



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

**PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR
CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6,
MIXCO, GUATEMALA**

José Alfredo Salvatierra Secaida

Asesorado por la Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, abril de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR
CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6,
MIXCO, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ ALFREDO SALVATIERRA SECAIDA
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Christian Moisés de la Cruz Leal
VOCAL V	Br. Kevin Armando Cruz Lorente
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADORA	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
EXAMINADOR	Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
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:

PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 7 de octubre de 2019.

José Alfredo Salvatierra Secaida

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala,
20 de abril de 2020

Ingeniero
Oscar Argueta Hernández
Director de la Unidad de Prácticas y EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ing. Argueta.

Remito la presente para hacer de su conocimiento que he supervisado el proyecto de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil titulado: "PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA", desarrollado por el estudiante universitario José Alfredo Salvatierra Secaída, quien contó con la asesoría del suscrito.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente.

"Id y Enseñad a Todos"

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



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala, 28 de mayo de 2,020

Ingeniero

Pedro Antonio Aguilar Polanco

Director de Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala


Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **PLANIFICACIÓN DE UN PUNTE PEATONAL DE 2 METROS DE ANCHO POR 48 METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA**, desarrollado por EL estudiante de Ingeniería Civil José Alfredo Salvatierra Secaída con CUI 2139 79829 0101 Registro Académico No. 201122932, quién 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 ENSEÑAN A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 16 de junio de 2020
REF.EPS. D.01.06.2020

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE 2 METROS DE ANCHO POR 48 METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Alfredo Salvatierra Secaída, CUI 2139 79829 0101 y Registro Académico 201122932**, 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 por parte del Asesor-Supervisor, como director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS



OAH

Nota: esta carta es una copia de la original, la cual se sustituirá por la original al momento de que se normalicen las actividades en la Universidad.



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. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante José Alfredo Salvatierra Secaída titulado **PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Armando Fuentes Roca



Director Escuela Ingeniería Civil

Guatemala, abril 2021

/mrrm.



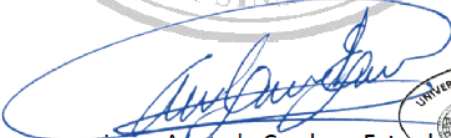



Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101 - 24189102

DTG. 156.2021

La Decana 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: **PLANIFICACIÓN DE UN PUENTE PEATONAL DE DOS METROS DE ANCHO POR CUARENTA Y OCHO METROS DE LONGITUD EN LA COLONIA SAN JOSECITO, ZONA 6, MIXCO, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **José Alfredo Salvatierra Secaída**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Inga. Anabela Cordova Estrada
Decana



Guatemala, abril de 2021

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por su gracia y amor alcanzado, sin Él esto no hubiera sido posible.
- Mis padres** Marcial Salvatierra López y Adelaida Secaida Ruiz, por su apoyo incondicional cuando más lo he necesitado.
- Mis hermanos** José Luis y Geny Roxana Salvatierra Secaida, por siempre estar conmigo en las buenas y en las malas y siempre darme un consejo.
- Mis sobrinos** Jefferson José, Pablo José Salvatierra Flores y Jimena Naomi Mejía Salvatierra, para que el día de mañana, ellos puedan recordar que si se proponen sus metas pueden lograr lo que ellos deseen en esta vida terrenal.
- Mis cuñados** Ingrid Flores Flores Sandoval y Carlos Aníbal Mejía Cuellar, por ser parte de nuestra familia y porque cuando he necesitado de ellos, ahí han estado.
- Mis catedráticos** Por compartir de sus conocimientos, tanto dentro como fuera de las aulas.

**Mis compañeros
de estudio**

Por compartir conmigo, los mejores años en las aulas. No menciono nombres porque fueron varios los que nos apoyamos en adquirir los conocimientos, pero ellos sabrán quiénes son.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos	Por ser fuente de altruismo y conciencia para los guatemaltecos.
Facultad de Ingeniería	Por ser la plataforma de superación personal.
Construcciones de Guatemala	Por la oportunidad brindada, para iniciar la experiencia y formación profesional en campo.
Alejandro Gómez	Por haber confiado en mi persona para llevar a cabo proyectos de gran envergadura.
Personal administrativo del Departamento de Planificación de la Municipalidad de Mixco	Por el apoyo brindado en el desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) especialmente a la Inga. Sara Chávez e Ing. Juan José.
Ing. Fredy Alvarado	Por la oportunidad brindada, para la formación profesional en el área administrativa.
Ing. Ronald Galindo.	Por el apoyo prestado cuando más lo he necesitado.
Ing. Manuel Arrivillaga	Por su colaboración, experiencia, tiempo y apoyo.

Ing. Daniel Cruz

Por su colaboración, conocimientos, tiempo y ayuda.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XXVII
OBJETIVOS.....	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y CARGAS	1
1.1. Elementos estructurales	1
1.1.1. Vigas.....	1
1.1.2. Tensores.....	2
1.1.3. Columnas.....	2
1.2. Tipos de estructuras	3
1.2.1. Armaduras	3
1.2.2. Cables y arcos	4
1.2.3. Marcos estructurales	5
1.3. Cargas	6
1.3.1. Carga puntual (P)	6
1.3.2. Carga uniformemente distribuida (W)	6
1.3.3. Cargas muertas	7
1.3.4. Cargas vivas	8
1.3.5. Cargas de impacto.....	8
1.3.6. Cargas de viento.....	8
1.3.7. Cargas hidrostáticas.....	8
1.3.8. Cargas geostáticas	9

1.3.9.	Carga de lluvia.....	9
1.3.10.	Cargas de sismo.....	9
2.	CARÁCTERÍSTICAS DE UNA ARMADURA DE ACERO	11
2.1.	Factibilidad	11
2.2.	Economía	11
2.3.	Optimización.....	11
2.4.	Ventajas del acero como parte estructural	12
2.4.1.	Alta resistencia	12
2.4.2.	Uniformidad	12
2.4.3.	Elasticidad	13
2.4.4.	Durabilidad.....	13
2.4.5.	Ductilidad.....	13
2.4.6.	Tenacidad.....	14
2.5.	Desventajas del acero como material estructural	14
2.5.1.	Costo de mantenimiento.....	14
2.5.2.	Costo de protección contra el fuego	15
2.5.3.	Susceptibilidad al pandeo.....	15
2.5.4.	Fatiga.....	15
2.5.5.	Fractura frágil.....	16
3.	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	17
3.1.	Descripción del proyecto	17
3.2.	Caracterización del área de influencia.....	17
3.3.	Ubicación y localización geográfica	18
3.4.	Topografía	18
3.5.	Aspectos socioeconómicos	18
3.6.	Servicios	19
3.7.	Localización del proyecto	19

3.7.1.	Macrolocalización	20
3.7.2.	Microlocalización del proyecto	21
3.8.	Rutas actuales de ingreso/egreso a colonia San Josecito.....	23
4.	CÁLCULOS	25
4.1.	Integración de cargas	27
4.1.1.	Tipos de carga	27
4.1.1.1.	Cargas permanentes	27
4.2.	Losacero.....	28
4.2.1.	Refuerzo por temperatura.....	28
4.2.2.	Consideraciones	30
4.2.3.	Viga compuesta con Losacero.....	30
4.2.4.	Acción compuesta	31
4.2.5.	Recomendaciones	32
4.2.6.	Pesos totales de la losacero (kg/cm ²) (lámina + concreto).....	32
4.2.7.	Especificaciones de armado por temperatura para diferentes espesores de concreto.....	34
4.3.	Baranda.....	36
4.3.1.	Vigas secundarias	38
4.3.2.	Diseño de vigas secundarias	41
4.3.3.	Diseño por flexión	51
4.3.4.	Diseño a corte.....	53
4.3.5.	Chequeo por deflexión.....	54
4.4.	Viga principal.....	55
4.4.1.	Cargas transitorias.....	56
4.4.2.	Carga peatonal	56
4.5.	Viga diafragma	58
4.5.1.	Diseño de flexión	64

4.5.2.	Conexión de viga principal y vigas secundarias	67
4.5.3.	Empalme de vigas principales	78
4.5.4.	Placa de apoyo de la viga	89
4.5.5.	Diseño de tope sísmico	93
4.6.	Diseño de columna	105
4.7.	Capacidad soporte de suelo	119
4.7.1.	Diseño de zapata aislada.....	125
4.8.	Diseño de la cortina	131
5.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	143
5.1.	Método racional	144
5.1.1.	Coeficiente de escorrentía	145
5.1.2.	Intensidad	148
6.	PRESUPUESTO	153
	CONCLUSIONES	157
	RECOMENDACIONES	159
	BIBLIOGRAFÍA	161
	APÉNDICE	163

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Vigas con diferente tipo de apoyo	2
2.	Columna resistente a carga axial y momento de flexión	3
3.	Marco estructural compuesto de columnas y vigas	5
4.	Carga central.....	6
5.	Carga uniformemente distribuida	7
6.	Macrolocalización del proyecto	20
7.	Ubicación de zona 6, dentro del municipio de Mixco.....	21
8.	Ubicación de la colonia San Josecito dentro de la zona 6 del municipio de Mixco	22
9.	Indicación de colonia San Josecito en 2D zona 6, del municipio de departamento de Guatemala.....	22
10.	Indicación de colonia San Josecito en 3D, del municipio de Mixco, departamento de Guatemala.....	23
11.	Sección transversal del puente	25
12.	Sección longitudinal del puente en acero	26
13.	Planta de tramo crítico	26
14.	Componentes de una losacero.....	32
15.	Sección transversal de una lámina losacero 15	33
16.	Sección transversal de una lámina losacero 25	34
17.	Sección longitudinal de la baranda en metal	37
18.	Diagrama de líneas de influencia	39
19.	Resultados de las líneas de influencia	40
20.	Corte, momento y deflexión para una viga simplemente apoyada	49

