impacto permanente es la modificación visual del entorno debido a la estructura.

El primer impacto afecta a la calidad del suelo cuando se construya el puente. El impacto será negativo, con certeza total de que ocurrirá, la magnitud será baja, la duración será permanente, el área afectada estará localizada (se reduce a los estribos donde se asentará el puente), el impacto será irreversible y no se puede mitigar.

El segundo impacto es la afectación a la calidad del agua, cuando se ejecute la obra. El efecto será negativo, con certeza cierta de que ocurrirá, la magnitud será baja o sea con un movimiento de tierra relativamente pequeño, la duración será temporal, el área afectada será localizada, el impacto sería reversible y si existen las medidas de mitigación posibles para aplicarse. La medida ambiental a aplicarse será: no arrojar los materiales de desbroce en el cauce de la quebrada.

El tercer impacto que se produce es la producción de polvo y los gases que afectarán a la calidad del aire y en especial a los trabajadores de la construcción. La generación de polvo afecta a la calidad del aire de la siguiente manera: impacto negativo, grado de certeza: probable (si es que no se humedece la capa superficial del suelo en forma suficiente), magnitud mediana, duración baja, ámbito geográfico local, el efecto negativo sería reversible. Las medidas de mitigación que deberán ser ejecutadas son las siguientes:

- Humedecimiento de la capa del suelo para evitar la generación de polvo.
- Calibración de la maquinaria que será utilizada en la construcción para disminuir el ruido, producción excesiva de gases y vibraciones.
- Dotación de los artículos de protección personal para los trabajadores que participen en la construcción.

El cuarto impacto que podría producir la construcción del puente y las vías de acceso es la afectación a la zona agrícola existente en el área de influencia. La calificación de los atributos es como sigue: el impacto será negativo, grado de certeza es que no ocurrirá, la magnitud será nula, el área afectada será inexistente, por lo que no se toman medidas de mitigación.

Considerando estos factores se recomienda la ejecución del proyecto en cuestión.

2.2. Diseño de salón de usos múltiples en casco urbano

El segundo diseño a desarrollar es el salón de usos múltiples para el municipio que se describe a continuación.

2.2.1. Investigación preliminar

Actualmente la cabecera municipal cuenta con un salón municipal que está en malas condiciones, por lo cual dificulta la realización de las distintas actividades en el mismo.

Debido a lo anterior la Municipalidad decidió realizar un proyecto para dar solución a esta problemática, el cual consiste en el diseño de un salón de

usos múltiples que contará con un escenario, vestidores, comedor, taquilla y servicios sanitarios.

2.2.2. Antecedentes

La Municipalidad de Santa Catarina Mita cuenta con un inmueble que se encuentra ubicado en la cabecera municipal. El tipo de suelo del terreno donde se quiere construir el salón de usos múltiples es un suelo bastante firme. Por esa razón la profundidad de desplante que se utilizará para la cimentación será de 0,60 m.

2.2.3. Preliminares

Se le llama así a los trabajos que se tienen que efectuar antes de realizar cualquier proyecto de construcción. Estos consisten en preparar las condiciones del terreno para que se proceda a la construcción del mismo.

2.2.3.1. Limpieza

En este caso la Municipalidad se encargará de limpiar y remover todos los objetos que de alguna forma dificultarán la construcción del salón. También sacará la basura que está situada en el terreno.

2.2.3.2. Demolición

Se llama así al proceso contrario de la construcción, en el caso particular de este proyecto no se procederá a demoler ningún tipo de construcción, ya que se tiene libre el espacio donde será edificado el salón de usos múltiples.

2.2.3.3. Excavación

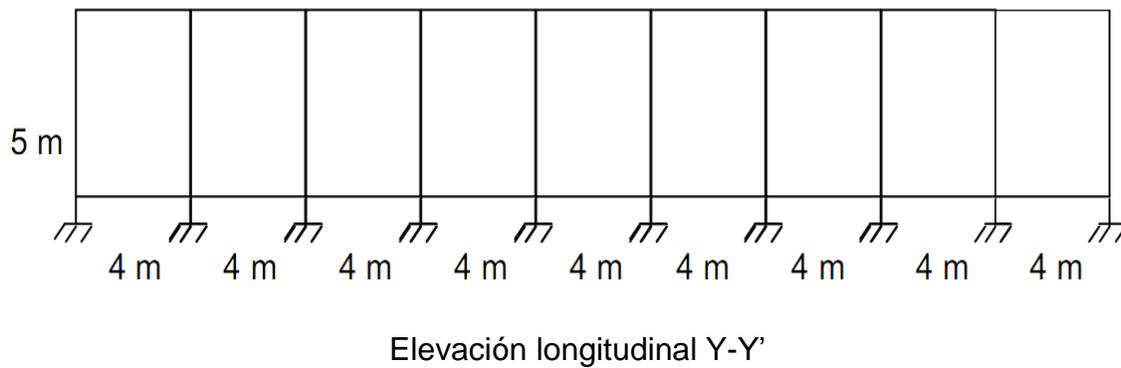
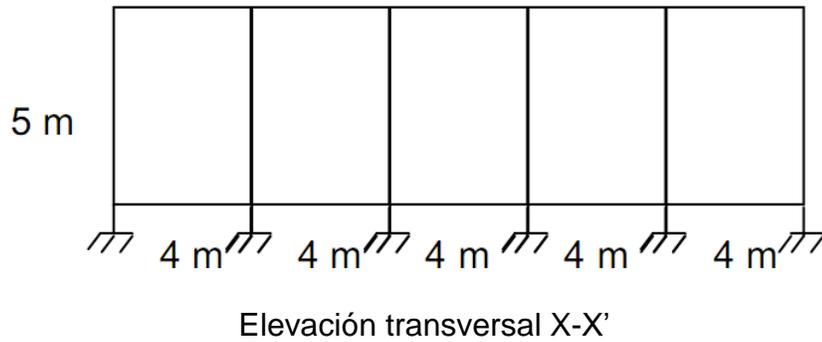
La excavación se hace sobre las líneas de trazado que se hará sobre el terreno, estas no deberán de exceder las cotas de cimentación indicadas en los planos de construcción. La cimentación no se podrá construir sobre zonas no controladas ni sobre tierras de cultivo, suelos orgánicos, los cuales deberán de ser removidos en la totalidad y reemplazados por suelos seleccionados, para luego realizar compactación del material, antes de iniciar la construcción de la cimentación.

2.2.4. Tipo de estructura a diseñar

En la selección del diseño estructural de una edificación social depende generalmente del clima y de los materiales disponibles en la región para llevar a cabo la construcción. El resultado debe comprender el tipo de estructura a diseñar, las formas, dimensiones y el proceso de ejecución.

En este caso en particular se ha elegido un sistema estructural básico de columnas aisladas o columnas con carga axial y momento uniaxial, con un techo de cubierta curva de lámina de aluzinc y muros de mampostería.

Figura 31. **Modelo matemático de la estructura**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.2.5. Cargas aplicadas

Las cargas aplicadas según la dirección se dividen en horizontales y verticales, todo depende del tipo de estructura que se analice y así serán las cargas que se tomarán en cuenta para analizar dicha estructura.

2.2.5.1. Carga muerta

Son aquellas cargas que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas.

La principal carga muerta es el peso propio de la estructura, los valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura.

Debido a que el techo es curvo, se utilizarán solo cargas muertas y por tal motivo se utilizará el diagrama de viga doblemente empotrada en el análisis de la estructura. Este diagrama se define en función de la luz y la flecha, en el caso crítico no excederá de 13,70 kg/ m² (dato dado por el fabricante).

Los resultados son los siguientes:

$$\text{Área a cubrir} = 20 \text{ m} \times 36 \text{ m} = 720 \text{ m}^2$$

La separación de columnas es de 4 m y hay 13,33 paneles

$$\text{Peso por panel} = 0,30 \text{ m} \times 20 \text{ m} \times 13,70 \text{ Kg/m}^2 = 82,21 \text{ Kg}$$

$$P = 13,33 \text{ paneles} \times 82,21 \text{ kg} = 1\,095,85 \text{ kg}$$

$$CM = \frac{1\,095,856}{20 \text{ m}} = 54,79 \text{ kg/m}$$

2.2.5.2. Carga viva

Estará definida por las necesidades de carga del proyecto, en este caso se tendrán en cuenta las instalaciones eléctricas, marcadores electrónicos, cielo falso, etc. la carga viva que se utilizará será de 12,75 kg/m.

$$CV = 12,75 \text{ kg/m (dato definido por el fabricante)}$$

2.2.5.3. Carga de viento

El valor se considera dependiendo las condiciones de viento del lugar en donde se realizará el proyecto. En este caso en particular por ser techo curvo y una construcción de un nivel se utilizará 15,91 kg/m.

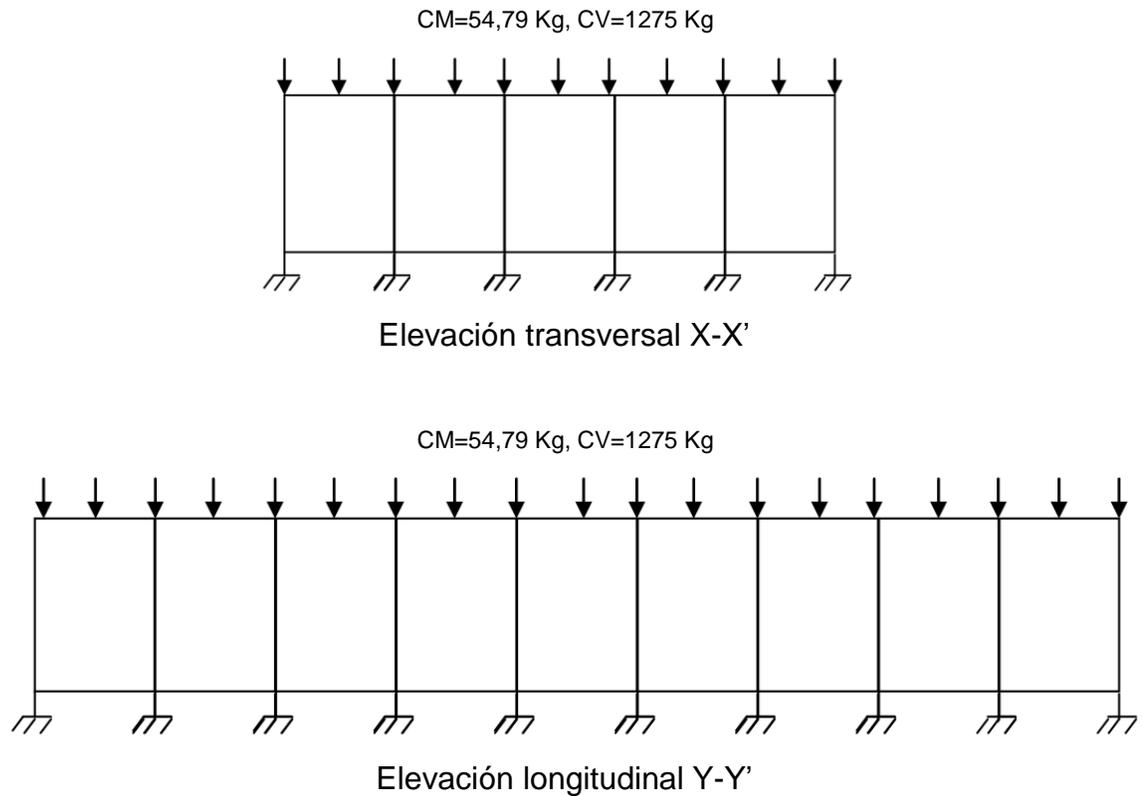
$$CV = 15,91 \text{ kg/m (dato definido por el fabricante)}$$

La carga total se determinará con la sumatoria de todas las cargas que actúan en la estructura.

$$\text{Carga total} = CM + CV + CD$$

$$\text{Carga total} = \frac{54,79\text{kg}}{\text{m}} + \frac{12,75\text{kg}}{\text{m}} + \frac{15,91\text{kg}}{\text{m}} = 83,45\text{kg/m}$$

Figura 32. **Estimación de cargas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.2.5.4. **Carga horizontal**

Las cargas horizontales son provocadas por vientos y por sismos, en esta región son comunes estas cargas. El análisis realizado cubre los efectos que podría causar la otra carga si se presentará. En el diseño de techos curvos la carga de viento es de gran importancia ya que puede afectar el techo. Para el diseño de dichos techos el fabricante utiliza factores que determinan la carga horizontal de viento utilizada para ciertas longitudes.

Datos

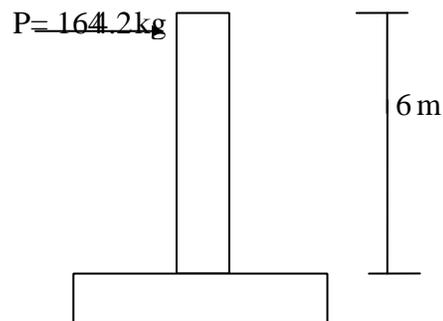
Paneles: 13,33

Distancia: 4 m

Peso por panel: 82,21 kg

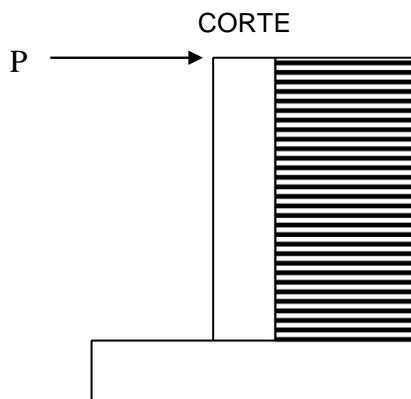
$P_{\text{total}} = 82,21 \text{ Kg} * 20 \text{ m} = 1644,2 \text{ kg}$

Figura 33. **Fuerza horizontal aplicada a la columna**

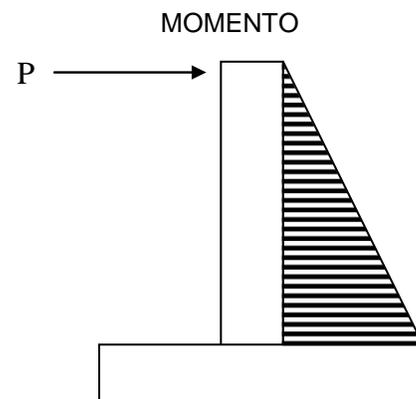


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 34. **Diagrama de corte y momento para columna bajo carga horizontal**



Corte (V) = $1644,2 \text{ kg}$



Momento = $P * L = 1644,2 * 6 = 9865,2 \text{ kg-m}$

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Debido a que el diseño es de una columna con carga axial y momento uniaxial, se utilizará el momento más crítico que actúa en la estructura.

Max = 9 865,2 kg - m

Pax = 1 644,2 Kg

2.2.6. Análisis estructural por el método de Kani

Análisis estructural, es el estudio al cual se somete una estructura para conocer el comportamiento de cada uno de los miembros. El análisis, es uno de los pasos básicos del desarrollo de proyectos de ingeniería, en gran porcentaje alto, depende de este, la economía de la estructura. Después de obtener la magnitud de las cargas que afectarán la estructura, es necesario analizar el comportamiento estructural. Para ello se recurre a un método exacto y correctivo, como lo es Kani, puesto que automáticamente elimina los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo.

El método de Kani, es un método basado en las características generales de la elástica. La ventaja de este método sobre otros métodos de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

La comprobación de resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el desarrollo de cálculo.

El método de Kani, es clásico en el análisis estructural, y como todos los métodos, tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas

estructuras, ventajas que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente.

Es importante mencionar que para el análisis de la estructura, se debe analizar las cargas por separado. Es decir, que primero se analiza la estructura bajo las cargas muertas, luego bajo las cargas vivas y por último, el comportamiento bajo las fuerzas de sismo.

2.2.6.1. Análisis de carga muerta

A continuación se analizará el marco F que es el marco que se encuentra sobre el eje Y, como puede verse en la figura 32. Y tomando en cuenta que la sección de la viga es de 0,25 m X 0,50 m y la sección de la columna es de 0,30 m X 0,30 m.

Se calcula la rigidez de cada elemento de la estructura:

$$K = \frac{I}{L}$$

Donde:

K = rigidez

I = inercia

L = longitud del elemento

Por contar con elementos rectangulares, entonces la fórmula que determina el valor de la inercia de los elementos es:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

De lo cual se obtiene la siguiente tabla de resultados, en la que se presentan los datos correspondientes a cada uno de los elementos del marco en estudio, incluso la carga distribuida que soportan los mismos.

Tabla XI. **Inercia y rigidez de elementos I**

Elementos	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Inercia (m ⁴)	Rigideces (k)	Cargas (Ton)
Vigas						
A-B	0,25	0,5	4	0,002604	0,000651042	0,05479
B-C	0,25	0,5	4	0,002604	0,000651042	0,05479
C-D	0,25	0,5	4	0,002604	0,000651042	0,05479
D-E	0,25	0,5	4	0,002604	0,000651042	0,05479
E-F	0,25	0,5	4	0,002604	0,000651042	0,05479
Columnas						
A-G	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0
B-H	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0
C-I	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0
D-J	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0
E-K	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0
F-L	0,3	0,3	5	0,000675	0,000135	0

Fuente: elaboración propia.

Se calculan los factores de giro o coeficientes de reparto para cada nudo, utilizando la rigidez de cada elemento que llega al nudo, con base en la fórmula:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Donde:

μ = factor de giro o de reparto

K = rigidez del elemento

\sum = sumatoria de rigideces en el nodo

Se debe comprobar que la sumatoria de todos los factores de giro en cada nodo, debe ser de -0,50. Por ejemplo, para el caso del nodo A:

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0,000651042}{0,000651042 + 0,000135} = -0,41413$$

$$\mu_{AG} = -\frac{1}{2} * \frac{0,000135}{0,000651042 + 0,000135} = -0,085873$$

$$\sum \mu = -0,41413 - 0,085873 = -0,5$$

La siguiente tabla presenta los resultados para cada uno de los nodos que conforman el marco en análisis:

Tabla XII. **Inercia y rigidez de elementos II**

Factores de Giro		
Tramo	Factor de Giro (μ)	Sumatoria
Nodo A		
A-B	-0,41412669	-0,5
A-G	-0,08587331	
Nodo B		
B-A	-0,226514932	-0,5
B-C	-0,226514932	
B-H	-0,046970136	
Nodo C		
C-B	-0,226514932	-0,5
C-D	-0,226514932	
C-I	-0,046970136	
Nodo D		
D-C	-0,226514932	-0,5
D-E	-0,226514932	
D-J	-0,046970136	
Nodo E		
E-D	-0,226514932	-0,5
E-F	-0,226514932	
E-K	-0,046970136	
Nodo F		
E-F	-0,41412669	-0,5
F-L	-0,08587331	

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de los momentos fijos, es necesario recurrir a la fórmula siguiente:

$$M_{\text{Fijo}} = \frac{WL^2}{12}$$

Donde:

M_{Fijo} = momento Fijo

W = carga

L = longitud de la viga

De tal manera que:

+ -
↺ ↻

$$M_{AB} = -M_{BA} = \frac{-0,05479(4)^2}{12} = -0,07305333$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{-0,05479(4)^2}{12} = -0,07305333$$

$$M_{CD} = -M_{DC} = \frac{-0,05479(4)^2}{12} = -0,07305333$$

$$M_{DE} = -M_{ED} = \frac{-0,05479(4)^2}{12} = -0,07305333$$

$$M_{EF} = -M_{FE} = \frac{-0,05479(4)^2}{12} = -0,07305333$$

Con estos datos se procede a la primera iteración, multiplicando la sumatoria de momentos en cada nodo por las rigideces que llegan en cada barra; la cual se tomará de la siguiente manera: A – B – C – D – E – F

Primera Iteración

Nodo A

$$AB = (-0,07305)(-0,41412669) = 0,03025334$$

$$AG = (-0,07305)(-0,08587331) = 0,00627333$$

Nodo B

$$BA = (-0,07305+0,07305+0,00627333) * (-0,226514932) = -0,001421$$

$$BC = (-0,07305+0,07305+0,00627333) * (-0,226514932) = -0,001421$$

$$BH = (-0,07305+0,07305+0,00627333) * (-0,046970136) = -0,0002946$$

Nodo C

$$CB = (-0,07305+0,07305-0,001421) * (-0,226514932) = 0,00032187$$

$$CD = (-0,07305+0,07305-0,001421) * (-0,226514932) = 0,00032187$$

$$CI = (-0,07305+0,07305-0,001421) * (-0,046970136) = 0,0000667$$

Nodo D

$$DC = (-0,07305+0,07305+0,00032187) * (-0,226514932) = -0,000072908$$

$$DE = (-0,07305+0,07305+0,00032187) * (-0,226514932) = -0,000072908$$

$$DJ = (-0,07305+0,07305+0,00032187) * (-0,046970136) = -0,000015118$$

Nodo E

$$ED = (-0,07305+0,07305-0,000072908) * (-0,226514932) = 0,000016514$$

$$DF = (-0,07305+0,07305-0,000072908) * (-0,226514932) = 0,000016514$$

$$DK = (-0,07305+0,07305-0,000072908) * (-0,046970136) = 0,000003424$$

Nodo F

$$FE = (0,07305+0,000016514) * (-0,41412669) = -0,030258$$

$$FL = (0,07305+0,000016514) * (-0,08587331) = -0,006274$$

Segunda Iteración

Nodo A

$$AB = (-0,07305-0,001421) * (-0,41412669) = 0,03084$$

$$AG = (-0,07305-0,001421) * (-0,08587331) = 0,006395$$

Nodo B

$$BA = (-0,07305+0,07305+0,03084+0,00032187) * (-0,226514932) = -0,0070586$$

$$BC = (-0,07305+0,07305+0,03084+0,00032187) * (-0,226514932) = -0,0070586$$

$$BH = (-0,07305+0,07305+0,03084+0,00032187) * (-0,046970136) = -0,0014636$$

Nodo C

$$CB = (-0,07305+0,07305-0,0070586-0,000072908) * (-0,226514) = 0,00161539$$

$$CD = (-0,07305+0,07305-0,0070586-0,000072908) * (-0,226514) = 0,00161539$$

$$CI = (-0,07305+0,07305-0,0070586-0,000072908) * (-0,046970) = 0,00033496$$

Nodo D

$$DC = (-0,0730+0,0730+0,0016153+0,00001651) * (-0,22651493) = -0,0003696$$

$$DE = (-0,0730+0,0730+0,0016153+0,00001651) * (-0,22651493) = -0,0003696$$

$$DJ = (-0,0730+0,0730+0,0016153+0,00001651) * (-0,04697013) = -0,0000766$$

Nodo E

$$ED = (-0,07305+0,07305-0,00036965-0,030258) * (-0,226514932) = 0,0069376$$

$$EF = (-0,07305+0,07305-0,00036965-0,030258) * (-0,226514932) = 0,0069376$$

$$EK = (-0,07305+0,07305-0,00036965-0,030258) * (-0,046970136) = 0,0014385$$

Nodo F

$$FE = (0,07305+0,000016514+0,0069376) * (-0,41412669) = -0,0331318$$

$$FL = (0,07305+0,000016514+0,0069376) * (-0,08587331) = -0,0068702$$

Ver el apéndice 1 que contiene una descripción gráfica del proceso de los cálculos.

Se continúan las iteraciones hasta que los valores se estabilizan lo suficiente para considerarse exactos.

Los momentos finales se encuentran con la siguiente fórmula:

$$M_{AB} = M_{FijoAB} + 2M'_{AB} + M'_{BA}$$

2.2.6.2. Análisis de carga viva

La rigidez de cada elemento y los factores de giro, se toman del marco anterior, del marco anterior, debido a que las secciones son las mismas.

Los momentos fijos para este caso varían puesto que estos dependen de la carga que soporta cada elemento, la cual es de 1 275 Kg/m (definido por el fabricante). De tal manera que:

+ -


$$M_{AB} = -M_{BA} = \frac{-1,275(4)^2}{12} = -1,7 \text{ T - m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{-1,275(4)^2}{12} = -1,7 \text{ T - m}$$

$$M_{CD} = -M_{DC} = \frac{-1,275(4)^2}{12} = -1,7 \text{ T - m}$$

$$M_{DE} = -M_{ED} = \frac{-1,275(4)^2}{12} = -1,7 \text{ T - m}$$

$$M_{EF} = -M_{FE} = \frac{-1,275(4)^2}{12} = -1,7 \text{ T} - \text{m}$$

Primera Iteración

Nodo A

$$AB = (-1,7)(-0,41412669) = 0,704015373$$

$$AG = (-1,7)(-0,08587331) = 0,145984627$$

Nodo B

$$BA = (-1,7+1,7+0,704015373) * (-0,226514932) = -0,159603292496144$$

$$BC = (-1,7+1,7+0,704015373) * (-0,226514932) = -0,159603292496144$$

$$BH = (-1,7+1,7+0,704015373) * (-0,046970136) = -0,0330953385209574$$

Nodo C

$$CB = (-1,7+1,7-0,159603292496144) * (-0,226514932) = 0,0361525289467401$$

$$CD = (-1,7+1,7-0,159603292496144) * (-0,226514932) = 0,0361525289467401$$

$$CI = (-1,7+1,7-0,159603292496144) * (-0,046970136) = 0,00749658835459165$$

Nodo D

$$DC = (-1,7+1,7+0,036152528) * (-0,226514932) = -0,00818908763$$

$$DE = (-1,7+1,7+0,036152528) * (-0,226514932) = -0,00818908763$$

$$DJ = (-1,7+1,7+0,036152528) * (-0,046970136) = -0,00169808$$

Nodo E

$$ED = (-1,7+1,7-0,00818908763) * (-0,226514932) = 0,00185495$$

$$DF = (-1,7+1,7-0,00818908763) * (-0,226514932) = 0,00185495$$

$$DK = (-1,7+1,7-0,00818908763) * (-0,046970136) = 0,000384642$$

Nodo F

$$FE = (1,7+0,00185495) * (-0,41412669) = -0,704783557564105$$

$$FL = (1,7+0,00185495) * (-0,08587331) = -0,1461439177504$$

Ver el apéndice 2 que contiene una descripción gráfica del proceso de los cálculos.

Los momentos finales se obtienen de la misma manera que para el análisis de carga muerta.

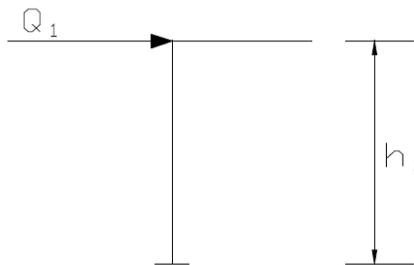
$$M_{AB} = M_{FijoAB} + 2M'_{AB} + M'_{BA}$$

2.2.6.3. Análisis con carga lateral

Al igual que en el análisis con carga viva y muerta, se siguen tomando los mismos valores de rigidez y factores de giro.

Por ser cargas laterales, se calculan los momentos de piso que actúan en la estructura de la siguiente manera:

Figura 35. Efecto de cargas laterales sobre la estructura



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$M_{\text{piso}} = \frac{Q * h}{3}$$

Donde:

M_{piso} = momento de piso

H = altura

Q = carga de sismo = 1644Kg

$$M_{\text{piso}} = \frac{1,644 * 5}{3} = 2,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cuando se analizan las cargas de sismo en un marco, para las columnas es necesario encontrar un factor de corrimiento en cada nivel, con base a la fórmula siguiente:

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{K_{\text{Columna}}}{\sum K_{\text{Columnas}}}$$

Donde:

γ = factor de corrimiento

K_{Columna} = rigidez de la columna

$\sum K_{\text{Columnas}}$ = sumatoria de rigideces de columnas

$$\gamma = -\frac{3}{2} * \frac{0,000135}{0,000135 + 0,000135 + 0,000135 + 0,000135 + 0,000135 + 0,000135}$$

$$\gamma = -0,25$$

Desplazamiento de columnas * Factor de corrimiento

$$(2,74 \text{ Ton} - \text{m}) * (-0,25 \text{ m}) = -0,685 \text{ Ton} - \text{m}^2$$

Cálculo por iteraciones

Primera Iteración

Nodo A

$$AB = (-0,685)(-0,41412669) = 0,28367678265$$

$$AG = (-0,685)(-0,08587331) = 0,05856559742$$

Nodo B

$$BA = (-0,685+0,28367678265) * (-0,226514932) = 0,0909057012880565$$

$$BC = (-0,685+0,28367678265) * (-0,226514932) = 0,0909057012880565$$

$$BH = (-0,685+0,28367678265) * (-0,046970136) = 0,0188502060988871$$

Nodo C

$$CB = (-0,685+0,0909057012880565) * (-0,226514932) = 0,134571229674324$$

$$CD = (-0,685+0,0909057012880565) * (-0,226514932) = 0,134571229674324$$

$$CI = (-0,685+0,0909057012880565) * (-0,046970136) = 0,0279046900073246$$

Nodo D

$$DC = (-0,685+0,134571229674324) * (-0,226514932) = 0,124680335481164$$

$$DE = (-0,685+0,134571229674324) * (-0,226514932) = 0,124680335481164$$

$$DJ = (-0,685+0,134571229674324) * (-0,046970136) = 0,02585371435$$

Nodo E

$$ED = (-0,685+0,124680335481164) * (-0,226514932) = 0,12692077064$$

$$DF = (-0,685+0,124680335481164) * (-0,226514932) = 0,12692077064$$

$$DK = (-0,685+0,124680335481164) * (-0,046970136) = 0,02631829100$$

Nodo F

$$FE = (-0,685+0,12692077064) * (-0,41412669) = 0,23111550381$$

$$FL = (-0,685+0,12692077064) * (-0,08587331) = 0,047924110870$$

Ver el apéndice 3 que contiene una descripción gráfica del proceso de los cálculos.

Después del primer ciclo se encuentra el nuevo desplazamiento de columna

Se empieza nuevamente otro ciclo, y se hace lo mismo hasta que los nodos lleguen a iterar. Después se calculan los momentos de carga sísmica con las siguientes fórmulas:

Momentos finales:

$$M_{ik} = 2M_{ik} + M_{ki}$$

2.2.6.4. Envoltente de momentos

Con los resultados de cada uno de los tipos de carga aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envoltente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma. Es decir, que en todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos

favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código ACI 318-89 estipula, en las cuales toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizan son las siguientes:

- $M_u = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$
- $M_u = 0,75 * (1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_{CS})$
- $M_u = 0,9M_{CM} + 1,7M_{CV}$
- $M_u = 0,9M_{CM} - 1,7M_{CV}$

De lo anterior se elige la combinación con momentos críticos para el diseño.

Tabla XIII. Combinación de momentos críticos en vigas

ENVOLVENTES (VIGAS)				
1er. NIVEL				
VIGA A-B	L (m)= 4			
COMBINACIONES	M(-)izq (kg-m)	M (+) (kg-m)	M(-)der (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-0.57	2.35	3.70	43.50
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	0.18	1.76	3.19	32.88
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	-1.03	1.76	2.36	32.37
0.9 CM + 1 CS	0.59	0.05	0.50	0.35
0.9 CM - 1 CS	-0.62	0.05	-0.34	-0.16
VIGA B-C	L (m)= 4			
COMBINACIONES	M(-)izq (kg-m)	M (+) (kg-m)	M(-)der (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-3.56	1.28	2.85	43.50
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-2.41	0.96	2.44	32.77
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	-2.94	0.96	1.84	32.49
0.9 CM + 1 CS	0.19	0.03	0.37	0.24
0.9 CM - 1 CS	-0.34	0.03	-0.24	-0.04
VIGA C-D	L (m)= 4			
COMBINACIONES	M(-)izq (kg-m)	M (+) (kg-m)	M(-)der (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-2.89	1.59	2.89	43.50
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-2.84	1.20	2.56	32.56
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	-1.50	1.20	1.78	32.70
0.9 CM + 1 CS	-0.73	0.04	0.45	0.03
0.9 CM - 1 CS	0.60	0.04	-0.32	0.17
VIGA D-E	L (m)= 4			
COMBINACIONES	M(-)izq (kg-m)	M (+) (kg-m)	M(-)der (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-2.85	1.28	3.56	43.50
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-1.83	0.96	2.94	32.77
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	-2.45	0.96	2.40	32.48
0.9 CM + 1 CS	0.25	0.03	0.35	0.24
0.9 CM - 1 CS	-0.38	0.03	-0.59	-0.05
VIGA E-F	L (m)= 4			
COMBINACIONES	M(-)izq (kg-m)	M (+) (kg-m)	M(-)der (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-3.70	2.35	0.57	43.50
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-2.36	1.76	1.03	32.88
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	-3.19	1.76	-0.18	32.37
0.9 CM + 1 CS	0.33	0.05	0.62	0.35
0.9 CM - 1 CS	-0.50	0.05	-0.59	-0.16

Fuente: elaboración propia.