21.	Hipótesis de diseño para viga I	52
22.	Viga con carga uniformemente distribuida	53
23.	Hipótesis de diseño para una viga A	64
24.	Viga con carga uniformemente distribuida	65
25.	Área bruta solicitada a corte, cm ² (mm ²)	75
26.	Resistencia de elementos en corte para ruptura en corte del elemento.....	76
27.	Perfil de conexión entre viga principal WF 30*99 y secundaria 8*15.....	WF 77
28.	Planta del empalme de las vigas principales WF 30*99	88
29.	Sección del empalme de vigas principales WF 30*99	89
30.	Secciones de la placa de apoyo	90
31.	Predimensionamiento del tope sísmico	93
32.	Relleno de concreto simple para uniformizar los esfuerzos sobre el tope.....	96
33.	Propuesta de la distribución del acero de refuerzo	97
34.	Sección de la viga cabezal	98
35.	Secciones A-A' y B-B' de la viga cabezal.....	105
36.	Sección transversal de columna.....	111
37.	Diagrama de iteración.....	117
38.	Sección transversal del armado de la columna	118
39.	Sección transversal de la cortina.....	132
40.	Fuerzas que actúan en la cortina	133
41.	Sección transversal del armado de la cortina.....	136
42.	Sección transversal del estribo.....	137
43.	Medidas del estribo	138
44.	Estribo + cortina + vigas principales.....	140
45.	Delimitación de microcuenca.....	143
46.	Imagen vista de planta de la microcuenca	144

47.	Inclinación de la zona 6 del municipio de Mixco.....	147
48.	Inclinación de la colonia San Josecito, zona 6, Mixco, Guatemala	147
49.	Sección transversal del punto de análisis	150
50.	Información de la sección transversal	151
51.	Sección transversal del punto de análisis en civil 3D	151

TABLAS

I.	Losacero 15	33
II.	Losacero 25	34
III.	Electromallas recomendadas según el espesor de concreto sobre el deck.....	35
IV.	Descripción de los pesos de la baranda.....	37
V.	Simbología en el diagrama de líneas de influencia	39
VI.	Resumen de carga y momento para el diseño de la viga secundaria ..	44
VII.	Propiedades mecánicas de la viga W 8*15	45
VIII.	Propiedades físicas de la viga W 8*15 medidas en pulgadas	47
IX.	Resumen de momentos a L/4, L/2 a ¾L de la viga	51
X.	Resumen de las cargas que afectan a la viga principal A.....	57
XI.	Resumen de las cargas que afectan a la viga principal B.....	59
XII.	Resumen de cargas aplicadas a la viga principal C.....	60
XIII.	Propiedades mecánicas de la viga W 30*99	61
XIV.	Dimensiones de agujero nominal, in	68
XV.	Tabla 10-11	69
XVI.	Resistencia de corte disponible de los pernos	70
XVII.	Resistencia de rodamiento disponible en los orificios de los pernos según la distancia al borde.....	71
XVIII.	Resistencia disponible del rodamiento en los orificios de los pernos según el espacio entre los pernos.....	72

XIX.	Revisión de fuerza de la placa de conexión atornillada.....	81
XX.	Factor de corte diferido	87
XXI.	Tabla de coeficientes de fricción	94
XXII.	Tipo de carga, momento y corte.....	100
XXIII.	Factores de carga y combinaciones.....	101
XXIV.	Factores de carga para cargas permanentes, <i>yp</i>	101
XXV.	Combinaciones de carga.....	102
XXVI.	Tabla resumen para cargas y momentos de columna.....	108
XXVII.	Longitud efectiva factor K.....	109
XXVIII.	Columna de 90*90 cm, armado con 28 No. 6 longitudinales.....	112
XXIX.	Análisis del primer punto, compresión pura	112
XXX.	Análisis del segundo punto	113
XXXI.	Análisis de tercer punto	114
XXXII.	Análisis de cuarto punto	115
XXXIII.	Análisis de quinto punto flexión pura.....	116
XXXIV.	Resumen de resultados	117
XXXV.	Parámetros de corte.....	119
XXXVI.	Cálculo de la capacidad soporte del suelo por el método de Terzaghi	120
XXXVII.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi	121
XXXVIII.	Ángulos de fricción interna y pesos específicos	122
XXXIX.	Características del suelo arena limosa color café	123
XL.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo.....	124
XLI.	Resumen para cargas y momentos de columna	125
XLII.	Resumen de cargas a vigas.....	139
XLIII.	Tabla de resultados.....	141
XLIV.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía A	146
XLV.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía B	147
XLVI.	Intensidad de lluvia.....	149

XLVII.	Presupuesto	153
--------	-------------------	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Ancho en pies
bf	Ancho del patín
As	Área de acero
ΔT	Cambio de temperatura
Pu	Carga axial factorizada
Q	Carga de viento por unidad de superficie
P	Carga viva (cv) en libras/pie ²
ρ	Cuantía de acero
ϵ	Deformación unitaria
K	Factor de fijación de los extremos
l_u	Longitud no soportada en compresión
W	Carga uniformemente distribuida
ϕ_k	Factor de reducción de rigidez
EH	Empuje horizontal del suelo
tw	Espesor del alma
tf	Espesor del patín
I	Impacto en porcentaje (máximo 30 %)
L	Longitud para producir el máximo esfuerzo
E	Módulo de elasticidad o de Young (ksi)
I	Momento de inercia sobre el eje
d	Peralte o altura efectivo, en pies o metros
R	Radio de giro mínimo de la sección transversal
ES	Sobrecarga de suelo

Vz

Velocidad a una altura z

VZ

Velocidad de diseño con viento

GLOSARIO

- Acero de alta resistencia** Representa uno de los primeros usos del acero, cuya F_y varía de 50 a 55 Kip/pulgada².
- Acero estructural** Son los miembros de acero cuyas propiedades mecánicas describen su resistencia, ductilidad y otras cualidades en términos del comportamiento en una prueba de tensión simple; es acero del resultado de la aleación, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos como silicio, fósforo, azufre, y oxígeno, que se le tributan características específicas, su límite de fluencia es aproximadamente 250 mega pascales o 2 549 kilogramo/centímetro².
- ASSHTO** Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO, de *American Association of State Highway and Transportation Officials*, es un órgano que establece normas, publica especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías usadas en el diseño y construcción de autopistas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no solo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público.

Ahusado	Característica de las armaduras tipo I diseñadas como American Standard, en donde el patín de la parte inferior posee un porcentaje de pendiente de $16 \frac{2}{3}$.
AISC	Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) por sus siglas en inglés, con sede en Chicago, es un instituto técnico y comercial, asociación sin fines de lucro establecido en 1921 para servir a la comunidad de diseño de estructuras de acero y la industria de la construcción en Estados Unidos.
Alabeo	Deformación que experimenta una estructura al encorvarse por una fuerza de inflexión.
Análisis	Aplicación para desarrollar métodos que permitan basar el estudio de una estructura en conjunto, sujeto a sus acciones y reacciones, en el comportamiento de sus distintas partes o elementos.
Análisis estructural	Determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura, debido a la aplicación de cargas.
Armadura	Pieza o conjunto de piezas unidas unas con otras, sobre la que se coloca una cubierta o techo y que actúa como una viga de gran

tamaño. Son también un conjunto de elementos lineales arreglados en forma o combinación de triángulos, para dar lugar a una estructura rígida y plana.

Arrabio

Acero producido en la primera fusión por la refinación de mineral de hierro junto al oxígeno, coque y piedra caliza, se obtiene en un horno de alta temperatura a los 1 650 °C formando placas y diversos perfiles estructurales como barras redondas, cuadradas y tubos.

Arriostrar

Es colocar piezas de forma oblicua para dar estabilidad y que no se deforme una estructura.

ASD

Diseño por esfuerzos permisibles conocido por sus siglas en ingles *ASD (Allowable Stress Design)* Este método está caracterizado por el uso de carga de trabajo de valores nominales por los códigos, no factorizados con adopción simultanea de un coeficiente o factor único de seguridad aplicando la resistencia nominal.

Carga axial

Carga aplicada en el eje longitudinal de un elemento.

Cargas muertas

Son cargas de magnitud constante, que permanecen en un mismo lugar; consta del peso propio de la estructura y de otras cargas que son

permanentemente unidas a ellas, ejemplo: paredes, pisos, tuberías de instalaciones, está representada como C.M.

Cargas vivas

Son cargas que pueden cambiar en magnitud y posición; las cargas que se mueven con su propia fuente de energía como las personas y cargas que puedan ser movidas como el mobiliario, representada como c.v.

Cb

El factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

Compresión

Acción por la cual, las fuerzas axiales aplicadas a un elemento producen una fuerza que tiende a acortarlo.

Contraventeo

Llamado también miembro contraladeo, es un elemento diagonal que permite arriostrar una estructura contra fuerzas laterales.

Cortante

Existe un esfuerzo cortante, cuando dos fuerzas actúan sobre un cuerpo en direcciones opuestas, pero en diferentes líneas de acción.

Crujía	Espacio entre marcos adyacentes de una estructura, unidas entre sí por un arriostramiento diagonal, para mantener rigidez en la estructura.
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
EV	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
Deformación	Este fenómeno se da cuando una fuerza actúa sobre un cuerpo, ocasionando un cambio de forma o de tamaño.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales, que se presenta en forma de curvatura, a lo largo del eje longitudinal, por una fuerza de carga.
Diseño estructural	Trata del dimensionamiento de las estructuras y sus componentes, para que soporten satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ella, para que cumpla las funciones que está destinada a desempeñar.
Ductilidad	De dúctil, propiedad de algunos materiales, que consiste en soportar grandes deformaciones plásticas, antes de su falla; respecto del acero, es la capacidad que tiene de deformarse

sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar.

Elasticidad

Capacidad que posee un metal para recobrar su forma original después de ser cargado y descargado.

Equilibrio

Requisito más fundamental que toda estructura debe cumplir; se define como el estado de un sistema, donde la resultante de las fuerzas actuantes es igual a cero (0) matemáticamente el equilibrio puede expresarse, utilizando las ecuaciones básicas de la estática en dos y tres dimensiones.

Esfuerzo

En un cuerpo, es la resistencia interna que presenta a la acción de una fuerza externa.

Esfuerzo unitario

Cociente que resulta de dividir una carga o fuerza externa P dentro de un área de la sección transversal de un elemento; se expresa $f = P/A$. Es un principio fundamental que da a conocer que los esfuerzos están distribuidos uniformemente.

Estabilidad

Capacidad de una estructura de resistir la acción de las cargas verticales, horizontales y de otro tipo, manteniendo las condiciones de equilibrio.

Estado límite	Condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada; puede también representar el colapso real de una estructura o parte de ella por fractura o inestabilidad.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto o sistema de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico y/o combinados en una forma ordenada, para cumplir con una función dada, como ejemplo: salvar una longitud.
Estructura reticular	Armadura, o estructura de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos; su ventaja es que las barras trabajan primordialmente a compresión y tensión presentando comparativamente flexiones pequeñas; las uniones pueden ser articuladas o rígidas.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero en libras/pulgadas ² .
f'_c	Esfuerzo de ruptura del concreto en libras/pulgadas ² .

Factor de seguridad	Relación que existe entre la resistencia última del material y el esfuerzo unitario.
Fatiga	En un metal se presenta cuando se le aplica un esfuerzo en forma repetida por encima del límite de tenacidad a través de muchos ciclos de carga y descarga.
Fuerza	Toda acción que produce un movimiento, torsión, o compresión; si una fuerza se encuentra en reposo, se deberá a la acción de otra fuerza que la mantiene sin movimiento.
Flexión	Tipo de deformación que presenta un elemento estructural, alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal; la deformación se da en vigas, placas y láminas; al esfuerzo que provoca flexión se le denomina momento flector, o es una propiedad de algunos materiales que ceden a una fuerza o a un momento que actúa sobre ellos, sin falla o rotura.
Inflexión	Torcimiento de una pieza sólida, que se encontraba recta o plana, punto de una curva en el cual existe un cambio de sentido. Es sinónimo de alabeo, comba, pandeo.

Límite elástico

Esfuerzo unitario, después del cual las deformaciones aumentan con más rapidez que las cargas aplicadas.

Línea de influencia

Diagrama que muestra la magnitud y carácter de algún elemento mecánico de una estructura, cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de esta o que representa gráficamente una función que determina el valor de alguna acción en un punto específico de una estructura. La acción puede ser cualquier tipo de fuerza, momento o desplazamiento; se dibujan los valores en estudio como ordenadas para varias posiciones de carga unitaria a lo largo del claro y luego conectar esas ordenadas de forma continua.

LRFD

Diseño por factores de carga y resistencia o estados límites, conocido por sus siglas LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero, en el cual las cargas de diseño se mejoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. Está basado en el criterio de estados límites, por esto también se le conoce como método de diseño por estados límites, un estado límite define la condición ante la cual el elemento estructural

bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura.

Marco

Estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones, algunas de las cuales o todas ellas, son resistentes a momentos, para formar una configuración rígida; al marco rectangular de un solo claro y de un solo nivel, se le llama marco portal.

Mmax

Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Módulo de elasticidad

Pendiente de la curva esfuerzo deformación en la zona elástica; se toma como 29 000 Kips por pulgada² o Ksi.

Parapeto

Pared o baranda que se pone en la orilla del caminamiento para evitar caídas en los puentes.

Puente peatonal o pasarela

Estructura que proporciona una vía de paso elevado; por su diseño se toman en cuenta criterios que se basan en la elaboración de puentes; y su diferencia principal es que lleva un detalle de gradas que sirven de acceso peatonal en sus extremos; se encuentran unidas a columnas y vigas que sostienen toda la plataforma estructural.

Punto de fluencia

Cuando una probeta de acero es sometida al aumento de deformaciones sin que haya incremento alguno en los esfuerzos; en los materiales no dúctiles como la madera, poseen límites elásticos poco definidos, careciendo de punto de fluencia. En acero, es la propiedad que diferencia los aceros estructurales, que los hace variar por temperatura, velocidad de la prueba y las características de la probeta de prueba como tamaño, forma, y acabado en la superficie.

Resistencia última

Llamado también esfuerzo a la ruptura, se da cuando se aplica una carga de magnitud suficiente a una probeta de prueba, dándose una ruptura.

Rigidez

Capacidad que tiene un elemento estructural para soportar esfuerzos, sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos; los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas cargas. Normalmente la rigidez se calcula como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

Riostras

Elemento secundario de una estructura o armazón, destinada a mantener puntos fijos en los elementos principales de una estructura; puede ser de madera o metal, por ejemplo, una

junta o platina de unión, su función es asegurar la estructura.

Sistema estructural

Combinación de diferentes elementos estructurales en conjunto con diferentes materiales de uso.

Tensión

Acción de una fuerza que actúa sobre un cuerpo de modo que este tienda a alargarse.

Tenacidad

Característica única en los aceros estructurales y se define como la combinación de resistencia y ductilidad.

Teoría elástica

Se da cuando el esfuerzo es proporcional a la deformación y el momento límite llega a su máximo tomando en cuenta que el esfuerzo en la fibra inferior de la viga de acero, alcanzando el esfuerzo permisible f_b .

Teoría plástica

Se da en experimentos realizados en vigas compuestas, con concreto quedando demostrado que la teoría plástica predice en forma muy conservadora la capacidad del momento; y se da cuando la sección del acero fluye por completo, ya que la parte de compresión de la viga llega a un esfuerzo de $0,85 f'_c$ del concreto.

Tirante	Elemento estructural que se encuentra sometido a tensión axial; puede ser de madera o barra de acero que se coloca horizontalmente, para impedir una separación entre las paredes u otros elementos.
Torsión	Se refiere al esfuerzo ocasionado por la tendencia de un miembro estructural, cuando se carga con momentos que producen rotación alrededor de su eje longitudinal.
Trabe	Es una viga, tanto grande en el claro o luz como su sección transversal que está sometida a flexión, y cuya sección transversal puede ser compuesta de placas, con base en la esbeltez en sus almas.
Unión rígida	Es una estructura híper estática porque sus barras trabajan a flexión; un nudo se llama rígido si una vez deformada la estructura, el ángulo formado inicialmente por todas las barras se mantiene, a pesar de que globalmente todo el nudo habría podido haber girado, presentando mayores problemas en el dimensionamiento de las uniones entre barras.
Viga	Se considera que un miembro estructural es una viga, si su carga genera flexión en el miembro.

Viga-columna

Viga sometida a flexión, que presenta una cantidad considerable de carga axial en miembros verticales.

Zapata

Tipo de cimentación, ubicado en la infraestructura, su uso es adecuado cuando el terreno tiene propiedades de soporte.

Zapata aislada

Tipo de cimentación que sirve de base a elementos estructurales puntuales como columnas y pilares, de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el subsuelo soporte sin problema la carga que le transmite.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la colonia San Josecito, zona 6 del municipio de Mixco, departamento de Guatemala.

En dicha colonia se determinó que tienen unas rampas de descenso, luego un puente peatonal de un metro de ancho y veinte metros de longitud y posterior a ello nuevamente unas rampas de ascenso hacia la entrada de la colonia, dichas rampas no cuentan con las normas mínimas de reducción de desastres. En tiempo de invierno el nivel de agua casi alcanza la cota de rodadura del puente; por lo que pone en peligro la integridad de las personas que hacen uso de esta infraestructura.

Por tal razón, se decidió realizar la planificación de un puente peatonal de dos metros de ancho por cuarenta y ocho metros de longitud, con el propósito de brindar un mejor servicio a todos los usuarios. El puente fue planificado para que esté apoyado en dos pilares y dividido en tres tramos donde el tramo crítico por diseñar es de veintidós metros.

Entre las actividades necesarias que se desarrollaron para el diseño fueron; actividades de campo como: visita preliminar, levantamiento topográfico, extracción de muestra de suelo para llevarla al laboratorio de suelos, y trabajo de gabinete como: el análisis y diseño estructural de la superestructura (acero estructural), y subestructura (concreto armado). Análisis de los resultados del laboratorio de suelos para encontrar la capacidad soporte de suelo y así diseñar la cimentación (concreto armado), en este caso zapata aislada cuadrada.

También se realiza el estudio hidrogeológico por medio del método racional ya que se forma una microcuenca.

OBJETIVOS

General

Mejorar la calidad de vida de los habitantes; por medio de una infraestructura correcta, tanto para personas sin y con algún impedimento físico, que les permita sortear un accidente geográfico y que los mantenga comunicados con la colonia San Josecito y ruta principal, que conduce a ciudad Quetzal.

Específicos

1. Mejorar las rutas de ingreso y egreso a la colonia San Josecito, zona 6 del municipio de Mixco, departamento de Guatemala.
2. Mejorar la infraestructura existente, por medio de una planificación que sea viable constructivamente, segura y económica.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Mixco pertenece al departamento de Guatemala, con una extensión territorial de 132 km², hay una distancia de 16 kms. entre el municipio y la ciudad capital; con la que se mantiene relación comercial directa, como generación de empleo. El municipio muestra una topografía quebrada de 75 % de su extensión. De las 11 zonas, 10 cuentan con barrancos; solo se exceptúa la zona 3; donde no se ubica ningún accidente geográfico.

La mayoría de los pobladores ha llegado a realizar sus viviendas en zonas donde la topografía del lugar los deja aislados y donde solo tienen un ingreso y egreso a la zona residencial y ha provocado que con poca o ninguna planificación se realice otro ingreso que les permita comunicarse con rutas principales, que les minimicen tiempos y que los mantengan conectados a sus actividades diarias; como son centros de trabajo, educativos, recreativos, religiosos entre otros. En estos lugares, muchas veces la infraestructura realizada no es apta para el uso de personas discapacitadas y no discapacitadas, así como también por la poca planificación no se tomaron en cuenta los factores que hacen que las obras sean, seguras y económicas.

Por lo antes mencionado se desea contribuir con la mejora de la calidad de vida de los vecinos; ubicados en la zona 6 del municipio de Mixco, colonia San Josecito, departamento de Guatemala. Es ahí donde se piensa realizar la planificación para mejorar las rampas actuales de descenso y ascenso que no cuentan con las normas de reducción de desastres número dos (NRD-2), que son las normas mínimas de seguridad en edificaciones e instalaciones de uso público. Además, un puente peatonal de un metro de ancho; por veinte metros

lineales, simplemente apoyado; el cual por inspección ocular se encuentra deteriorado.