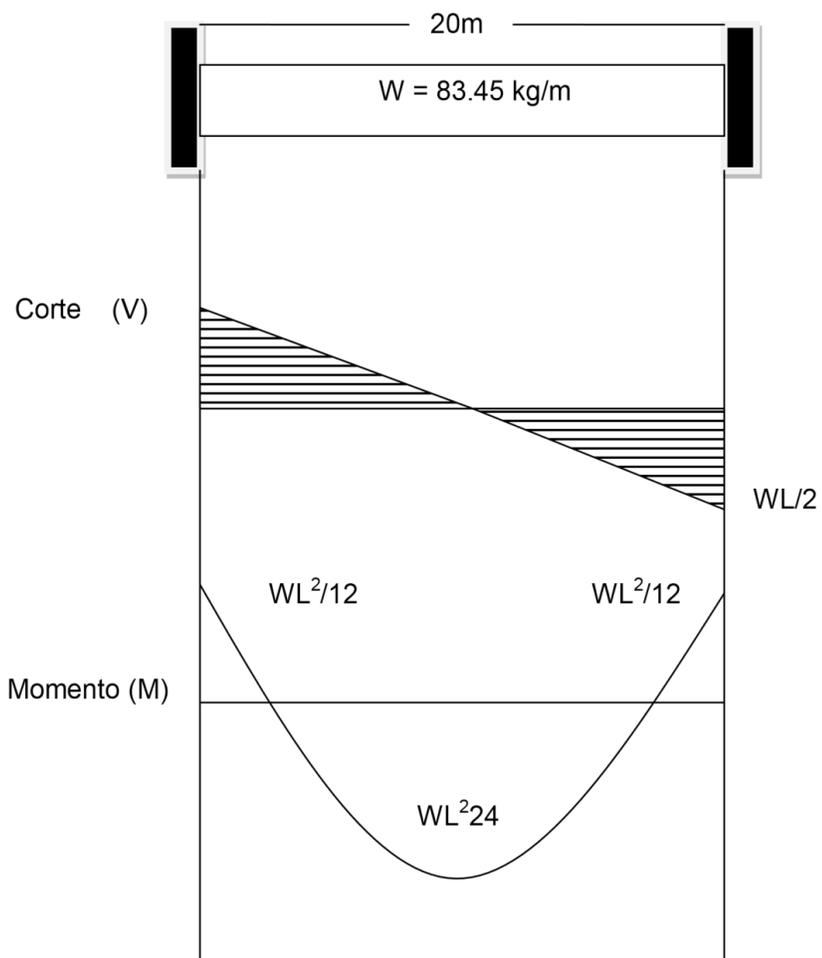
Tabla XIV. **Combinación de momentos críticos en columnas**

ENVOLVENTES (COLUMNAS)			
1er. NIVEL			
COLUMNA 1	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	0.57	0.29	0.17
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-0.18	-0.45	-0.12
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	1.03	0.87	0.38
0.9 CM + 1 CS	-0.59	-0.65	-0.25
0.9 CM - 1 CS	0.62	0.67	0.26
COLUMNA 2	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-0.14	-0.07	-0.04
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-0.79	-0.75	-0.31
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	0.58	0.65	0.25
0.9 CM + 1 CS	-0.69	-0.70	-0.28
0.9 CM - 1 CS	0.68	0.70	0.28
COLUMNA 3	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	0.04	0.02	0.01
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-0.64	-0.68	-0.26
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	0.70	0.71	0.28
0.9 CM + 1 CS	-0.67	-0.69	-0.27
0.9 CM - 1 CS	0.67	0.69	0.27
COLUMNA 4	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-0.04	-0.02	-0.01
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-0.70	-0.71	-0.28
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	0.63	0.67	0.26
0.9 CM + 1 CS	-0.67	-0.69	-0.27
0.9 CM - 1 CS	0.66	0.69	0.27
COLUMNA 5	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	0.14	0.07	0.04
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-0.58	-0.65	-0.25
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	0.79	0.75	0.31
0.9 CM + 1 CS	-0.68	-0.70	-0.28
0.9 CM - 1 CS	0.69	0.70	0.28
COLUMNA 6	L (m)= 5		
COMBINACIONES	M _{sup} (kg-m)	M _{inf} (kg-m)	V (kg)
1.4 CM + 1.7 CV	-0.57	-0.29	-0.17
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) + 1 CS	-1.03	-0.87	-0.38
0.75(1.4 CM + 1.7 CV) - 1 CS	0.18	0.45	0.12
0.9 CM + 1 CS	-0.62	-0.67	-0.26
0.9 CM - 1 CS	0.59	0.65	0.25

Fuente: elaboración propia.

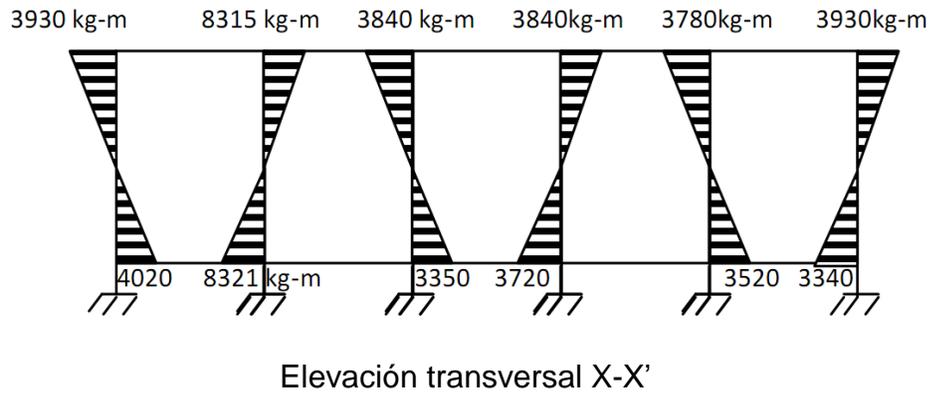
Ver el apéndice 3 que contiene una descripción gráfica del proceso de los cálculos.

Figura 36. **Diagrama de corte y momento para viga doblemente empotrada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 37. **Diagrama de envolvente de momentos críticos**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

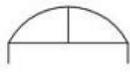
$$\text{Corte (V)} = \frac{WL}{2} = \frac{83,45 * 20}{2} = 834,5 \text{ kg}$$

$$\text{Momento} = \frac{WL^2}{12} = \frac{83,45 * 20^2}{12} = 2781,6 \text{ kg - m}$$

2.2.7. **Diseño de la cubierta**

Dependiendo de la arquitectura del diseño y de las luces a cubrir, en la siguiente figura (relación flecha/luz) se selecciona la relación óptima de flecha/luz, para el diseño de la cubierta.

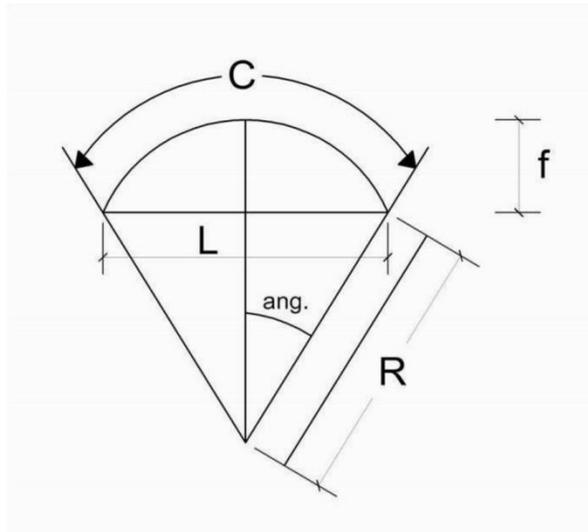
Figura 38. **Diseño de techos**

SOLUCIÓN	Luz mín. (m)	Luz máx. (m)	Relación flecha/luz óptima
 PISO A PISO	4.00	20.00	1/2
 SOBRE PAREDES O ESTRUCTURA METALICA	2.00	30.00	1/6
 SOBRE PAREDES O ESTRUCTURA METALICA SIMPLEMENTE APOYADA	2.00	8.00	1/10
 OJIVA	4.00	14.00	1/8
 RECTA	0.10	60.00	

Fuente: Curvotec, marzo 2010.

Para este caso, por tratarse de un diseño que cubre 20,00 m y 36,00 m, apoyada sobre paredes, se aplicará la relación flecha luz, la relación de 1/6.

Figura 39. Diagrama de relación luz /flecha y radio de curvatura



Fuente: Curvotec, marzo 2010.

Donde:

R = radio de curvatura

L = luz libre

c = longitud de desarrollo

f = flecha

$$f = \frac{L}{6} = \frac{20\text{m}}{6} = 3,33 \text{ m}$$

$$R = \frac{\frac{L^2}{4} + f^2}{2f} = \frac{\frac{20^2}{4} + 3,33^2}{2(3,33)} = 16,68\text{m}$$

$$c = \frac{\pi R \text{ ángulo}}{90} = \frac{\pi * 16,68 * 36,83}{90} = 21,44 \text{ m}$$

La tabla XIX, contiene las reacciones sugeridas, según la relación flecha/luz, para cada arco de un pie de ancho (en libras).

Tabla XV. **Reacciones sugeridas**

Para relaciones de flecha luz de 1/6:

Reacciones por cada arco de 1 pie de ancho (en lbs)

Luz (m)	Flecha (m)	Carga Muerta (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz.	Reac. Vert.	Carga viva (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz.	Reac. Vert.	Carga de viento (Lbs/pie ²)	Reac. Horiz. Izq.	Reac. Vert. Izq.	Reac. Horiz. Der.	Reac. Vert. Der.
9.0	1.50	2.64	60.35	41.76	8.00	174.22	118.11	10.00	-6.15	-51.59	6.15	21.91
10.0	1.67	2.64	67.05	46.40	8.00	193.58	131.23	10.00	-6.83	-57.66	6.83	24.34
11.0	1.83	2.64	73.76	51.04	8.00	212.94	144.36	10.00	-7.52	-63.42	7.52	26.79
12.0	2.00	2.64	80.45	55.68	8.00	232.30	157.48	10.00	-8.20	-69.19	8.20	29.21
13.0	2.17	2.64	87.17	60.32	8.00	251.66	170.60	10.00	-8.58	-74.95	8.58	31.05
14.0	2.33	2.64	93.87	64.97	8.00	271.02	183.72	10.00	-9.57	-80.72	9.57	34.08
15.0	2.50	2.64	100.58	69.61	8.00	290.37	196.58	10.00	-10.25	-86.48	10.25	36.52
16.0	2.67	2.64	107.28	74.25	8.00	309.73	209.97	10.00	-10.93	-92.25	10.93	38.95
17.0	2.83	2.64	113.99	78.89	8.00	329.09	223.09	10.00	-11.62	-98.02	11.52	41.38
18.0	3.00	2.64	120.69	83.53	8.00	348.45	236.22	10.00	-12.30	-103.78	12.30	43.82
19.0	3.17	2.64	127.40	88.17	8.00	367.81	249.34	10.00	-12.96	-109.55	12.96	46.25
20.0	3.33	2.64	134.10	92.81	8.00	387.17	262.46	10.00	-13.67	-115.31	13.67	48.09
21.0	3.50	2.64	140.51	97.45	8.00	405.52	275.59	10.00	-14.35	-121.08	14.35	51.12
22.0	3.57	2.64	147.51	102.09	8.00	425.88	288.71	10.00	-15.03	-126.54	15.03	53.56
23.0	3.83	2.64	154.22	108.73	8.00	445.24	301.83	10.00	15.72	-132.61	15.72	55.59
24.0	4.00	2.64	160.82	111.37	8.00	464.60	314.96	10.00	16.40	-132.38	16.40	58.43

Fuente: datos proporcionados por CURVOTEC, marzo 2010.

De la tabla anterior se obtienen los siguientes resultados:

- Luz 20,00 m
- Flecha 3,33 m
- Carga muerta 2,64 lb/pie²
- Reacción horizontal 134,10
- Reacción vertical 92,81
- Carga viva 8,00 lb/pie²
- Carga de viento 10,00 lb/pie²

2.2.7.1. Estructura de apoyo

El fabricante recomienda dos tipos de apoyo para la viga canal, la cuál será la que soporta la cubierta:

De metal, esta tiene el inconveniente de que necesita mantenimiento constante.

De concreto armado, es la más indicada para este caso en especial debido a que no necesita mantenimiento y se construye con materiales locales, además presenta una vida útil larga.

- Viga canal

Con base en las condiciones de cargas específicas, utilizando los datos obtenidos anteriormente, así como las dimensiones de la subestructura, basados en un sistema estructural de mampostería con columnas separadas a una distancia no mayor a los seis m, se diseña el tipo de apoyo. A continuación

se presentan los detalles y tablas para determinar el diseño de los apoyos en concreto, para una relación flecha/luz de 1/6 como este caso en particular.

Tabla XVI. **Viga canal de apoyo para la cubierta**

	L/2	L/3	L/4	L/5	L/6	L/7	L/8	L/9	L/10
Luz máxima	18,00	20,00	22,00	24,00	24,00	22,00	18,00	14,00	12,00
% Pendiente		219,5	128,21	92,71	73,35	60,93	52,28	45,70	41,00
Ángulo	90°	65°30'□	52°	42°50'□	36°15'	31°20'□	27°36'	24°34'	22°13'
A	-----	-----	0,033	0,023	0,018	0,015	0,013	0,011	0,010
B	-----	-----	0,167	0,117	0,091	0,076	0,065	0,057	0,051
C	-----	-----	0,20	0,14	0,109	0,091	0,078	0,068	0,061
C/ ángulo	X	x	X	x	x	X	x	x	x
C/ F.D.	-----	-----	-----	-----	-----	-----	x	x	x
D	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0,062	0,054	0,049

Fuente: datos proporcionados por CURVOTEC, marzo 2010.

- Viga de anclaje

Del análisis por el método de Kani, en la tabla XIII se puede ver que la combinación máxima de momentos es de 3,70 Kg-m y un cortante de 43,50 Kg.