Actualmente cuentan con la infraestructura para trasladarse de la carretera que conduce a Ciudad Quetzal hacia la colonia San Josecito y viceversa. Se pretende plantear las soluciones que sean viables constructivamente, seguras y al menor coste posible, para permitir el desarrollo de los vecinos en sus actividades cotidianas, mejorando su calidad de vida y permitiendo que se puedan trasladar desde su vivienda, hasta distintos lugares: trabajos, centros educativos, de salud, religiosos, comerciales, recreativos.

Dentro de las soluciones que pueden ser viables está realizar un puente peatonal de 2 metros de ancho y 48 metros lineales, estos divididos en tres tramos, con apoyos protegidos; ya que pueden ser socavados porque, debido a la topografía del lugar, se forma una microcuenca que en tiempo de estiaje puede provocar resultados negativos a los apoyos.

1. TIPOS DE ESTRUCTURAS Y CARGAS

1.1. Elementos estructurales

En los siguientes subtítulos se realiza la descripción de los elementos estructurales.

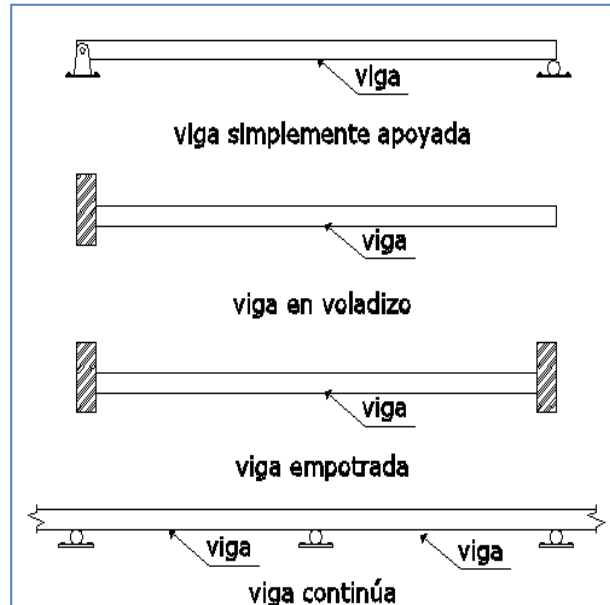
1.1.1. Vigas

Las vigas son elementos rectos horizontales que se usan principalmente para soportar cargas verticales. Con frecuencia se clasifican según la forma en que están apoyadas, como se indica en la figura 1.

Las vigas se diseñan en un principio para resistir momentos de flexión; sin embargo, si una viga no está lo suficientemente peraltada, la fuerza cortante interna puede llegar a ser lo bastante grande, que puede regir el diseño de la viga.

Las vigas de concreto, por lo regular; tienen secciones transversales rectangulares, porque de esta forma es fácil construir directamente en obra. Las vigas de madera pueden obtenerse de una pieza sólida de madera o laminarse. Las vigas laminadas se construyen con secciones sólidas de madera unidas mediante adhesivos de alta resistencia.

Figura 1. **Vigas con diferente tipo de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

1.1.2. **Tensores**

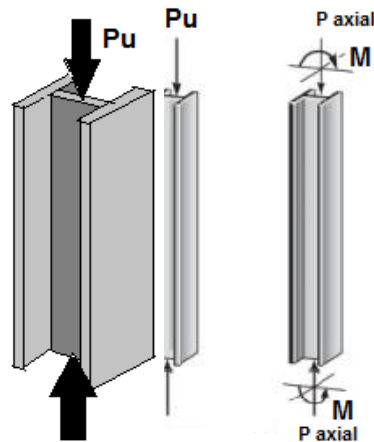
Los elementos estructurales sometidos a una fuerza de tensión suelen denominarse tensores o puntales. Debido a la naturaleza de la carga descrita, estos elementos tienden a ser delgados y suelen elegirse a partir de varillas, barras, o perfiles.

1.1.3. **Columnas**

Los elementos que generalmente son verticales y resisten cargas de compresión axial se conocen como columnas. Los tipos de materiales más utilizados son el metal y concreto con diferente sección transversal. En

ocasiones, las columnas están sujetas simultáneamente a una carga axial y a un momento de flexión.

Figura 2. **Columna resistente a carga axial y momento de flexión**



Fuente: elaboración propia.

1.2. Tipos de estructuras

La combinación de elementos estructurales y los materiales de que están hechos se conoce como sistema estructural. Cada sistema está construido con uno o más de los cuatro tipos básicos de estructuras. Si se clasifican por la complejidad de su análisis de fuerzas, los tipos básicos de estructuras son los siguientes:

1.2.1. Armaduras

Las armaduras consisten en elementos delgados, por lo general colocados en forma triangular. Debido a la disposición geométrica de sus elementos, las cargas que hacen que toda la armadura se deforme se

convierten en cargas de tensión o de compresión en los elementos. Una de las principales ventajas de una armadura en comparación con una viga es que utiliza menos material para soportar una carga determinada. Además, una armadura se construye a partir de elementos largos y delgados, que pueden colocarse de varias maneras para soportar una carga.

1.2.2. Cables y arcos

Otras dos formas de estructura que se usan para cubrir distancias largas son el cable y el arco. Por lo general, los cables son flexibles, soportan cargas de tensión y se utilizan en puentes, y en techos de edificios. Cuando se usa para estos fines, tiene una ventaja sobre la viga y la armadura, en particular en luces mayores a 46 metros.

Dado que los cables siempre están en tensión, no se volverán inestables ni se colapsarán de manera súbita como puede suceder con las vigas o las armaduras. Además, la armadura requerirá costos adicionales para su construcción y un peralte mayor conforme aumente el claro. Por otro lado, el uso de cables solo está limitado por su colgamiento, su peso y los métodos de anclaje que se empleen.

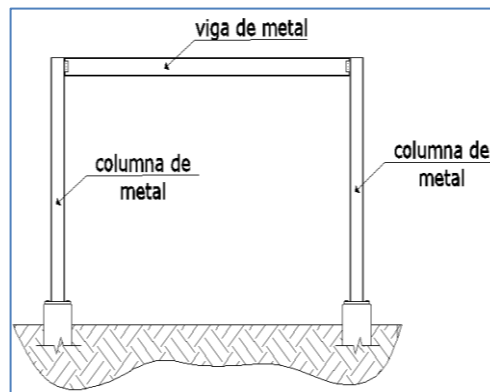
El arco logra su resistencia en compresión, puesto que tiene una curvatura inversa a la del cable. Sin embargo, el arco debe ser rígido a fin de mantener su forma, lo que se traduce en cargas secundarias que involucran fuerzas cortantes y de momento, que se deben considerar en su diseño.

1.2.3. Marcos estructurales

Los marcos suelen usarse en edificios y están compuestos por vigas y columnas conectados rígidamente o mediante articulaciones. Al igual que las vigas, los marcos se extienden en dos o tres dimensiones.

La carga de un marco ocasiona flexión en sus elementos; y si tiene conexiones de unión rígidamente. Por lo general esta estructura es “indeterminada” desde el punto de vista analítico. La resistencia de un marco de este tipo se deriva de las interacciones de momento entre las vigas y las columnas en las uniones rígidamente.

Figura 3. Marco estructural compuesto de columnas y vigas



Fuente: elaboración propia.

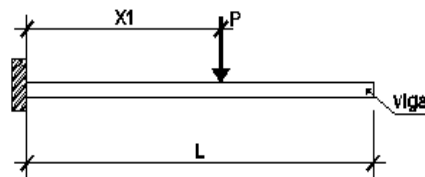
1.3. Cargas

Una vez se ha definido los requisitos dimensionales para una estructura, es necesario conocer las cargas que deberá soportar la estructura. La carga de diseño de una estructura suele estar especificada en códigos. Sin embargo, la responsabilidad definitiva de diseño recae en el ingeniero estructural.

1.3.1. Carga puntual (P)

Es aquella que actúa en una pequeña área o en un punto muy concreto a lo largo de todo el elemento estructural; también es denominada como carga concentrada.

Figura 4. Carga central



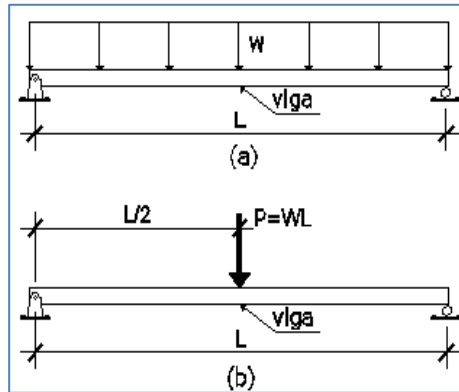
Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior se observa una viga en voladizo donde es afectada por una carga puntual P , que puede afectar a lo largo de todo el elemento donde $0 < X_1 < L$.

1.3.2. Carga uniformemente distribuida (W)

Es aquella que actúa a lo largo de todo el elemento estructural.

Figura 5. **Carga uniformemente distribuida**



Fuente: elaboración propia.

En la figura x a) se observa una viga simplemente apoyada afectada por una carga uniformemente distribuida W , donde esta se puede convertir en una carga puntual aplicada al centroide de la figura, conocida en este caso un rectángulo como en la figura x b).

1.3.3. **Cargas muertas**

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes en la estructura. Las cargas muertas de un edificio pueden ser: el peso de las columnas, vigas, losas, muros, ventanas, instalaciones; sanitarias, eléctrica y equipos permanente rígidos y anclados.

Para la integración de cargas de los materiales se utilizan valores representativos de los pesos de los materiales. Se supone que los pesos unitarios de las cargas muertas son conocidos con relativa certidumbre (coeficientes de variación inferiores al 15 %). De no ser así, se considerará incrementar el factor de mayoración a la carga muerta en cuestión.

1.3.4. Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación, en estas no se debe incluir las cargas de viento y sismo.

Las cargas vivas en las cubiertas no accesibles (losas de techo) son aquellas causadas por los materiales, equipos y trabajadores, utilizados en el mantenimiento.

1.3.5. Cargas de impacto

Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse por ciertos porcentajes, para efectos de diseño, por ejemplo, cuando los vehículos en movimiento se desplazan por un puente pueden rebotar; por lo tanto, pueden transmitir un impacto a la cubierta.

1.3.6. Cargas de viento

Cuando las estructuras bloquean el flujo del viento, la energía cinética del viento se convierte en energía potencial de presión, la cual ocasiona una carga de viento. Para edificios de gran altura o aquellos que tienen una forma o una ubicación que los hace sensibles al viento, se recomienda el uso de un método dinámico para determinar las cargas de viento.

1.3.7. Cargas hidrostáticas

Son presiones de líquidos con peso unitario y altura de tirante de líquido bien conocidas o baja incertidumbre.

1.3.8. Cargas geostáticas

En el diseño de muros de contención y otras estructuras verticales localizadas bajo tierra, debe tomarse el empuje lateral del suelo adyacente. Deben tenerse en cuenta las posibles sobrecargas, tanto vivas como muertas, que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática.

1.3.9. Carga de lluvia

En el diseño estructural de losas de techo se deben considerar los efectos de agua empozada. El agua empozada se produce por obstrucción de los sistemas de drenaje en el techo, el cual puede ocurrir debido a residuos, hojas de árboles o granizo, entre otras fuentes obstrucción.

1.3.10. Cargas de sismo

Los terremotos producen cargas sobre una estructura a través de su interacción con el suelo y las características de su respuesta. Estas cargas resultan de la distorsión de la estructura a causa del movimiento del suelo y la resistencia lateral de la estructura. Su magnitud depende de la cantidad y tipo de aceleraciones del suelo y de la masa y la rigidez, de la estructura. Durante un terremoto el suelo vibra tanto horizontalmente como verticalmente.

2. CARÁCTERÍSTICAS DE UNA ARMADURA DE ACERO

2.1. Factibilidad

Es la utilidad práctica de la estructura; se deben usar materiales disponibles, que puedan manejar los trabajadores de la construcción y las empresas de producción y para ello es importante mantenerse actualizado por los cambios de tecnología y competencia del mercado entre proveedores. Además, considerar la complejidad del diseño, costo monetario, tiempo de construcción y aprobación de los entes reguladores de la construcción.

2.2. Economía

Lo que frecuentemente se desea es una solución simple; por lo que la estructura de bajo costo y buen funcionamiento es muy apreciada; y para ello es conveniente hacer comparaciones de las diferentes opciones.

2.3. Optimización

Con frecuencia el diseñador está motivado por el deseo de originalidad y expresión individual; pero también su diseño debe ser práctico en términos de función y factibilidad; a menudo la solución óptima o la mejor es difícil de encontrar, por lo cual se sugiere ordenar por categorías los diferentes atributos que se desean.

2.4. Ventajas del acero como parte estructural

Una persona que viaja por los países industrializados podría concluir, que el acero es un material perfecto, pues dentro de sus aplicaciones están: puentes, edificios, torres y otras estructuras de acero. Después de ver todas las estructuras de acero, es sorprendente saber, que el acero no se fabricó económicamente en Estados Unidos de América, sino hasta finales del siglo XIX y que las primeras vigas de patín ancho se laminaron hasta 1908.

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso y facilidad de fabricación, en comparación con estructuras de concreto reforzado. Estas y otras ventajas del acero estructural se describirán en detalle en el siguiente párrafo.

2.4.1. Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, como por ejemplo los puentes de grandes claros, en comparación con edificios altos.

2.4.2. Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

2.4.3. Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a la hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos.

2.4.4. Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es el adecuado, durarán indefinidamente; investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que en ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

2.4.5. Ductilidad

Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal, y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no presente esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos; la naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras

dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminente falla.

2.4.6. Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, de propiedades de resistencia y ductilidad. En un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será capaz de resistir grandes fuerzas.

Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

2.5. Desventajas del acero como material estructural

A continuación, se describen las desventajas del acero como material estructural.

2.5.1. Costo de mantenimiento

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión, al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente; el uso de aceros intemperados para ciertas aplicaciones tiende a eliminar este costo.

2.5.2. Costo de protección contra el fuego

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios; el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección a secciones adyacentes de la misma estructura; su protección consiste en materiales aislantes del calor y fuego.

2.5.3. Susceptibilidad al pandeo

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo; pues el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso; pero al usarse en columnas no resulta muy económico, ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

2.5.4. Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzos variables que cierto número límite.

2.5.5. Fractura frágil

En ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y presenta una fractura frágil en lugares con concentración de esfuerzos; las cargas que generan fatiga junto con temperaturas muy bajas agravan la situación.

3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

3.1. Descripción del proyecto

Construcción de un puente peatonal; de dos metros de ancho, de cincuenta y ocho metros de longitud, dividido en tres tramos simplemente apoyados. Para el diseño de la viga secundaria y viga principal se utilizará la filosofía de diseño LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) el cual es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero, en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando factores mayores y menores que la unidad, respectivamente.

Está basado en el criterio de estados límites, por esto también se le conoce como método de diseño por estados límites. Un estado límite define la condición ante la cual el elemento estructural bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura. Para los pilares y cimentación se diseñarán de concreto armado y para ello se utilizarán los siguientes códigos de diseño: ACI 318S-14 para la parte de columnas y cimentación, AASHTO 2017 y AISC 2010 para la parte de acero en el diseño de vigas principales y secundarias y conexión de viga principal con viga secundaria y empalme de vigas principales.

3.2. Caracterización del área de influencia

El área de influencia directa a nivel local abarca 262 viviendas que se encuentran limitadas por dos barrancos laterales donde a través de estos son

evacuadas las aguas negras y grises por los habitantes de las viviendas que colindan con estos.

3.3. Ubicación y localización geográfica

Mixco es un municipio que forma parte del departamento de Guatemala. Se encuentra ubicado en el extremo oeste de la ciudad capital. Se localiza a 90° 34' de longitud oeste y 14° 16' de latitud norte, con un área total de 132 km² y temperatura a 27 grados centígrados.

Territorialmente el municipio está dividido en once zonas, conformadas por colonias, aldeas, cantones y la cabecera municipal. Sin embargo, algunas aldeas son convertidas en colonias, otras son lotificaciones nuevas de reciente población y carácter residencial.

3.4. Topografía

El área de estudio tiene lugar en la zona 6 del municipio de Mixco, con unas pendientes altas entre un 16-31 %, con barrancos laterales con inclinaciones muy altas de 31-54 %. El municipio de Mixco en un 75 % de la extensión del territorio cuenta con una topografía quebrada.

3.5. Aspectos socioeconómicos

Ecuación para realizar proyecciones de población para la colonia de la zona 6 del municipio de Mixco, departamento de Guatemala.

$$P_f = P_o(1 + r)^n$$

P_f = población final

P_0 = población actual = 1 572 habitantes

r = tasa de crecimiento 3 %

n = periodo en años de la proyección (20 años)

Cálculo para población 2039:

$$P_f = (1\ 572) * (1 + 3\ \%)^{20} = 2\ 839\ \text{habitantes}$$

El proyecto cubrirá la demanda de:

Edad: todas las edades

Sexo: ambos sexos

Población: urbana

Situación económica: media y baja

3.6. Servicios

En la actualidad el sector cuenta con alcantarillado sanitario, alcantarillado pluvial, calles pavimentadas, iluminación pública, agua potable y transporte urbano y extraurbano.

3.7. Localización del proyecto

A continuación, se describe la localización del proyecto.

3.7.1. Macrolocalización

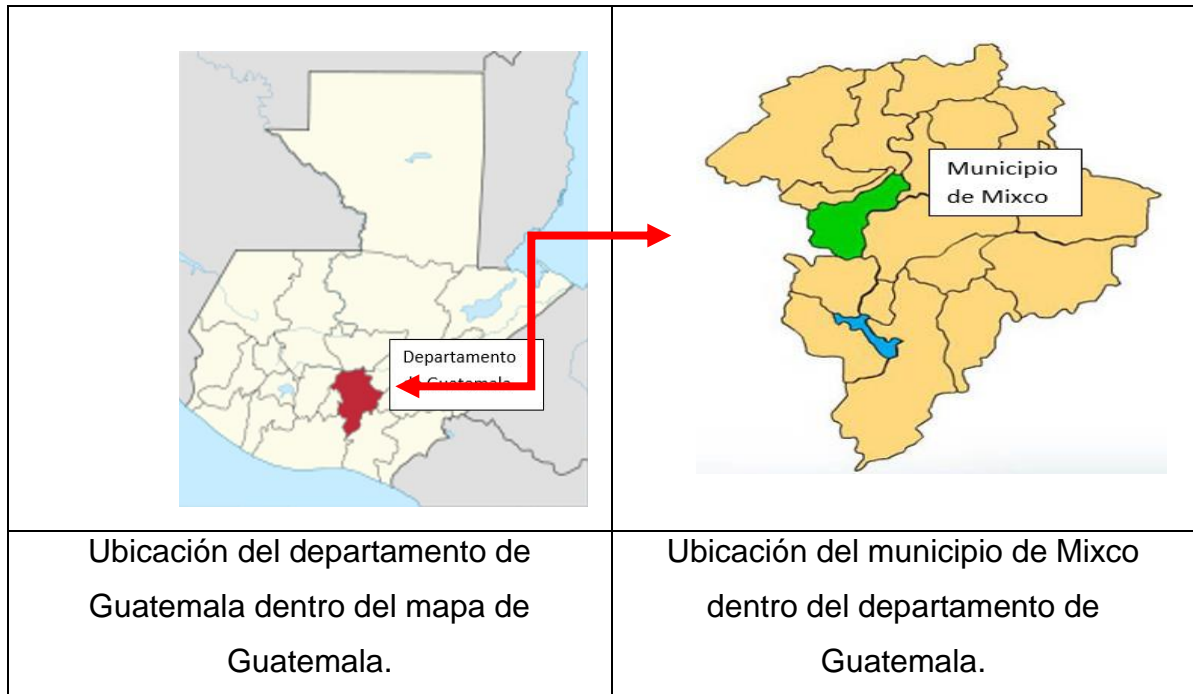
Se encuentra localizado en el municipio de Mixco, departamento de Guatemala.