Cálculo del refuerzo

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

$$A_s = \left[(25 * 50) - \sqrt{(25 * 50)^2 - \frac{3,70 * 50}{0,003825 * 281}} \right] * \frac{0,85 * 281}{4 200}$$

$$A_s = 0,004 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{Smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4 200} * 25 * 50 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

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

$$A_{Smax} = 0,5 * \rho_b * b * d \text{ (Para zona sísmica)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 281}{4 200} * \frac{6 090}{6 090 + 4 200} = 0,02861$$

$$A_{Smax} = 0,5 * 0,02861 * 25 * 50 = 17,88 \text{ cm}^2$$

Se toma $A_S = A_{Smin} = 4,2\text{cm}^2$

Como $A_S < A_{Smax}$ no es necesario refuerzo adicional (A_{Sad})

Se usa 6 Núm. 3

Acero de refuerzo a tensión:

$$A_{STension} = A_{Smáx} + A_{Sad} = 4.2\text{cm}^2$$

Se usa 6 Núm. 3

Acero de refuerzo a compresión:

$$A_{Scomp} = \frac{1}{3} A_{STension} = \frac{1}{3} 4,2 = 1,05\text{cm}^2$$

Se usa 2 Núm. 3

Refuerzo extra por altura:

$$A_{Sext} = 5,29 * d$$
$$A_{Sext} = 5,29 * 0,5 = 2,65\text{cm}^2$$

Se usa 2 Núm. 4

Diseño a corte:

$$V_u = 43,50 \text{ Kg}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{CR} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 25 * 50 = 9\,439,7 \text{ Kg}$$

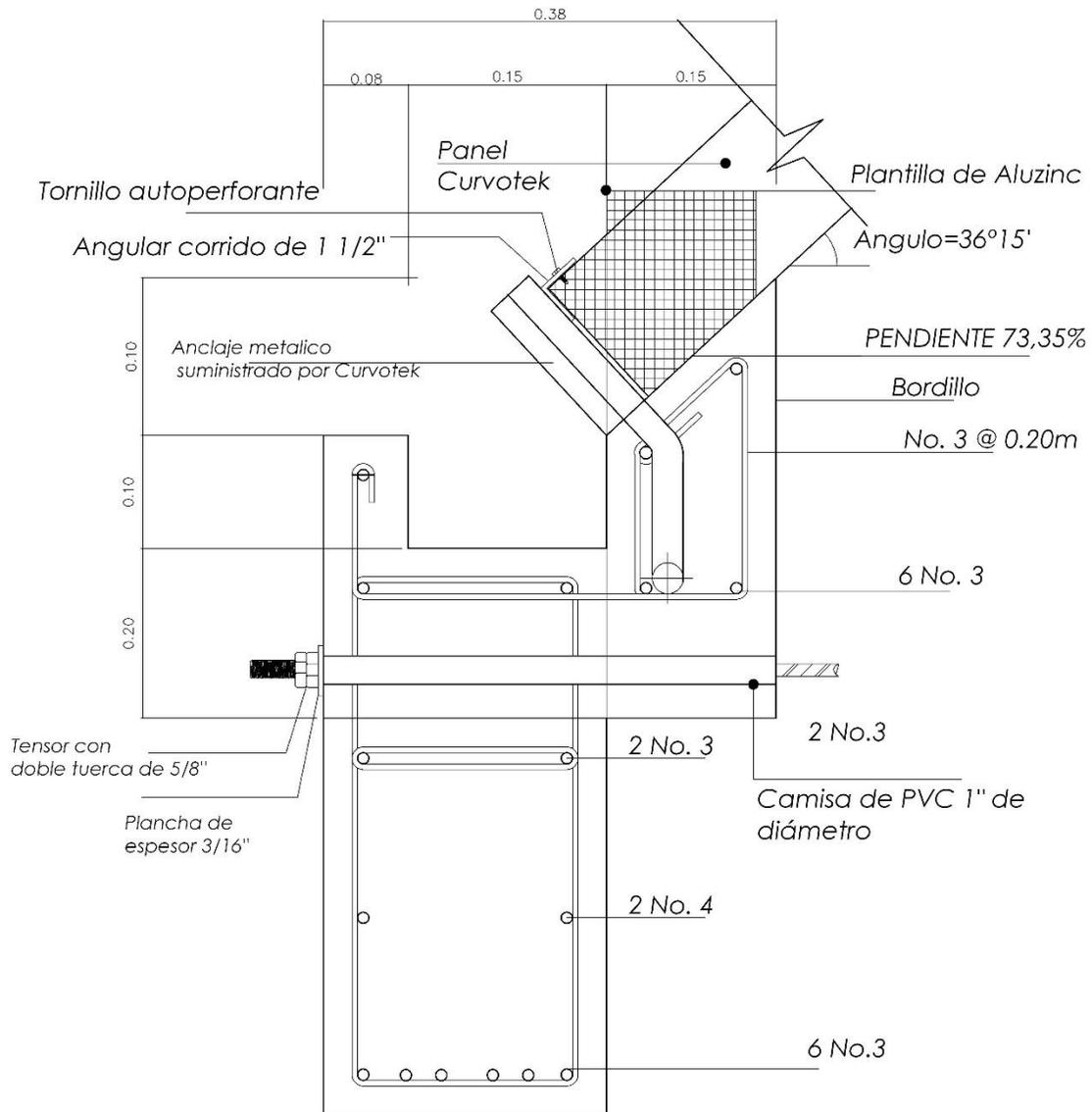
$V_u < V_{CR}$:. Se colocan estribos a:

$$s = d/2$$

Se colocarán estribos Núm. 2 @ 0,25 m

Este tipo de viga es especial, ya que por medio de este elemento estructural se apoyará el techo curvo, el fabricante recomienda que se construya conforme a la relación de flecha/luz y por tal motivo la empresa encargada de realizar el techo proporciona las medidas a utilizar.

Figura 40. Detalle de viga de anclaje y viga canal



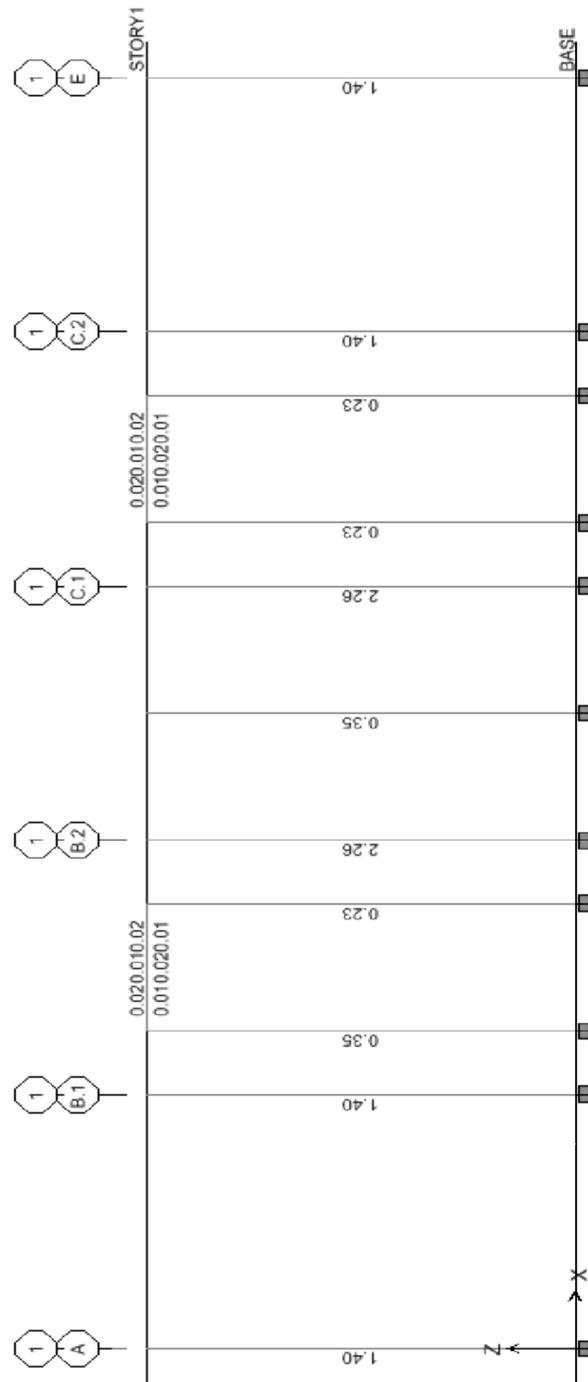
Fuente: Curvotec, marzo 2010.

2.2.8. Diseño de columnas

Estos son elementos estructurales que están diseñados para soportar cargas axiales y momentos flexionantes. La carga axial será la sumatoria de todas las cargas últimas verticales que soportará el elemento estructural. Para el diseño de la columna se toma el mayor de los momentos actuantes sobre ella.

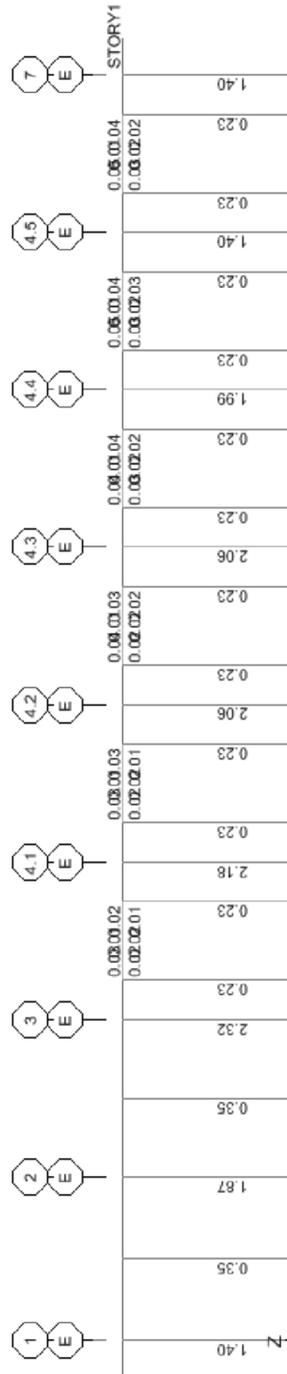
El diseño de la columna se realiza con base en las cargas críticas que actúan sobre ella, es decir se toman los valores más grandes que actúan sobre el elemento estructural a diseñar. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas ellas. A continuación se muestra el cálculo del diseño para la columna crítica del salón municipal.

Figura 41. Refuerzo longitudinal eje 1



Fuente: elaboración propia, con programa de ETABS.

Figura 42. Refuerzo longitudinal eje E



Fuente: elaboración propia, con programa de ETABS.

Tabla XVII. Interpretación de datos de ETABS para armado de columnas

Cuantía acero en plg ²	Armado propuesto de columnas
1,4	8 varillas Núm. 4
2,32	8 varillas Núm. 5

Fuente: elaboración propia.

En la tabla anterior se muestran los valores críticos para el diseño de columnas de 30 x 30 cm. Con base en estos resultados se tipificaron todas las columnas, llegando así al armado propuesto para el diseño final.

Datos:

Sección de la columna = 30 cm x 30 cm

Luz = 6 m

Max = 9 865,2 kg-m

W = 83,45 kg/m

Determinación de carga axial:

$$CU = 1,4CM + 1,7CV + 1,7CD$$

$$CU = 1,4(54,79) + 1,7(12,75) + 1,7(15,91)$$

$$CU = 125,42 \text{ kg/m}$$

Factor de carga última:

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV + CD}$$

$$F_{CU} = \frac{125,42}{54,79 + 12,75 + 15,91}$$

$$F_{CU} = 1,50$$

Cálculo de la carga axial:

$$P_U = \text{área tributaria} * CU$$

$$P_U = 60 * 125,42$$

$$P_U = 7 525,2 \text{ kg}$$

Por la sección y la altura la columna se chequeara por esbeltez.

Clasificación de columna por la esbeltez: la esbeltez de las columnas se basa en la geometría, conforme crece la esbeltez, los esfuerzos de flexión también crecen por lo que puede presentarse el pandeo. Por el valor de esbeltez (E), las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 \leq E \leq 100$) y largas ($E \geq 100$). Si el resultado del efecto de esbeltez es ($E > 22$) se dice que es una columna con un grado de esbeltez que será necesario magnificar los momentos que actúan en la columna.

Por simplificación de cálculos en el diseño se convirtió los datos al sistema inglés.

Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

Donde:

$$\Psi = \frac{\sum K_{Col}}{\sum K_{Viga}} \quad \sum K_{Col} = \frac{0,7 K_{Col}}{L_{Col}} \quad \sum K_{Viga} = \frac{0,7 K_{Viga}}{L_{Viga}}$$

$$\Psi_a = \frac{\frac{0,70 \times 1080,3}{204,72}}{\frac{0,35 \times 833,33}{157,5} + \frac{0,35 \times 833,33}{157,5}} = 1,00$$

$\Psi_b = 1,2$ (cuando el extremo de la columna se encuentra empotrado)

Promedio

$$\Psi_p = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2} = 1,1$$

Cálculo de coeficiente K por ecuación (ACI R. 10.11.1)

Si $\Psi_p < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p}$$

Si $\Psi_p \geq 2$

$$K = 0,9 * \sqrt{1 + \Psi_p}$$

Como $\Psi_p < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_p}{20} * \sqrt{1 + \Psi_p} = 1,37$$

Efecto de esbeltez

$$\frac{Klu}{r}$$

Donde:

lu= luz libre

r = 0,30h

h = lado de sección de columna (11,81 pulg. = 30cm)

$$\frac{Klu}{r} = \frac{1,37 * 236,22}{0,30 * 11,81} = 91,3$$

Es una columna esbelta, y como es < 100 se utilizará el método de magnificación de momentos que recomienda el código ACI.

Magnificación de momentos: un amplificador para una columna es una función de la carga axial factorizada Pu y de la carga de pandeo crítica Pc.

Antes de poder calcular los amplificadores para una estructura dada, es necesario efectuar un análisis de primer orden de la estructura. La sección del miembro usada para este análisis deben tomar en cuenta la influencia de las cargas axiales. El código ACI permite el uso de las siguientes propiedades para los miembros de la estructura, estas propiedades pueden usarse para marcos con o sin desplazamiento lateral.

Módulo de elasticidad

$$E_c = 15\,000 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15\,000 * \sqrt{281} = 251\,445,8 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I_g = \frac{1}{12} * bh^3$$

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{C_{Mu}}{C_U} = \frac{76,70}{125,42} = 0,61$$

Cálculo del total del material

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d} = 4,21E + 9\text{kg} - \text{cm}^2 = 421,67 \text{Ton} - m^2$$

Ecuación de carga crítica de pandeo de Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{\pi^2 * 421,67}{(1,37 * 6,00)^2} = 61,60 \text{Ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos.

$\delta > 1$ y $\phi = 0,70$ si se usan estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,52}{0,70 * 61,60}} = 1,08$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1,08 * 9865,2 = 10\ 654\ \text{K} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método de Bresler: este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla. Además es uno de los métodos más utilizados, porque el procedimiento es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y la carga de falla una excentricidad e_y ($P'oy$).

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$.

$$A_{S_{\min}} = 0,01 (30 * 30) = 9,00\ \text{cm}^2.$$

$$A_{S_{\max}} = 0,06 (30 * 30) = 54,00\ \text{cm}^2$$

Se propone un armado con un valor intermedio a los límites permitidos de A_s .

$$\text{Armado propuesto } 8\ \text{Núm. } 5 = 8(1,97) = 15,83\ \text{cm}^2.$$

Selección del acero utilizado: para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica

$$Y - X = d/h = (30 - 2(4)) / 30 = 0,73$$

Valores de la curva

$$P_{tu} = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c A_g} = \frac{15,83 * 2810}{0,85 * 210 * 900} = 0,27$$

Excentricidad

$$E_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{10,65}{7,62} = 1,41$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales.

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{1,41}{0,30} = 4,7$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes. K_x y K_y , entonces son: $K_x = 0,13$ y $K_y = 0,14$.

Cálculo de cargas:

Cargas de resistencia de las columnas a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0,13)(210)(30*30) = 24570 \text{ Kg.}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0,14)(210)(30*30) = 26460 \text{ Kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna:

$$P'_o = \phi(0,85f'_c(A_g - A_s) + A_sF_y)$$
$$P'_o = 0,70(0,85 * 210(900 - 15,83) + 15,83 * 2810)$$
$$P'_o = 141\ 614\ \text{Kg}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} + \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{24\ 570} + \frac{1}{26\ 460} + \frac{1}{141\ 614}} = 13\ 990\ \text{Kg}$$

Como P'_u (13,90 ton) > P_u (7,52 Ton) el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla sin exceder los límites de acero que indica el código ACI.

Refuerzo transversal: el acero de refuerzo transversal lo constituyen los estribos, que son los encargados de darle a la columna la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos de corte a la que está sometida. Estos también son elementos que ayudan a controlar el pandeo transversal de las varillas de acero cuando están sometidas a compresión.

Refuerzo que resiste el concreto

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$
$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 30 * 26$$
$$V_{cr} = 5879,87$$

$$V_{cu} = \frac{8\,315 + 8\,321}{6} = 2\,772 \text{ Kg}$$

$V_{cr} > V_{cu}$, por lo tanto se colocan estribos a $d/2$

Como el corte que resiste es mayor al corte que actúa se colocarán estribos a cada 15 centímetros, para todos los casos la varilla a utilizar será número tres.

2.2.9. Diseño de muro de mampostería

Este elemento en la construcción está sujeto a cargas laterales en el plano, en este tipo de elementos se aprovecha la gran rigidez lateral que tienen por el considerable peralte y pueden evitar las deflexiones horizontales. El tipo de elemento que se utilizó para el muro del salón municipal fue el block con medidas de 14 x 19 x 39 cm y una resistencia de 35 kg-cm.

Para el cálculo de rigidez se toma en cuenta el tipo de techo que se utilizará en la edificación, si es de concreto o por laminas, siendo este último caso se toman las paredes en voladizo.

Datos:

Espesor del muro = $t_m = 0,15 \text{ m}$

Altura del muro = $h_m = 5 \text{ m}$

Longitud del muro = $L_m = 3,79$

Módulo de mampostería = $E_m = 1$

R = rigidez del muro

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, pues no afecta el análisis.

$$a = \frac{h_m}{L_m}$$
$$R = \frac{t_m}{4a^3 + 3a}$$
$$a = \frac{5}{3,70} = 1,35$$
$$R = \frac{0,15}{(4 * 1,35) + (3 * 1,35)} = 0,0107$$

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, pues no afecta el análisis.