Figura 6. Macrolocalización del proyecto



Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

Figura 7. **Ubicación de zona 6, dentro del municipio de Mixco**

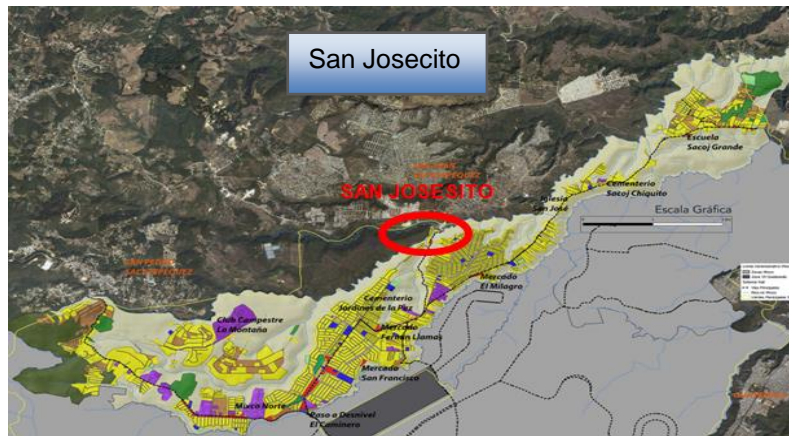


Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

3.7.2. **Microlocalización del proyecto**

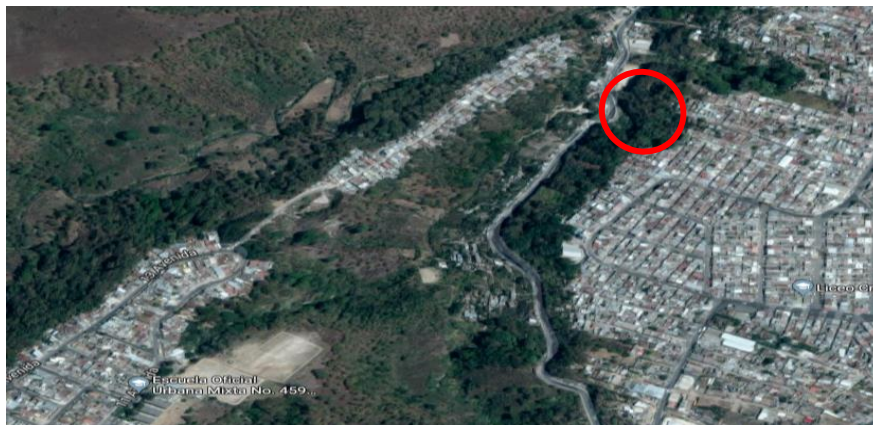
En las figuras siguientes se detalla la microlocalización del proyecto.

Figura 8. **Ubicación de la colonia San Josecito dentro de la zona 6 del municipio de Mixco**



Fuente: Plan de Ordenamiento Territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

Figura 9. **Indicación de colonia San Josecito en 2D zona 6, del municipio de Mixco departamento de Guatemala.**



Fuente: Google Earth Consulta: 16 de marzo de 2020.

Figura 10. **Indicación de colonia San Josecito en 3D, del municipio de Mixco, departamento de Guatemala**



Fuente: Google Earth Consulta: marzo de 2020.

3.8. Rutas actuales de ingreso/egreso a colonia San Josecito

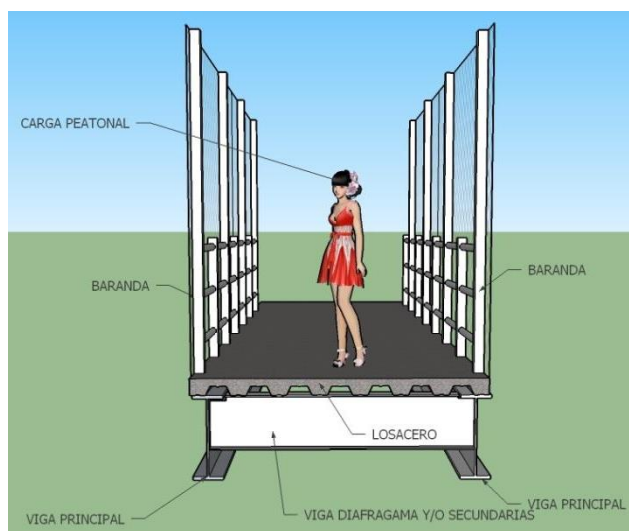
- Ingresando a la colonia el Milagro por la 30 calle; luego se cruza para llegar al bulevar El caminero (11 avenida) hasta el final donde se encontrará un parque para ingresar a la colonia San Josecito.
- Ingresando por carretera a Ciudad Quetzal de forma peatonal en el km. 19, descendiendo unas gradas con cierto grado de inclinación, para llegar al nivel más bajo y cruzar un puente peatonal de un metro de ancho y veinte metros de longitud, para luego ascender otras gradas con las mismas características, para llegar al nivel más alto donde se ubica la colonia San Josecito y viceversa.

4. CÁLCULOS

El diseño de un puente peatonal ubicado en la colonia San Josecito de la zona 6, del municipio de Mixco, con una longitud de 58 metros de longitud y 2 metros de ancho, este según la topografía, permitirá realizar tres tramos, para que sea viable constructivamente, seguro y económico. Estos tramos se analizarán simplemente apoyados, siendo uno de los tramos más críticos el de 22 metros de longitud, este tendrá uso exclusivo para el tráfico peatonal o ciclista, estará compuesto por losacero, barandas en acero, vigas principales, secundarias con vigas tipo WF.

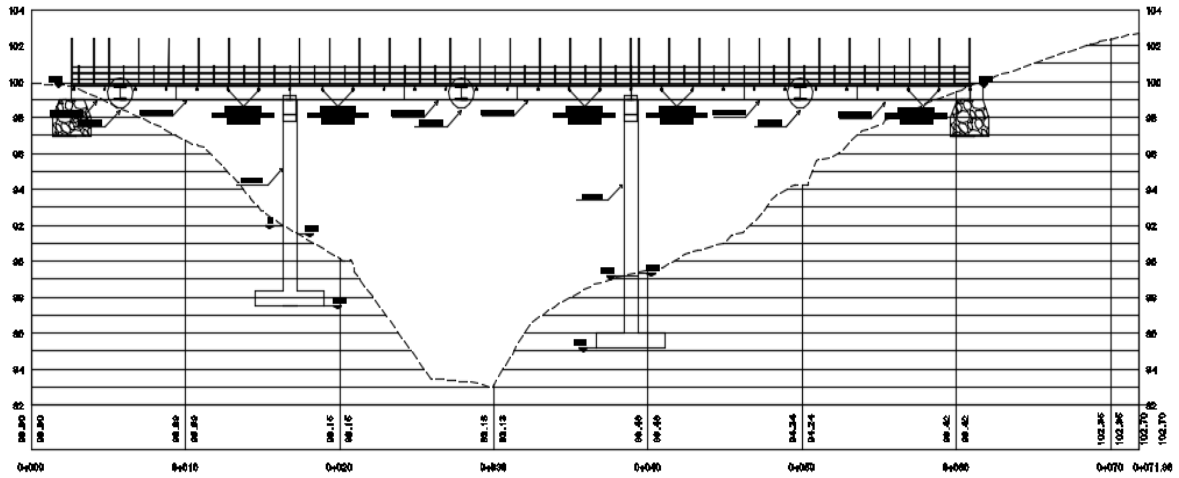
Estos elementos estructurales estarán unidos con pernos o soldadura. Los pilares y cimentación serán de concreto armado.

Figura 11. **Sección transversal del puente**



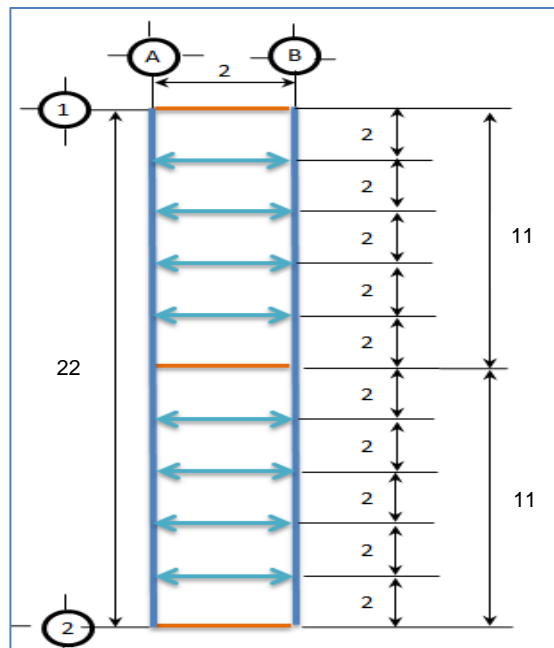
Fuente: elaboración propia, utilizando sketchup 2013.

Figura 12. Sección longitudinal del puente en acero






Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

Figura 13. Planta de tramo crítico



Continuación de la figura 13.

Símbolo	Simbología
	Viga principal
	Viga diafragma (inicio, final y no mayor a 10 metros)
	Vigas secundarias @ 2,00 metros

Fuente: elaboración propia.

4.1. Integración de cargas

En los siguientes subtítulos se detalla la integración de cargas.

4.1.1. Tipos de carga

Se considerarán las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

4.1.1.1. Cargas permanentes

Denominación	tipo de carga
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
EH	Empuje horizontal del suelo
ES	Sobrecarga de suelo
EV	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

4.2. Losacero

Losacero es un sistema de entrepiso metálico que utiliza un perfil laminado diseñado para anclar perfectamente con el concreto y formar la losa de azotea o entrepiso. La losacero tiene tres funciones principales de acuerdo con el *Steel Deck Institute* (SDI): La primera actuar como plataforma de trabajo durante la construcción, es decir sirve como cimbra para el colado. La segunda es proveer el refuerzo positivo por flexión a la losa de concreto y la tercera es proveer resistencia para cargas horizontales.

Elementos que la conforman:

- Vigas de acero
- Conectores de cortante
- Losas (concreto+losacero)
- Refuerzo por temperatura

4.2.1. Refuerzo por temperatura

El refuerzo por temperatura es a base de una malla electrosoldada, por lo que la recomendación del SDI es que el área de acero mínima deberá ser igual a 0,00075 veces el área del concreto sobre el *deck*.

El refuerzo mínimo por temperatura no es aplicable a losas con cargas vivas móviles como es el caso de estacionamientos de autos, en donde se debe considerar la losa continua con su acero de refuerzo para momento negativo. Para los bordes perimetrales y huecos en donde se considere la lámina en cantiléver, es obligatorio calcular el acero de refuerzo negativo por colocar en la parte superior de la losa.

Las tablas de capacidad de carga están realizadas considerando a la losacero como acero de refuerzo para momento positivo en claro, simplemente apoyado y articulado sobre los apoyos, esto es que se asume que la losa se agrietara sobre cada apoyo.

La malla por temperatura ayuda a resistir en forma parcial las tensiones que puedan resultar en el concreto sobre el apoyo, nunca debe ser considerada como refuerzo para momento negativo, por lo cual, si el diseñador requiere una losa continua, deberá diseñar el acero de refuerzo negativo de acuerdo con las técnicas convencionales de diseño de concreto reforzado.

El eficiente patrón de identificación, localizado en las paredes de cada canal de la losacero actúa como conector mecánico que ayuda a incrementar la adherencia entre la losacero y el concreto, evitando además del deslizamiento, logrando un desempeño como una sola unidad y evitando la separación vertical.

El concreto actúa como elemento de compresión efectivo y rellena los canales de la losacero proporcionando una superficie plana para los acabados de la losa.

Está diseñada para soportar carga muerta completa del concreto antes del fraguado, por lo que la lámina soporta el peso, sirviendo como cimbra. Una vez fraguado el concreto, este trabaja en conjunto con el acero como un solo cuerpo estructural.

Dependiendo de la separación entre los apoyos, el concreto sobre la cresta y el calibre de la losacero obtienen diferentes capacidades de carga como cimbra. Asimismo, de acuerdo con los criterios de cargas temporales,

esfuerzos y deflexiones del SDI, se incluyen recomendaciones de máximo claro sin apuntalar, con esto, se permite trabajar en varios niveles al mismo tiempo y varias disciplinas, ahorrándose tiempo en edificación.

Después de que el concreto adquiere su resistencia propia, la sobrecarga de diseño es soportada por la sección compuesta en donde la losacero provee refuerzo positivo del entrepiso.

4.2.2. Consideraciones

Cálculo de las propiedades de la losacero utilizado como plataforma de trabajo.

Las propiedades de la sección fueron calculadas según el manual de perfiles rolados en frío de las especificaciones del *American Iron and Steel Institute* (AISI) edición 2007/S2-10.

Los esfuerzos en la losacero no deben de exceder la resistencia admisible de $\frac{f_y}{\Omega}$ o un máximo de 36 Ksi bajo la combinación de cargas de concreto fresco y de su peso propio; y las siguientes cargas vivas de construcción 98 kg/m² de carga viva o 68 kg de carga concentrada sobre una sección de 30,48 cm de losacero. La deflexión bajo la carga uniforme de concreto más la carga de la losacero no debe exceder la relación de L/180 o $\frac{3}{4}$ ".

4.2.3. Viga compuesta con losacero

Para la construcción de una viga compuesta se puede utilizar el sistema de losacero y una viga de acero. Estas se unen por medio de un dispositivo llamado conector de cortante, crean un solo cuerpo estructural. Así, la losa de

concreto se convierte en el patín de compresión de la viga compuesta mientras que la sección del acero soporta los esfuerzos de tensión.

Pueden presentarse dos condiciones de distribución de esfuerzos:

- Cuando las crestas de la losacero están orientadas perpendicularmente a la viga.
- Cuando las crestas de la losacero están orientadas paralelamente a la viga.

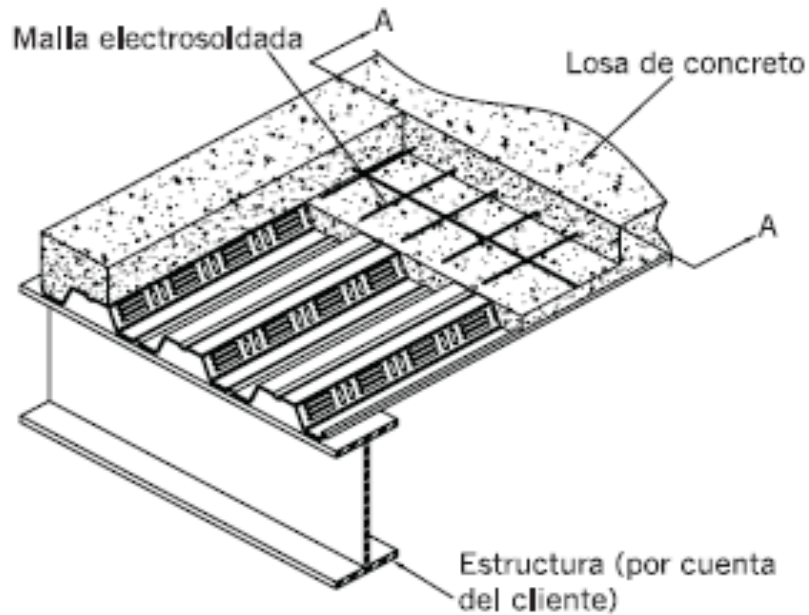
El cálculo de las vigas de acero compuestas debe estar de acuerdo con el capítulo I (diseño de miembros compuestos) de la especificación ANSI/AISC360-10, la cual corresponde a edificios de acero estructurales. Este capítulo se edita en español como: especificaciones para edificios de acero, por la Asociación Latinoamericana del Acero (ALACERO), en su versión más reciente.

4.2.4. Acción compuesta

La losacero fue diseñada para usarse como losa compuesta, por lo que los elementos principales que la conforman son el perfil acanalado metálico, concreto y malla electrosoldada y opcionalmente los pernos de cortante.

El término losacero se define como un sistema en el cual se logra la interacción del perfil metálico con el concreto, por medio de las indentaciones que trae consigo el perfil. Parte del espesor del concreto se convierte en el patín de compresión, mientras el acero resiste los esfuerzos de tensión, y la malla electrosoldada resiste los esfuerzos ocasionados por los cambios de temperatura en el concreto.

Figura 14. **Componentes de una losacero**



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

4.2.5. **Recomendaciones**

- El concreto deberá tener un mínimo $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- NO adicionar al concreto ningún aditivo que contenga cloruro de sodio, y que este reacciona al contacto con el zinc.
- El revenimiento del concreto debe ser de 12 cm.

4.2.6. **Pesos totales de la losacero (kg/cm^2) (lámina + concreto)**

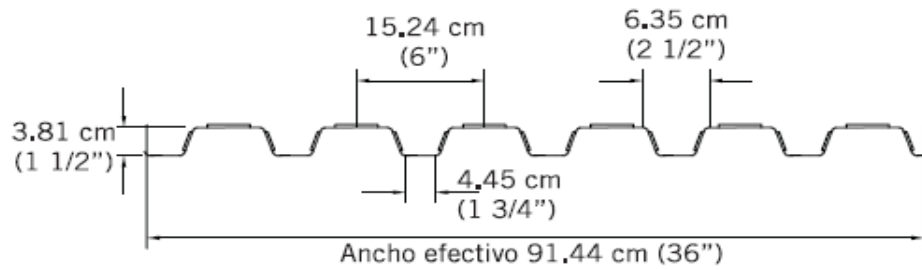
En las tablas I y II se detalla la losacero 15 y 25.

Tabla I. **Losacero 15**

		Espesor de la losa (cm)				
losacero 15	Calibre	5	6	8	10	12
	18	165	189	237	285	333
	20	162	186	234	282	330
	22	161	185	233	281	329
Peralte total de la losacero (cm)		8,8	9,8	11,8	13,8	15,8
volumen de concreto (m3/m2)		0,0634	0,0734	0,0934	0,1134	0,1334

Fuente: Ternium México. *Manual de instalación ternium losacero*. p. 12.

Figura 15. **Sección transversal de una lámina losacero 15**



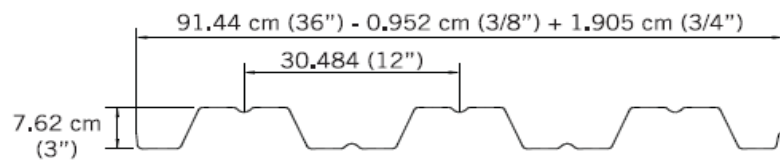
Fuente: Ternium México. *Manual de instalación ternium losacero*. p. 10.

Tabla II. **Losacero 25**

		Espesor de la losa (cm)				
losacero 25	Calibre	5	6	8	10	12
	18	209	233	281	329	377
	20	206	230	278	326	374
	22	205	229	277	325	373
Peralte total de la losacero (cm)		11,3	12,3	14,3	16,3	18,35
volumen de concreto (m3/m2)		0,0816	0,0916	0,1116	0,1316	0,1516

Fuente: Ternium México. *Manual de instalación ternium losacero*. p. 12.

Figura 16. **Sección transversal de una lámina losacero 25**



Fuente: Ternium México. *Manual de instalación ternium losacero*. p. 10.

4.2.7. Especificaciones de armado por temperatura para diferentes espesores de concreto

En la tabla III se describen las electromallas recomendadas según el espesor del concreto.

Tabla III. **Electromallas recomendadas según el espesor de concreto sobre el deck**

Concreto	Malla de acero recomendada por temperatura según el SDI
Espesor (cm)	
5	Malla 6*6-10/10 (0,61 cm ² /m)
6	Malla 6*6-10/10 (0,61 cm ² /m)
8	Malla 6*6-10/10 (0,61 cm ² /m)
10	Malla 6*6-8/8 (0,87 cm ² /m)
12	Malla 6*6-6/6 (1,23 cm ² /m)

Fuente: Ternium México. *Manual de instalación ternium losacero*. p. 12.

As mínima por temperatura = 0,00075 veces el área de concreto sobre el deck, según ANSI/SDIC 2011.

- Losacero

Para la losacero se usará una lámina calibre 22, tipo 25, la cual indica que tiene un peralte de 2,5 pulgadas de alto entre el valle y la cresta. Asimismo, una fundición de concreto de 6 centímetros de peralte sobre la cresta. Los fabricantes recomiendan para este tipo de calibre de lámina, haya apoyos a cada 2 metros. Esta lámina el concreto tiene un peso de 229 kg/m². El refuerzo por temperatura que se utilizará en una electromalla es de 6*6-10/10.