Para el corte basal se asocia el edificio a una barra empotrada al suelo, cuanto más pesado sea el edificio o mayor masa tenga, mayor será la fuerza horizontal equivalente que tienda a moverlo, la mayor desplazamiento será en el último piso y el mayor valor de corte estará en la base empotrada. A este corte que se origina en la base se le conoce como corte basal.

Datos:

Corte basal = (V) = ZIKCSW

Z = coeficiente de riesgo sísmico

I = coeficiente de importancia de la estructura

K = coeficiente que depende del tipo de estructura

C = coeficiente relacionado al período de vibración

S = coeficiente que depende del suelo

W = peso propio de la estructura

Para estructuras de un solo nivel, la combinación de factores Zikcs es igual a 0,1, por lo que el corte basal estará dado por la siguiente fórmula:

$$\text{Corte basal} = (V) = 0,1 * W$$

$$W = \text{peso techo} + \text{peso viga} + \text{peso columnas} + \text{sorecarga} + 0,25CV$$

$$\text{peso techo} = 120 \text{ paneles} * 82,21\text{kg} = 9,86 \text{ Ton}$$

$$\text{peso viga canal} = 0,30 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 72 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 23,3\text{Ton}$$

$$\text{peso columnas} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 6 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 28\text{unidades} = 36,2 \text{ Ton}$$

$$\text{sobrecarga} = 36 * 20 * 60 \text{ kg/m}^2 = 43,2 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Viva} = 36 * 20 * 100 \text{ kg/m}^2 = 72 \text{ Ton}$$

$$\text{Corte basal} = (V) = 0,1 * (9,86 + 23,3 + 36,2 + 43,2 + 18)$$

$$\text{Corte basal} = (V) = 13,05 \text{ Ton}$$

Para el diseño a corte, se considera que los elementos estructurales que están sometidos a corte son principalmente las vigas y las soleras. En este caso solo se analizarán las soleras debido a que la estructura a edificar solo será de un nivel.

Diseño de solera según recomendaciones de ACI

$$A_s \text{ min} h = 0,0013 * h_m * t_m$$

$$A_s \text{ min} h = 0,0013 * 100 * 15 = 1,95 \text{ cm}^2$$

Siguiendo las recomendaciones del ACI, AGIES y del FHA para la solera intermedia se proponen 4 varillas Núm. 3.

$$A_s \text{ propuesto} = 4 * 0,712 \text{ cm}^2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero propuesto ya que cumple con los requerimientos y recomendaciones del diseño.

Para contrarrestar los efectos de flexión se utilizan los elementos estructurales verticales, en este caso serán las columnas.

Criterios:

FHA: $A_{S\text{mín}}=0,0008*t*L$

ACI: $A_{S\text{mín}}=0,0007*t*L$

Donde:

$A_{S\text{mín}}$ = acero de refuerzo mínimo vertical

Se utilizará el criterio del ACI

$$A_{S\text{mín}}=0,0007 * t_m * L_m$$

Muro de 36,00m (sentido largo)

$$A_{S\text{mín}}=0,0007(15\text{cm})(3600\text{cm})$$

$$A_{S\text{mín}}= 37,8 \text{ cm}^2$$

A_s calculado = # de varillas (A_v #)#de columnas

$$A_s \text{ calculado} = 8*(1,26)x2 + 8(1,97)x7 = 130 \text{ cm}^2$$

Si se compara el área de acero recomendado por el ACI y el área de acero calculado se observa que es mayor el área de acero

calculado y que resiste las cargas aplicadas como se chequeo anteriormente en el diseño de columnas, entonces se utilizará el área de acero calculado.

Muro de 20 m (sentido corto)

$$A_{S\text{mín}} = 0,0007 (15)(2000)$$

$$A_{S\text{mín}} = 21\text{cm}^2$$

En el sentido corto se colocaran 2 columnas reforzadas con 8 varillas número cuatro y 4 columnas reforzadas con 8 varillas número cinco.

$$A_s \text{ calculado} = (2 \times 8 \times 1,26) + (4 \times 8 \times 1,97) = 83,2 \text{ cm}^2$$

El área de acero propuesto es mayor al área de acero mínimo recomendado por el ACI, por lo tanto se usará el área de acero calculado debido a que es mayor al área de acero mínimo y porque resiste a las cargas aplicadas como se vio anteriormente en el diseño de columnas.

2.2.10. Diseño de cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Para este proyecto se utilizará un tipo de zapata y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

La principal función de la zapata es de distribuir la carga total que transmite una columna, muro, incluyendo el propio peso, sobre suficiente área de terreno.

Datos:

$$\text{Max} = 9\,865 \text{ kg-m}$$

$$\text{PU} = 7525 \text{ kg}$$

$$\text{Vs} = 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Psuelo} = 1,55 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Pconcreto} = 2,4 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Fcu} = 1,4$$

- Cálculo de cargas de trabajo:

$$P' = \frac{\text{PU}}{\text{Fcu}}$$

$$P' = \frac{7525}{1,4} = 5,37 \text{ Ton}$$

$$M'x = \frac{\text{Max}}{\text{Fcu}}$$

$$M'x = \frac{9865}{1,4} = 7,04 \text{ Ton}$$

Predimensionamiento de área de zapata:

$$Az = \frac{1,5 \times P'}{\text{Vs}}$$

$$Az = \frac{1,5 \times 537'}{20\,000} = 0,40 \text{ m}^2$$

- Presión del suelo:

$$S = \frac{1}{6} b * h^2 = \frac{1}{6} * 1 * 1^2 = 0,166$$

$$P = P' + P_{col} + P_{cimiento} + P_{suelo}$$

$$P = 5,37 + (4 * 0,3 * 0,3 * 2,4) + (1 * 1 * 0,2 * 2,4) + (1 * 1 * 1 * 1,55)$$

$$P = 8,48 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_x}{S_x} = 21,8$$

$$\text{Max} = 21,8 < V_s$$

- Presión de diseño:

$$q \text{ diseño} = \text{Max}$$

$$q_{dis} = 21,8 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{dis\mu} = q_{dis} * F_{cu}$$

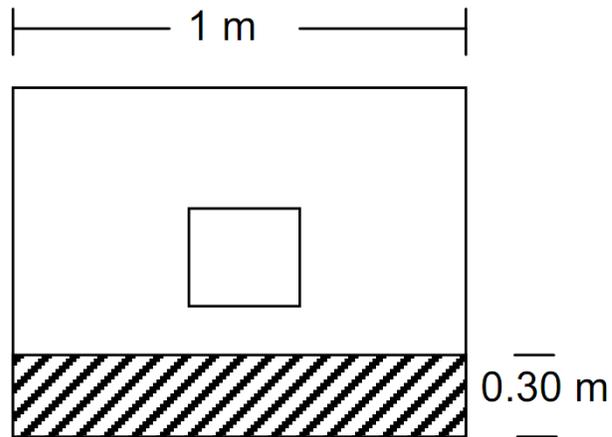
$$q_{dis\mu} = 21,8 * 11,4 = 30,52 \text{ Ton/m}^2$$

- Chequeo por corte simple:

$$t = \text{espesor} = 20 \text{ c}$$

$$R = \text{recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

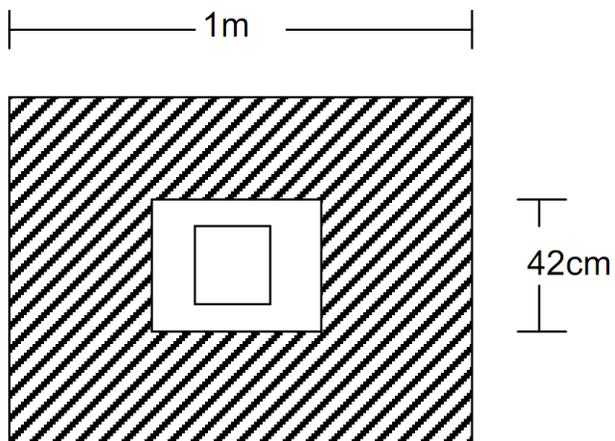
Figura 43. **Diagrama para chequeo por corte simple**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Chequeo por corte punzonante:

Figura 44. **Diagrama para chequeo por corte punzonante**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$V_{act} = \text{Area ashurada} * q_{dis\mu}$$

$$V_{act} = ((1 * 1) - (0,42 * 0,42)) * 30,52 = 25,14 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * \frac{d}{1000}$$

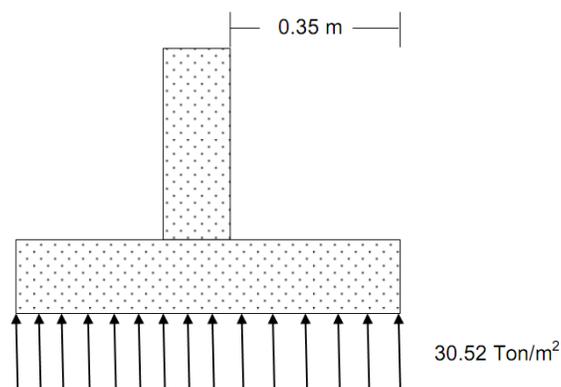
$$b_o = 4 * (30 + 12) = 168 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{280} * 168 * \frac{12}{1000} = 39,39 \text{ Ton}$$

$V_{cr} > V_{act}$ la zapata soprtta el punzonamiento

- Diseño de refuerzo:

Figura 45. **Diagrama de presión del suelo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Momento último actuante:

$$M_u = \frac{W * L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{30,52 * 0,35^2}{2} = 3,73 \text{ Ton - m}$$

- Área de acero:

$$As = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * \left[\frac{0,85 * f'_c}{fy} \right]$$

$$As = \left[100 * 17 - \sqrt{(100 * 17)^2 - \frac{3738 * 1000}{0,003825 * 210}} \right] * \left[\frac{0,85 * 210}{2810} \right]$$

$$As = 6,20$$

Se proponen 5 varillas Núm. 4

- Acero mínimo:

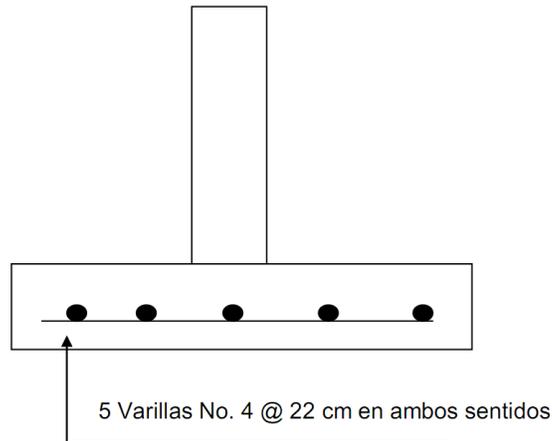
$$Asmin = 0,002 * b * d$$

$$Asmin = 0,002 * 100 * 17$$

$$Asmin = 3,4 \text{ cm}^2$$

Se coloca el área de acero que se calculó, ya que es mayor que el acero mínimo y por lo tanto se proponen 5 varillas Núm. 4 a cada 22 cm.

Figura 46. **Armado de la zapata**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.2.11. **Diseño Iluminación de salón principal**

Se utiliza el método de los lúmenes, según la Norma Europea UNE-EN. Para lo cual se utilizan los siguientes valores:

Ancho	=	a	=	20 m
Largo	=	b	=	36 m
Altura	=	H	=	6 m
Plano de trabajo	=	h'	=	0,85 m
Nivel de iluminancia media	=	E _m	=	300 (Según uso)
Tipo de lámpara	=	campana de 400W		
Tipo de luminaria	=	4000 lm		
Altura de suspensión para iluminación directa:	$h = \frac{4}{5}(H - h') = 4,12\text{m}$			
Índice del local	=	$k = \frac{a*b}{h*(a+b)} = 3,12$		
Coeficiente de reflexión techo	=	0,55		

Coeficiente de reflexión pared = 0,30
 Coeficiente de reflexión suelo = 0,25
 Coeficiente de utilización = se interpola de la siguiente tabla:

Tabla XVIII. **Interpolación de valores para iluminación**

Techo		0,7	0,7	0,7	0,5	0
Pared		0,7	0,5	0,2	0,2	0
Suelo		0,5	0,2	0,2	0,1	0
K	0,6	77	58	49	48	45
K	1,0	100	77	69	67	63
K	1,5	116	91	84	80	77
K	2,5	129	100	95	90	86
K	3,0	133	103	99	93	89

Fuente: *European Standard UNE-EN 12464-1.*

Y se obtiene un coeficiente $C_u = 107$

Coeficiente de mantenimiento = 0,6 para edificios potencialmente sucios

Se calcula el flujo luminoso:

$$\Phi_T = \frac{E_m * S}{C_u * C_m} = \frac{300 * 36 * 20}{107 * 0,6} = 3364,49$$

El número de luminarias se calcula de la siguiente forma:

$$\frac{\text{Flujo luminoso}}{\text{Número de lámparas} * \text{Flujo luminoso del fabricante}} = \frac{3364,49}{1 * 4000}$$

Número de luminarias = 0,84 luminarias

Filas (ancho)

$$N_{\text{ancho}} = \sqrt{\frac{N_{\text{Total}}}{b} * a} = 0,68 \cong 1$$

Columnas (largo)

$$N_{\text{largo}} = N_{\text{ancho}} * \left(\frac{a}{b}\right) = 1,23 \cong 2$$

El resultado final da 1 fila y 2 columnas, pero para una mejor cobertura se colocarán 2 filas y 3 columnas más dos lámparas sobre el escenario.

2.2.12. Presupuesto

Se elabora el presupuesto usando como referencia los costos locales de materiales y mano de obra.

Tabla XIX. Presupuesto del proyecto

Núm.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio	Total
1	Preliminares	720	M ²	Q85,00	Q61 200,00
2	Zapatas	34	Unidades	Q583,82	Q19 849,88
3	Solera de humedad	200	MI	Q233,08	Q46 616,00
4	Columna tipo a	20	MI	Q444,15	Q8 883,00
5	Columna tipo b	150	MI	Q371,85	Q55 777,50
6	Columna tipo c	85	MI	Q291,89	Q24 810,65
7	Columna tipo d	85	MI	Q214,88	Q18 264,80
8	Levantado muro	8900	Unidades	Q4,55	Q40 495,00
9	Solera intermedia	200	MI	Q233,08	Q46 616,00
10	Viga de canal	72	MI	Q425,94	Q30 667,68
11	Piso de concreto fundido	720	M ²	Q181,28	Q130 521,60
12	Techo curvo	720	M ²	Q529,97	Q381 578,40
13	Drenajes	1	Global	Q17 710,00	Q17 710,00
14	Agua potable	1	Global	Q17 965,00	Q17 965,00
15	Inst. Eléctricas	1	Global	Q31 385,00	Q31 385,00
16	Acabados	1	Global	Q176 560,00	Q176 560,00
				SUB-TOTAL	Q1 108 900,51
Transporte (10 %)					Q110 890,05
Imprevistos mano obra (5 %)					Q55 445,03
Administración (10 %)					Q110 890,05
Imprevistos (7 %)					Q77 623,04
Herramienta y equipo (5 %)					Q55 445,03
Supervisión (5 %)					Q55 445,03
				Total proyecto	Q1 574 638,72

Fuente: elaboración propia.

2.2.13. Cronograma de ejecución

El proyecto está previsto a realizarse en un plazo aproximado de 6 meses como se detalla en la siguiente tabla.

Tabla XX. Cronograma de ejecución

NO.	REGLÓN	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Preliminares	■	■	■	■																				
2	Zapatas					■	■	■	■																
3	Cimiento corrido									■	■	■	■												
4	Solera de humedad													■	■	■	■								
5	Columna tipo A																								
6	Columna tipo B																								
7	Columna tipo C																								
8	Columna tipo D																								
9	Levantado de muro																								
10	Solera intermedia																								
11	Viga de canal																								
12	Piso concreto fundido																								
13	Techo Emco																								
14	Drenajes																								
15	Agua potable																								
16	Inst. eléctricas																								
17	Acabados																								

Fuente: elaboración propia.

2.2.14. Estudio de Impacto Ambiental Inicial

Toda actividad realizada por el hombre genera impacto en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro. Para la construcción de un salón, los impactos generados deben ser considerados detenidamente pues van más allá del proceso constructivo.

2.2.14.1. Evaluación rápida

Información sobre el proyecto:

- Nombre de la comunidad: cabecera municipal, Santa Catarina Mita
- Municipio: Santa Catarina Mita
- Departamento: Jutiapa
- Tipo de proyecto:

Salón de usos múltiples con área de 720 m², con un techo de cubierta curva de lámina de aluzinc y muros de mampostería.

- Consideraciones especiales:

Consideraciones identificadas en oficina o durante visitas de campo.

- Consideraciones sobre áreas protegidas:

Las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP). No aplica.

- Consideraciones sobre ecosistemas naturales:

- ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? No.
- ¿Estado actual del ecosistema? No aplica.

- Impacto ambiental que será producido:

El primer impacto afecta a la calidad del suelo cuando se construya el salón. El impacto será negativo, con certeza total de que ocurrirá, la magnitud será baja, la duración será permanente, el área afectada estará localizada en el área total del proyecto, el impacto será irreversible y no se puede mitigar.

El segundo impacto que se produce es la producción de polvo y los gases que afectarán a la calidad del aire y en especial a los trabajadores de la construcción. La generación de polvo afecta a la calidad del aire de la siguiente manera: impacto negativo, grado de certeza, probable (si es que no se humedece la capa superficial del suelo en forma suficiente), magnitud mediana, duración baja, ámbito geográfico local, el efecto negativo sería reversible y las medidas de mitigación que deberán ser ejecutadas son las siguientes:

- Humedecimiento de la capa del suelo para evitar la generación de polvo.
- Calibración de la maquinaria que será utilizada en la construcción para disminuir el ruido, producción excesiva de gases y vibraciones.

- Dotación de los artículos de protección personal para los trabajadores que participen en la construcción.

El tercer impacto que podría producir la construcción del salón es la afectación a la zona agrícola existente. La calificación de los atributos es como sigue: El impacto será negativo, grado de certeza es que no ocurrirá, la magnitud será nula, el área afectada será inexistente, por lo que no se toman medidas de mitigación.

Considerando estos factores se recomienda la ejecución del proyecto.

CONCLUSIONES

1. El puente vehicular supone un costo total de Q. 797 078,00, el cual es considerado aceptable, con base en antecedentes de proyectos similares en la región según la corporación municipal.
2. Los efectos negativos del puente se generan durante el proceso constructivo, siendo estos: residuos y emisiones de contaminantes generados por la maquinaria, generación de polvo y ruido, movimiento de tierras y transporte de materiales, tomándose las respectivas medidas de mitigación. El único impacto permanente es la modificación visual del entorno debido a la estructura.
3. Las normas y reglamentos tomados en cuenta para el diseño del puente vehicular son AASHTO, Especificaciones de la Dirección General de Caminos, ACI 318S-05.
4. El salón municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa, contará con un área de construcción de 720 m², con un costo total asociado de Q 1 566 482,60 con un costo por metro cuadrado de Q. 2 175,67. Tomando en cuenta que el costo promedio en la región es aproximadamente Q.2 000,00 no se considera caro debido a que las calles de acceso se encuentran en malas condiciones y se incrementan los costos de transporte.

5. El impacto ambiental negativo que produce la construcción del salón se da, principalmente, durante el proceso constructivo, siendo estos: residuos y emisiones de contaminantes generados por la maquinaria, generación de polvo y ruido, movimiento de tierras y transporte de materiales. El único impacto permanente es la modificación visual del entorno y los desechos producidos durante los eventos

6. Las normas tomadas en cuenta para el diseño del salón son ACI 318S-05, AGIES NR-2:2000, Norma Europea UNE-EN, manual de Diseño y Desarrollo de Edificios del INFOM.

RECOMENDACIONES

1. Aprovechar, en la medida de lo posible, el recurso humano de la localidad, tanto para mano de obra calificada como no calificada, generando así un beneficio social adicional.
2. Actualizar los precios presentados en los presupuestos antes de la construcción, porque los precios de los materiales están sujetos a cambios por factores económicos nacionales e internacionales.
3. Crear, tanto para el puente como para el salón, un plan de mantenimiento preventivo con personal capacitado. Preferentemente, debe realizarse antes del inicio de la época lluviosa.
4. Contemplar en un futuro cercano la construcción de una planta de tratamiento para manejar los desechos que produce el uso del salón.

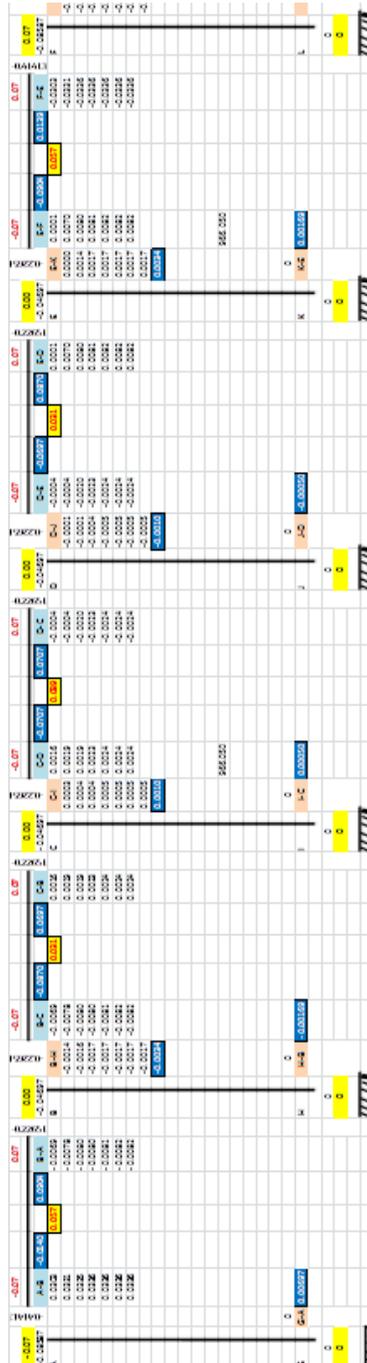
BIBLIOGRAFÍA

1. ÁLVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. *Programa para análisis de estructuras de mampostería reforzada*. Trabajo de graduación, Ing. Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001. 185 p.
2. *American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for highways and bridges*. 16a ed. Estados Unidos: (AASHTO), 1996. 1005 p.
3. Dirección General de Caminos. *Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes*. Guatemala: MICIVI, 2001. 690 p.
4. GUZMÁN ESCOBAR, Ernesto Salvador. *Diseño de puentes*. Trabajo de graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1997. 84.
5. LEET-CHIA-MING UANG, Kenneth M. *Fundamentos de análisis estructural*. 2a ed. México: Mc Graw-Hill. 1988. 756 p.
6. MELI PIRALLA, Roberto. *Diseño estructural*. 2a ed. México: Limusa, 2005. 200 p.
7. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw–Hill Interamericana S.A, 2001. 739 p.

8. ORTIZ MENDOZA, Jorge Luis. *Diseño de un edificio de mampostería reforzada*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 162 p.
9. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08)*. Versión en español y en sistema métrico, 2008. 520 p.
10. RUIZ SOLANO, Carlos Francisco. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa*. Trabajo de graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2013. 223 p.

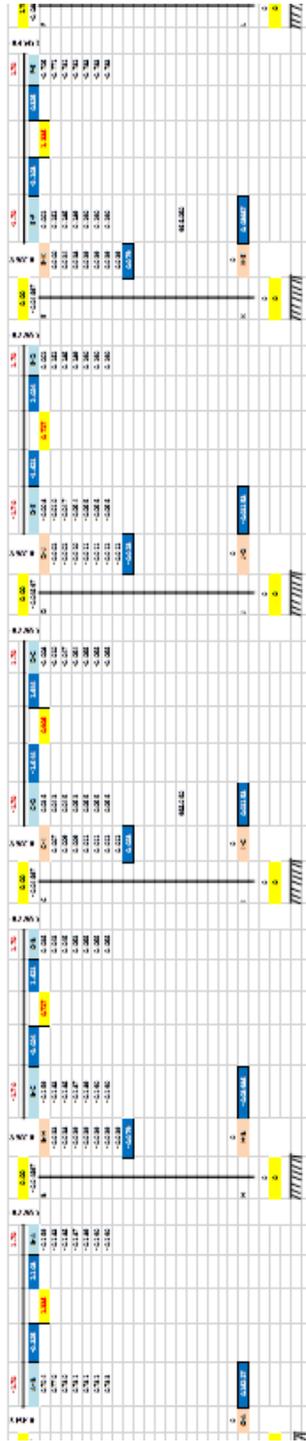
APÉNDICES

Apéndice 1. Análisis por método de Kani para carga muerta



Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Análisis por método de Kani para carga viva



Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Análisis por método de Kani para carga de sismo

The table displays structural analysis results for a building under seismic load. It is organized into sections for each floor level, from 11.000.0 at the top to 0.000.0 at the base. Each section contains columns for different structural parameters, likely representing moments and shears at various nodes. The data is presented in a grid format with alternating highlighted rows and columns for readability. The values are numerical, representing the results of the Kani method calculations.

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. Envolvente de momentos

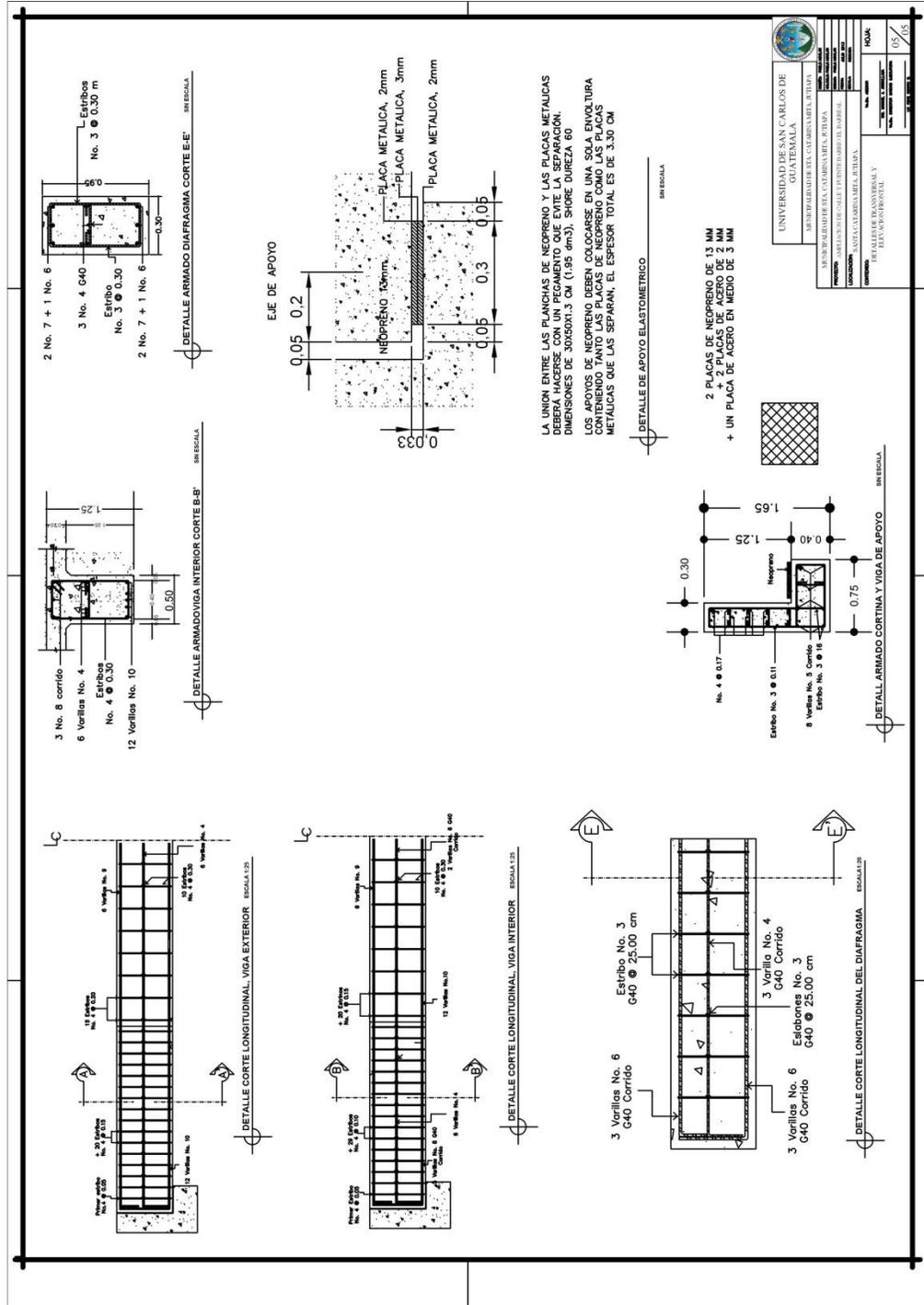


Fuente: elaboración propia.

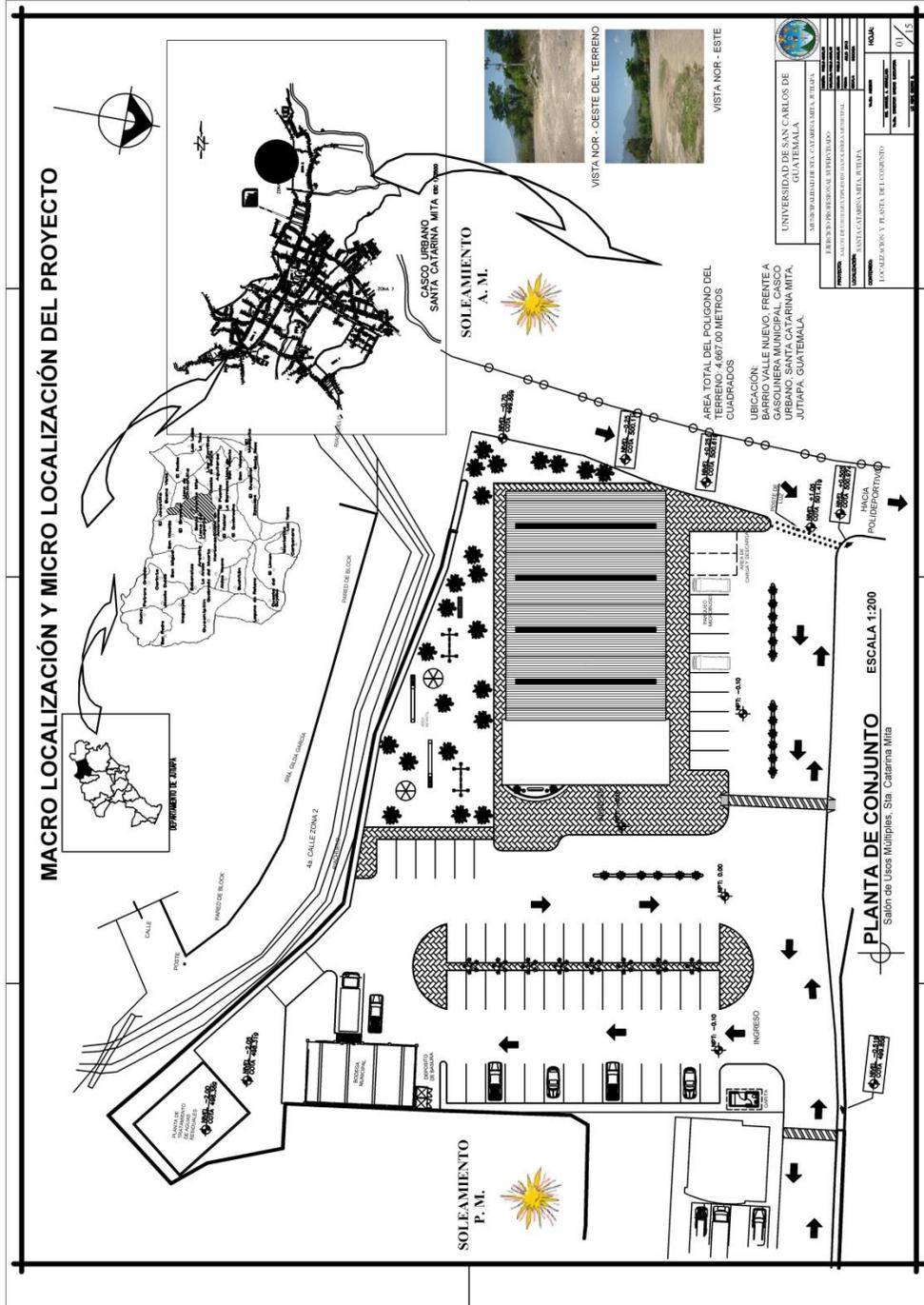
Apéndice 5. **Planos**

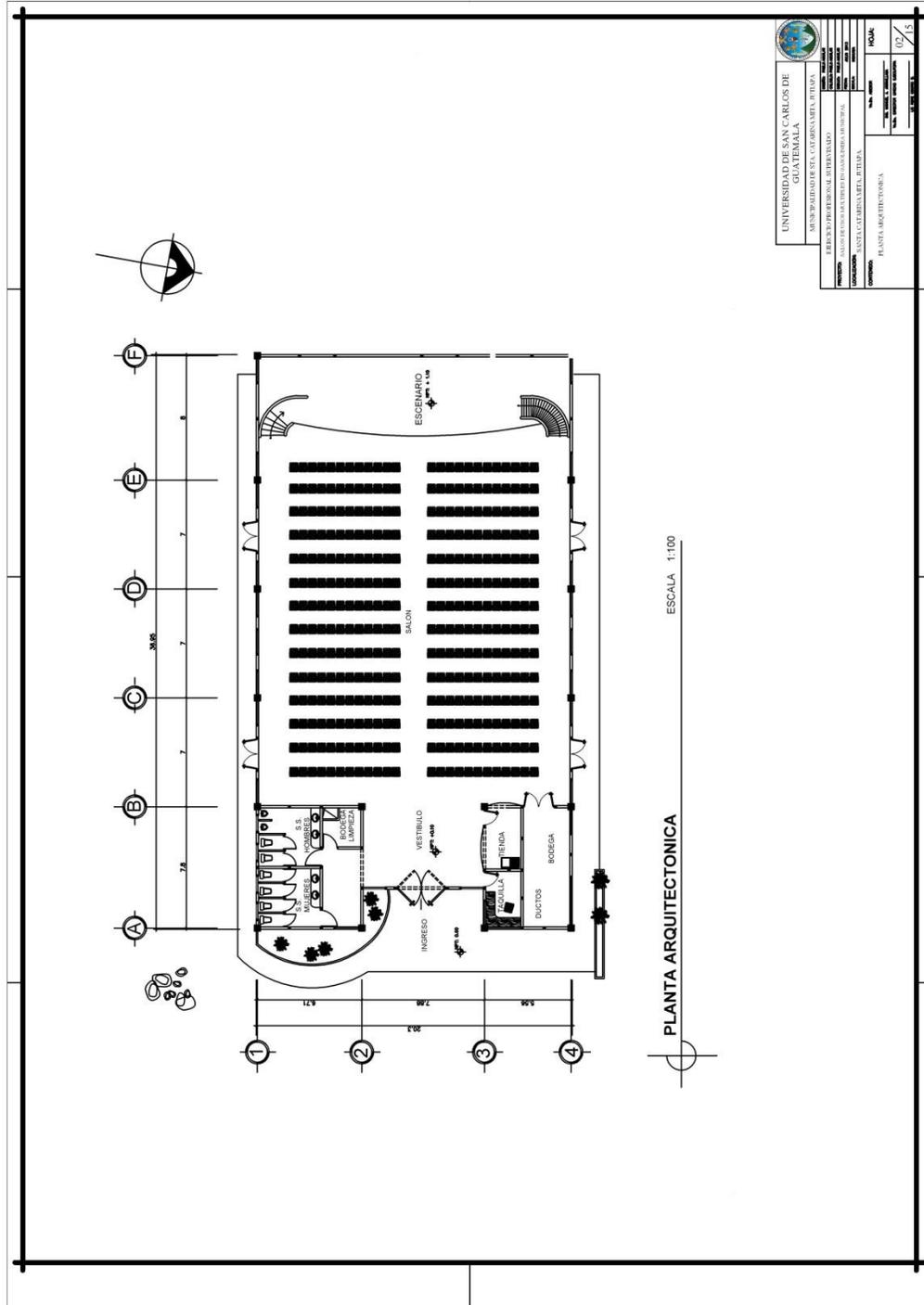
Planos Constructivos de Diseño de puente vehicular en barrio el barreal, zona 2 y diseño de salón de usos múltiples en gasolinera municipal, casco urbano, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
MENSURADOR EN CIVIL Y MATEMATICA	
MENSURADOR EN LA CÁMARA METALICA	
PROYECTO	RECONSTRUCCION DEL PASEO DE LA LIBERTAD
UBICACION	CARRANZA, GUATEMALA
CONSTRUCCION	RECONSTRUCCION DEL PASADIZO DE LA LIBERTAD Y RECONSTRUCCION DEL PASADIZO DE LA LIBERTAD
FECHA	05/05

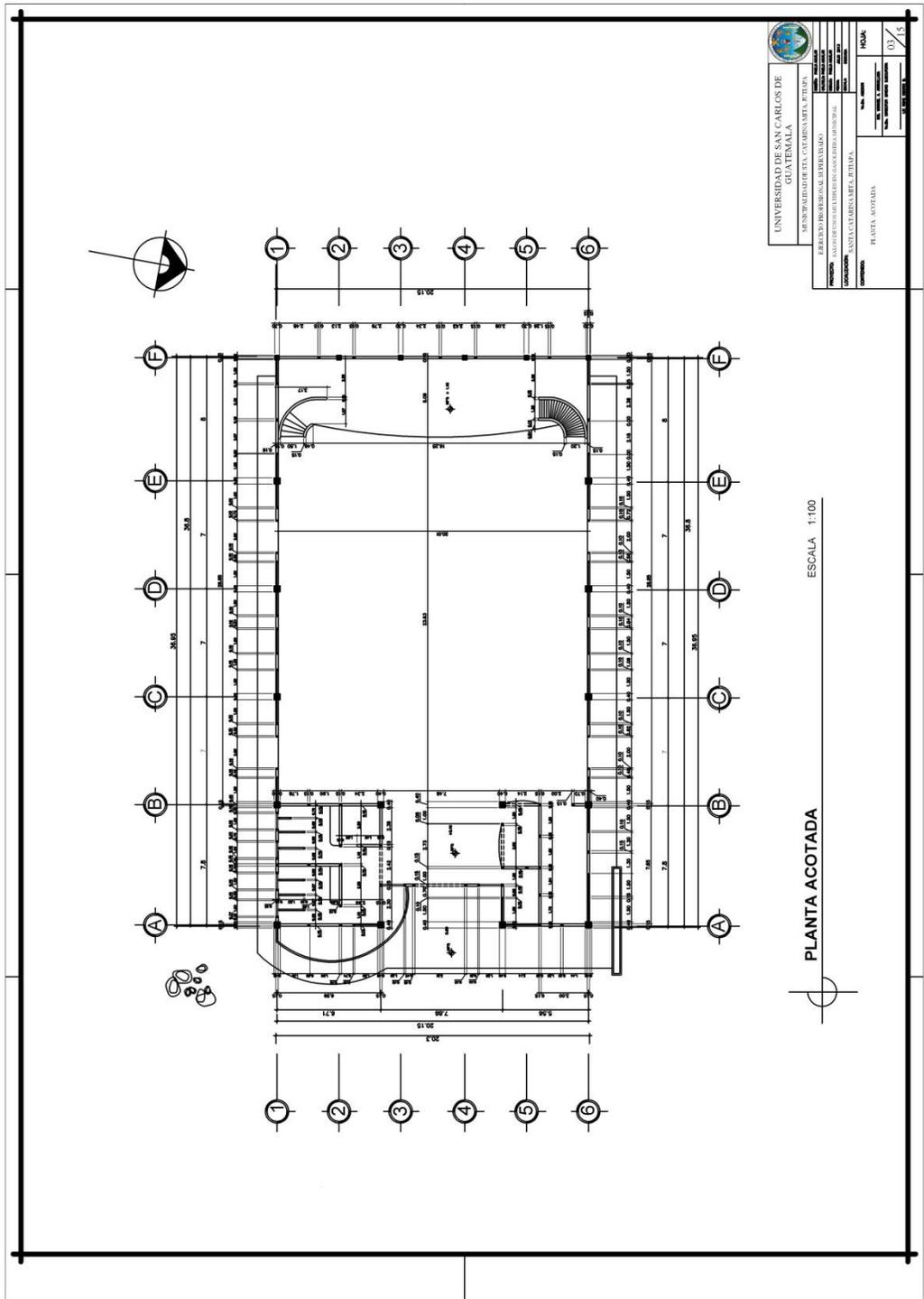


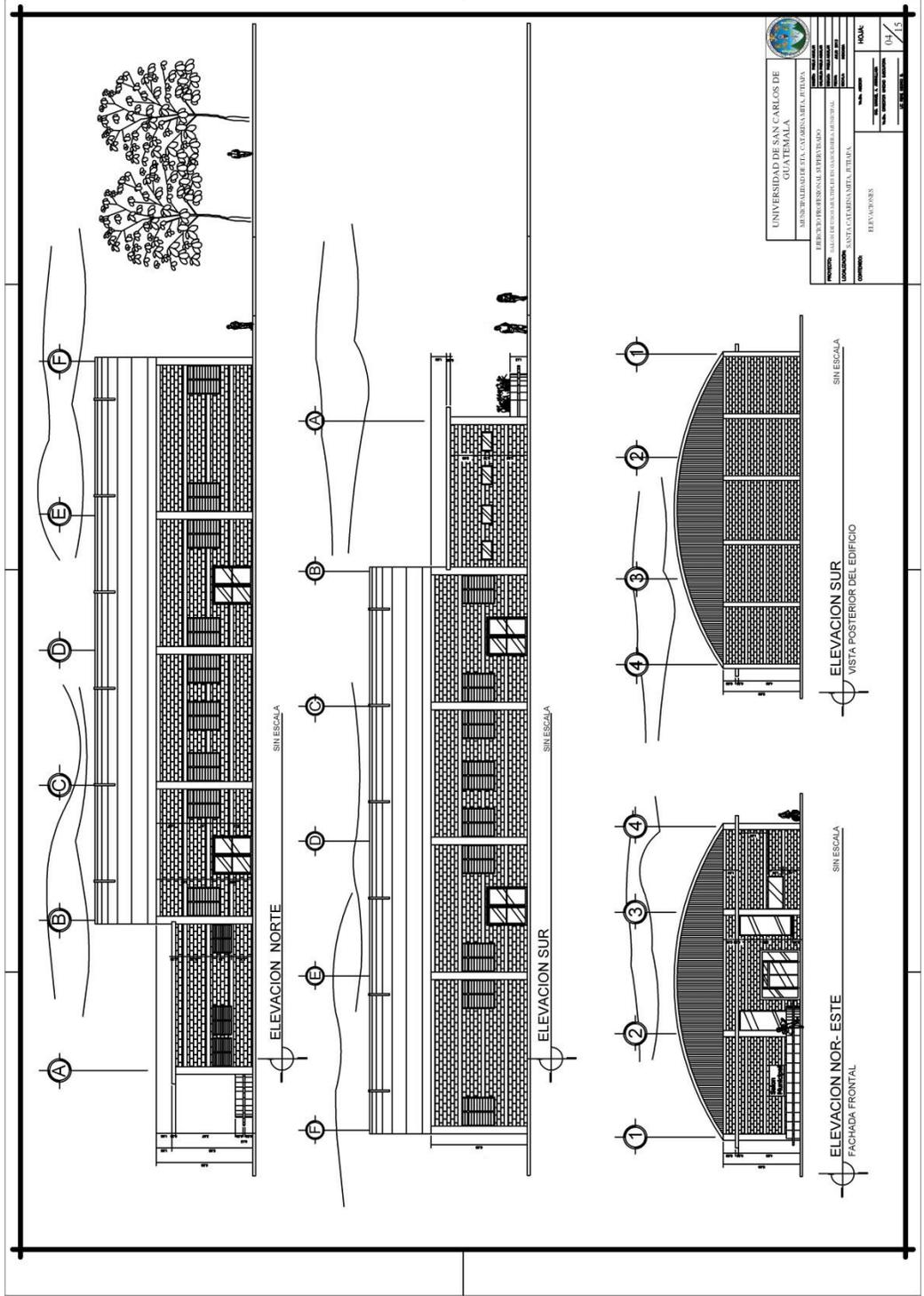


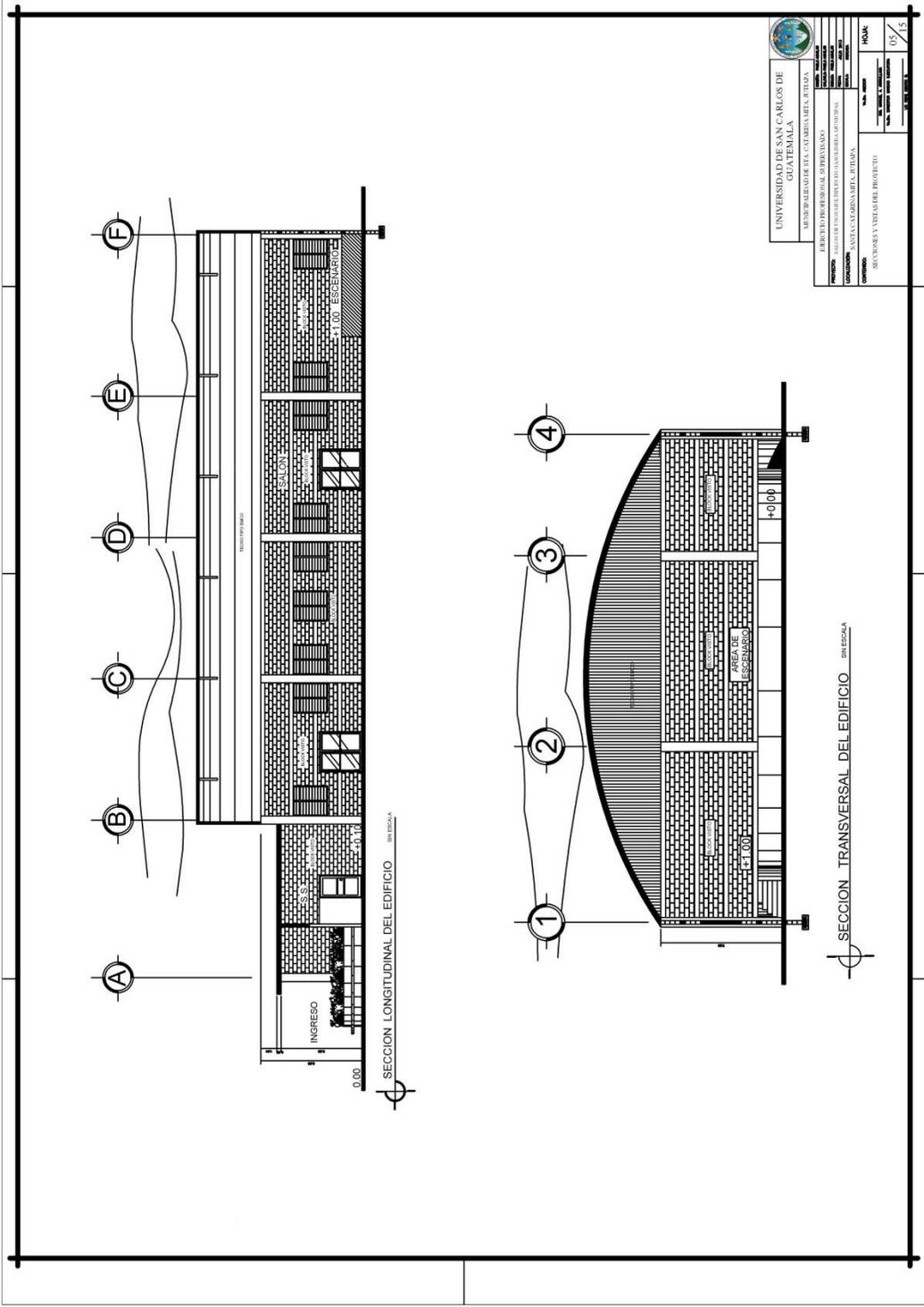
PLANTA ARQUITECTONICA

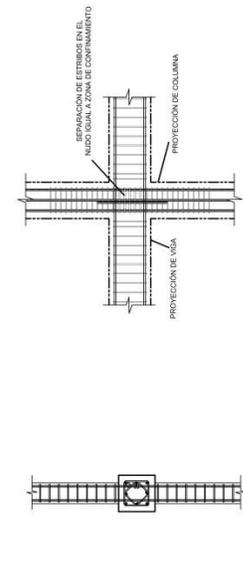
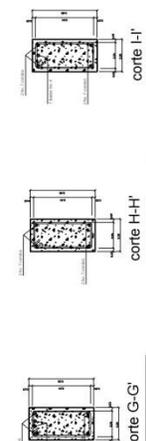
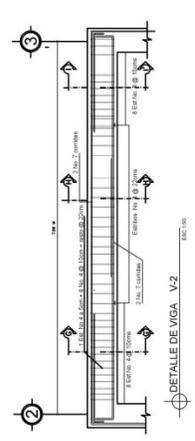
ESCALA 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE ARQUITECTURA	
PROYECTO:	DISEÑO DE UN SALÓN DE CLASES EN LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UBICACIÓN:	AV. 14 DE JUNIO, ZONA 1, GUATEMALA, GUATEMALA
COMPROBADO:	[Signature]
PLANTA ARQUITECTONICA	02 / 15









Detalle union Vigas-Columna

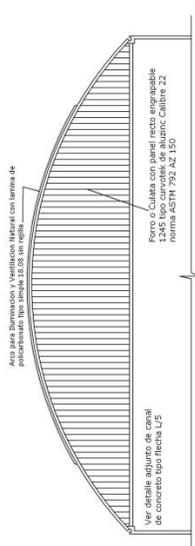
Planta elevación

ESPECIFICACIONES

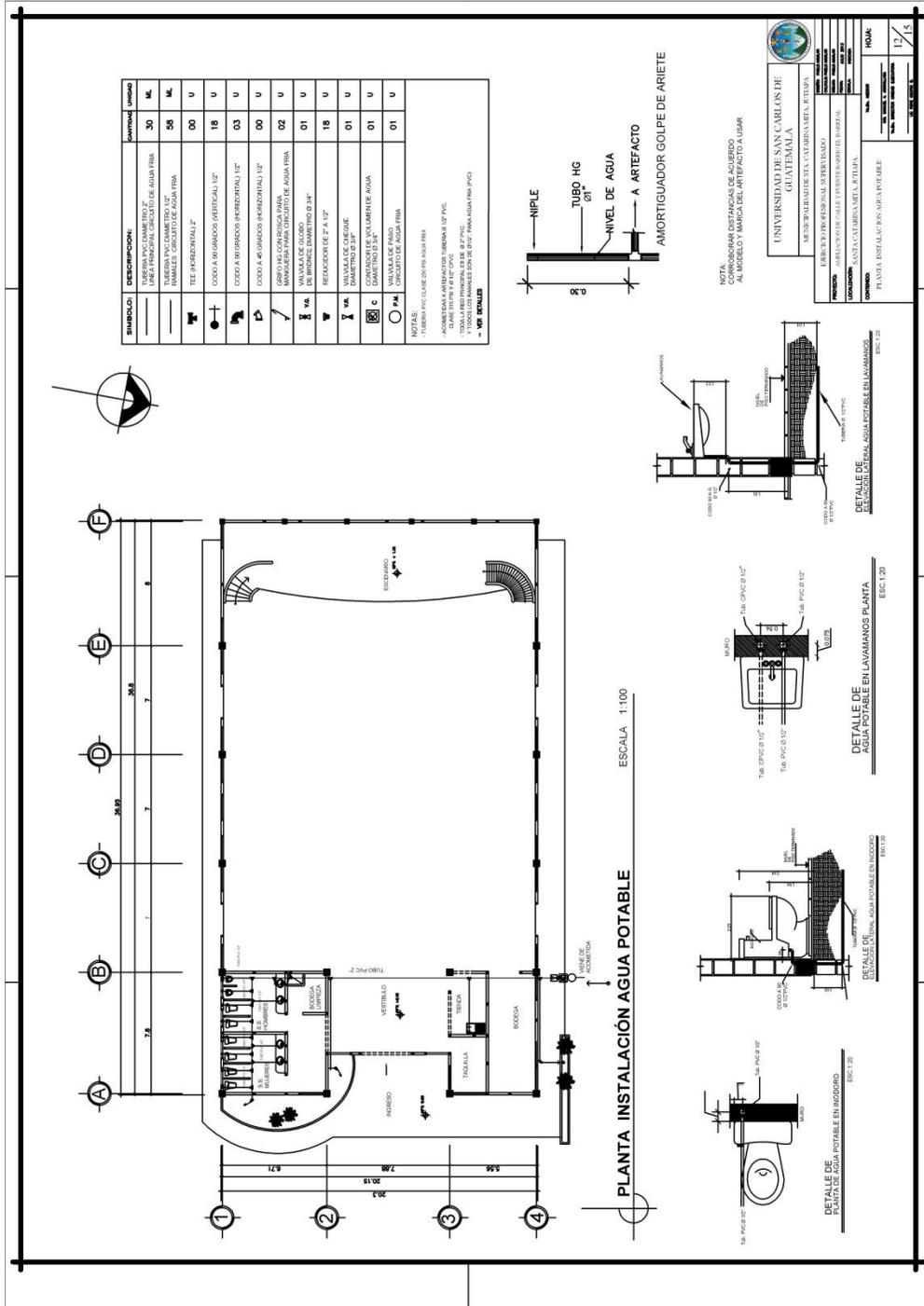
- TOTAL DE AREA CON CUBIERTA CURVA 720.00 METROS CUADRADOS
- SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 281 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4 580TES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 50L.
- SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY = 2.810 KG/CM² (GRADO 40KSI).
- EL TERRENO DONDE SE COLOCARAN LAS ZAPATAS Y LOS CIMIENTOS DEBERA LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.
- EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, Y RESISTENTES LIMPIAS.

CONTROL DEL CONCRETO

- VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO POR EL METODO DE CONO DE ABRAHMS CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:
- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
 - 1 VEZ DURANTE EL DIA
 - CADA VEZ QUE SE MOLDREEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE: 4 O 10cm
- FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:
- A - LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEREN SER ELABORADAS DE ACUERDO A LA FRECUENCIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO.
 - B - 2 PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS, 2 A LOS 14 DIAS, 2 A LOS 21 DIAS Y 2 A LOS 28 DIAS CUANDO CALZARA SU RESISTENCIA MAXIMA.



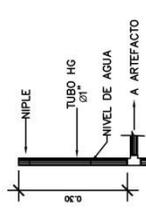
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
CATEDRA DE ESTRUCTURAS	
DETALLE DE ESTRUCTURAS	
AUTOR: [Nombre]	
FECHA: [Fecha]	
TITULO: [Titulo]	
MATERIAL: [Material]	
Escala: 1/5	



SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
—	TUBERÍA PVC CLASE 2009 AGUA FRÍA	30	M.
—	TUBERÍA PVC CLASE 2010 AGUA FRÍA	58	M.
—	TUBERÍA PVC CLASE 2012 AGUA FRÍA	00	U
—	TUBERÍA PVC CLASE 2013 AGUA FRÍA	00	U
—	TEE HORIZONTAL 1/2"	18	U
—	COODIA 90 GRADOS (VERTICAL) 1/2"	03	U
—	COODIA 90 GRADOS (HORIZONTAL) 1/2"	00	U
—	COODIA 45 GRADOS (HORIZONTAL) 1/2"	02	U
—	CARGO DE LONCHAS PARA EL FILTRO DE AGUA FRÍA	01	U
—	VALVULA DE CERRAMIENTO DE INDICACION DIAMETRO 3/4"	18	U
—	VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2" A 1/2"	01	U
—	VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"	01	U
—	CONEXIONES DE SQUALMENTE AGUA	01	U
—	VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"	01	U
—	VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"	01	U

NOTAS:

- 1- TUBERÍA PVC CLASE 2009 AGUA FRÍA
- 2- TUBERÍA PVC CLASE 2010 AGUA FRÍA
- 3- TUBERÍA PVC CLASE 2012 AGUA FRÍA
- 4- TUBERÍA PVC CLASE 2013 AGUA FRÍA
- 5- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2" A 1/2"
- 6- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 7- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 8- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 9- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 10- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 11- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 12- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 13- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 14- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 15- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 16- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"
- 17- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 1/2"
- 18- VALVULA DE CERRAMIENTO DE 3/8"



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA

INSTITUTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE

PROYECTO: AMORTIGUADOR GOLPE DE ARIETE

FECHA: 17/05/2023

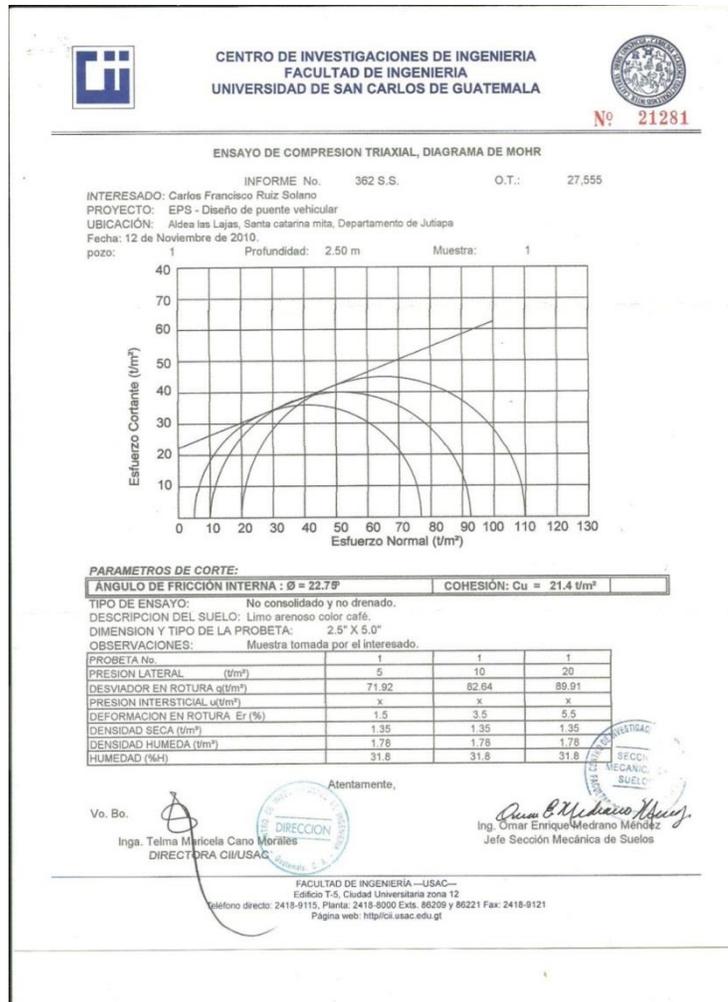
PROFESOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ

ALUMNO: JUAN CARLOS GONZALEZ

NOTA: SE DEBE LEER EL MODELO Y MANGA DEL ARTEFACTO A USAR

ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



Fuente: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa, USAC, 2013.

Anexo 2. Análisis Granulométrico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



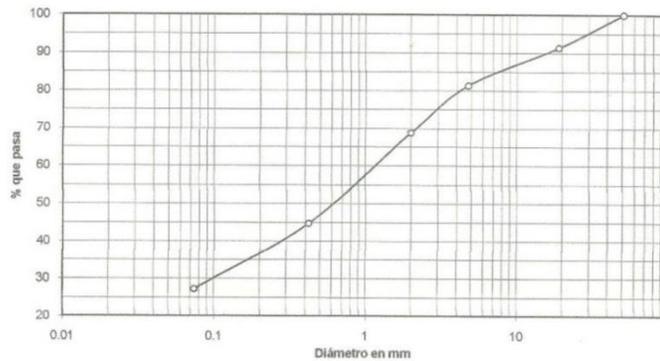
Nº 21282

INFORME No. 363 S.S. O.T. No. 27,555

Interesado: Carlos Francisco Ruiz Solano
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: EPS - Diseño de puente vehicular
 Ubicación: Aldea las Lajas, Santa catarina mita, Departamento de Jutiapa
 Fecha: 12 de Noviembre de 2010

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	91.40
4	4.76	81.32
10	2.00	68.84
40	0.42	44.74
200	0.074	27.28

% de Grava: 8.60
 % de Arena: 64.12
 % de Finos: 27.28



Descripción del suelo: Limo arenoso color café.
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-2-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
 Inga. Telma Marcela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Méndez
 Ing. Omar Enrique Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Plania: 2418-9000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa, USAC, 2013.

Anexo 3. Límites de Atterberg



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 21283

INFORME No. 364 S. S. O.T.: 27555

Interesado: Carlos Francisco Ruiz Solano
 Proyecto: EPS - Diseño de puente vehicular
 Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea las Lajas, Santa catarina mita, Departamento de Jutiapa
 FECHA: 12 de Noviembre de 2010

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	28.41	3.02	SM	Limo arenoso color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC





Ing. Omar Enrique Melano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115. Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa, USAC, 2013.

Anexo 4. Cálculo de Valor soporte

- Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut
- Altimétrico, utilizando una nivelación simple

2.2.3. Evaluación de la calidad del suelo

Al suelo del proyecto se le realizó un ensayo de compresión triaxial. Para lo cual fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa de suelo de un pie cúbico la cual después de las pruebas correspondientes generaron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado
Dimensión de la probeta:	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 22.75^\circ$
Cohesión:	$C_u = 21.4 \text{ ton} / \text{m}^2$
Descripción del suelo:	Limo arenoso color café

Tabla VII. Factores de ensayo a probetas

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m ²)	71,92	82,84	89,91
PRESIÓN INTERSTICIAL u(t/m ²)	X	X	X
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	1,5	3,5	5,5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1,35	1,35	1,35
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	1,78	1,78	1,78
HUMEDAD (%H)	31,8	31,8	31,8

Fuente: elaboración propia.

- Tipo de ensayo: análisis granulométrico, con tamices y lavado previo.

Tabla VIII. Análisis granulométrico

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50,8	100
3/4"	19	91,4
4	4,76	81,32
10	2	68,84
40	0,42	44,74
200	0,074	27,28

Fuente: elaboración propia.

Tipo de ensayo: Ensayo de límites de Atterberg.
 Límite líquido: 28,41 %
 Límite plástico: 3,02 %
 Clasificación sistema unificado: SM

- Datos para encontrar el valor soporte

Base: 1,00 m
 Peso específico $\gamma_s = 0,80 \text{ ton/m}^3$
 Ángulo de fricción interna: $\phi = 22,75^\circ$
 Cohesión: $C_u = 21,4 \text{ ton/ m}^2$
 Desplante 1,50 m
 Factor de seguridad F.S. = 5

$$\theta_{\text{rad}} = \frac{\theta \cdot \pi}{180} = \frac{22,75^\circ \cdot \pi}{180} = 0,3971$$

- Factor de flujo de carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \theta_{\text{rad}}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0,3971\right) \tan 22,75^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{22,75^\circ}{2}\right)}$$

$$Nq = 9,96$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \varphi \cdot (Nq - 1) = \cot 22,75^\circ (9,96 - 1)$$

$$Nc = 21,37$$

- Factor de flujo γ

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N\gamma = 2 \cdot (9,96 + 1) \cdot \tan 22,75^\circ$$

$$N\gamma = 9,19$$

- Capacidad portante última

$$q_o = 0,4(\gamma_s)(B)(N\gamma) + 1,3(Cu)(Nc) + \gamma_s(D)(Nq)$$

$$q_o = 0,4(0,80 \text{ ton/m}^3)(1 \text{ m})(9,19) + 1,3(21,4 \text{ ton/m}^2)(21,37) + (0,8 \text{ ton/m}^3)(1,5 \text{ m})(9,96)$$

$$q_o = 152,6 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * D$$

$$q_{on} = 152,6 \text{ ton/m}^2 - (0,8 \text{ ton/m}^3 * 1,5 \text{ m})$$

$$q_{on} = 151,4 \text{ ton/m}^2$$

- Valor soporte

$$V_s = \frac{q_{on}}{FS} = \frac{151,4 \text{ ton/m}^2}{5}$$

$$V_s = 30,28 \text{ ton/m}^2$$

$$V_s = 30,28 \text{ ton/m}^2 \approx 30,00 \text{ ton/m}^2$$

2.2.4. Estudio hidrológico e hidráulico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce es el que corresponde al tirante normal, al tirante de creciente máxima y al tirante de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente. El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje. La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y se determinan a través de señales que deja, o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año.

En este proyecto el tirante normal se determinó para una época de invierno con lluvias regulares y fue de 10 centímetros, el tirante de creciente máxima, rara vez ocurrida según pobladores del lugar está en 50 centímetros y

Fuente: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa, USAC, 2013.