Se convertirá la carga de kg/m² a lb/ft²

$$Losacero = 229 \frac{kg}{m^2} * \frac{(1 m)^2}{(3,28 ft)^2} * \frac{2,20 lb}{1 kg} = 46,83 \frac{lb}{ft^2}$$

$$\text{sobrecarga} = 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{(1 \text{ m})^2}{(3,28 \text{ ft})^2} * \frac{2,20 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 8,17 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$\text{mezclón en pañuelos} = (0,02 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{(1 \text{ m})^2}{(3,28 \text{ ft})^2} * \frac{2,20 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} = 9,81 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

La carga de la losacero, se tiene que distribuir entre las dos vigas que se encuentran paralelamente a una distancia de 2 metros, es decir, un ancho tributario de un metro.

$$w_{\text{losacero}} = 65 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 3,28 \text{ ft} = 213,2 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$M_{\text{losacero}} = \frac{213,2 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (72,16 \text{ ft})^2}{8} = 138768,29 \text{ lb} - \text{ft}$$

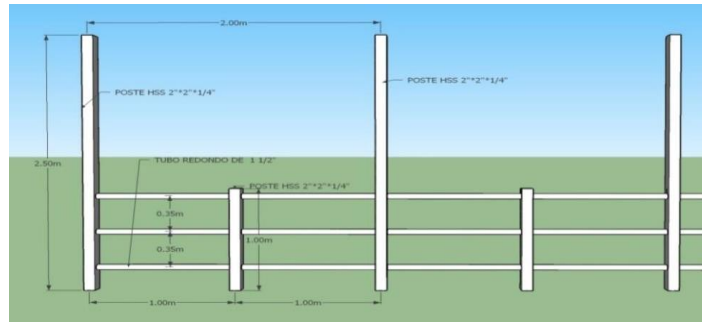
$$V_{\text{losacero}} = \frac{213,2 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 72,16 \text{ ft}}{2} = 7292,25 \text{ lb}$$

4.3. Baranda

Para la elaboración de la baranda se utilizarán postes de sección cuadrada, HSS de 2" * 2" * 1/4" a cada 2 metros y un poste intermedio de 1 metro de alto. Para los peldaños, se utilizarán 3 peldaños perpendiculares a los postes de la baranda; con diámetro de 1 1/2" * 3/16", para protección se empleará una malla ciclónica de 2" * 2", para protección y seguridad de los usuarios. Esta baranda varía a ambos extremos sobre las vigas principales.

El siguiente material se utiliza para la elaboración de 2 metros de longitud de baranda, la cual ayuda para calcular el peso/ml asimismo para cuantificación.

Figura 17. **Sección longitudinal de la baranda en metal**



Fuente: elaboración propia, utilizando sketchup 2013.

Tabla IV. **Descripción de los pesos de la baranda**

Cantidad	Unidad	Descripción	Peso/elemento (kg/m)	Sub-total peso (kg)
2	Unidades	Poste HSS 50*50*3 mm de 2 metros de alto ¹	4,25	17,00
1	Unidad	Poste HSS 50*50*3 mm de 2 metros de alto ¹	4,25	4,25
6	unidades	Peldaños de tubo con diámetro 1 1/2''*3mm de un metro de largo ¹	3,35	20,10
2	m	De malla ciclónica de cuadro de 2''*2'' de 2 metros de alto	3,925	7,85
Los datos obtenidos de especificaciones técnicas de perfil estructural tubular negro y galvanizado ASTM 500 (NTC 4526)				49,20

Fuente: elaboración propia.

$$w_{baranda} = \frac{49,20 \text{ kg}}{2 \text{ m}} = 24,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \frac{2,20 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{1 \text{ m}}{3,28 \text{ ft}} = 16,5 \text{ lb/ft}$$

Momento por carga de baranda

$$M_{baranda} = \frac{w_{baranda} * L^2}{8}$$

$$M_{baranda} = \frac{16,50 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (72,16 \text{ ft})^2}{8} = 10414,13 \text{ lb} - \text{ft}$$

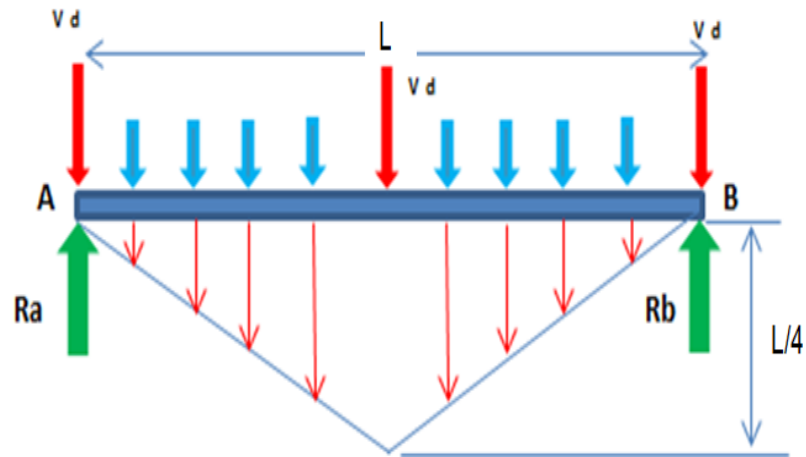
Corte generado por la carga de la baranda

$$V_{baranda} = \frac{16,50 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 72,16 \text{ ft}}{2} = 595,32 \text{ libras}$$

4.3.1. Vigas secundarias

Las vigas secundarias irán perpendicularmente a la posición de las vigas principales y sostendrán la losacero. Para que no haya desperdicio en la losacero se modelará de tal forma que sea en múltiplos de su longitud, es decir, 2 metros.

Figura 18. Diagrama de líneas de influencia



Fuente: elaboración propia.

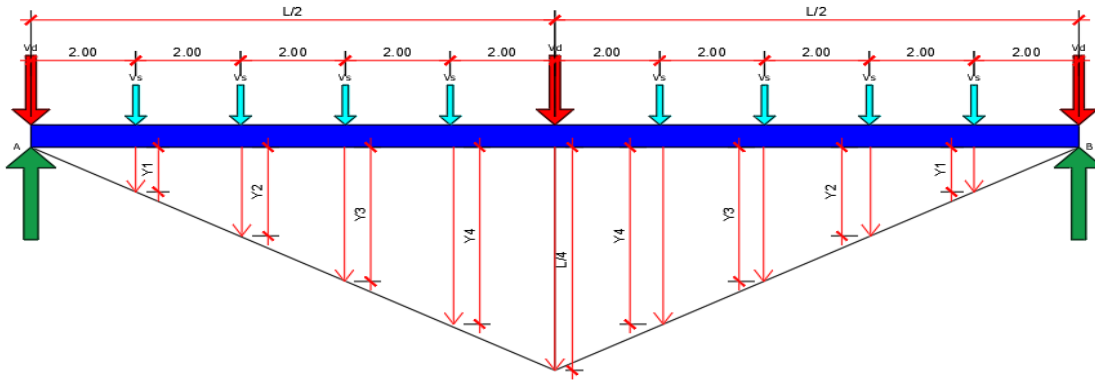
Tabla V. Simbología en el diagrama de líneas de influencia

Símbolo	Simbología
	Viga diafragma
	Viga secundaria
	Reacciones en apoyos
	Líneas de influencia

Fuente: elaboración propia.

Para encontrar el momento máximo que generan las vigas secundarias, se utilizará el método de líneas de influencia.

Figura 19. Resultados de las líneas de influencia



Fuente: elaboración propia.

Para encontrar los valores de las líneas de influencia Y_1 , Y_2 , Y_3 y Y_4 , se recurrirá al método de triángulos semejantes. Encontrando Y_1 :

$$\frac{Y_1}{\frac{L}{4}} = \frac{2}{\frac{L}{2}} \rightarrow \frac{4Y_1}{L} = \frac{4}{L} \rightarrow Y_1 = 1$$

Encontrando Y_2 :

$$\frac{Y_2}{\frac{L}{4}} = \frac{4}{\frac{L}{2}} \rightarrow \frac{4Y_2}{L} = \frac{8}{L} \rightarrow Y_2 = 2$$

Y así sucesivamente hasta llegar a determinar que $Y_3 = 3$ y $Y_4 = 4$.

Para encontrar el momento que generan las vigas secundarias, en la viga principal; se utilizará la siguiente fórmula.

$$\sum_{Y=1}^n V_S * Y_1 + \dots + V_S * Y_n$$

$$M_{V_S} = [V_S(1) + V_S(2) + V_S(3) + V_S(4) + V_S(5)] * 2 = 30 V_S$$

Corte máximo de las vigas secundarias

Haciendo estática de las vigas secundarias se tiene:

$$\sum F_V = 0$$

$$R_a - 8V_S + R_b = 0$$

$$R_a + R_b = 8V_S$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_A(0) + 2V_S + 4V_S + 8V_S + 12V_S + 14V_S + 16V_S + 18V_S - 20R_B = 0$$

$$80V_S = 20R_b$$

$$4V_S = R_b$$

$$R_a + 4V_S = 8V_S$$

$$R_a = 8V_S - 4V_S$$

$$R_a = 4V_S$$

4.3.2. Diseño de vigas secundarias

Luz libre de las vigas secundarias = 2 m = 6,56 pies

Sección por utilizar viga W

Chequeos por realizar

Flexión y deflexión

Para el diseño de la viga secundaria es necesaria la integración de las cargas que estas van a soportar. Las cuales son:

- Cargas muertas

- Carga por el peso propio
- Carga de la losacero
- Cargas vivas
 - Carga peatonal

Área tributaria

$$A_t = \left(\frac{2}{2} + \frac{2}{2}\right) * 2 = 4 \text{ m}^2 * \left(\frac{3,28 \text{ ft}}{1 \text{ m}}\right)^2 = 43,03 \text{ ft}^2$$

Losacero

$$Losacero = 65 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

Carga de losacero en libras dentro del área tributaria.

$$C_{Losacero} = 65 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} * 43,03 \text{ ft}^2 = 2796,95 \text{ libras}$$

Carga uniformemente distribuida

$$w_{losacero} = \frac{2796,95 \text{ libras}}{6,56 \text{ ft}} = 426,36 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$M_{losacero} = \frac{426,36 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (6,56 \text{ ft})^2}{8} = 2293,48 \text{ lb} - \text{ft}$$

$$V_{losacero} = \frac{426,36 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 6,56 \text{ ft}}{2} = 1398,46 \text{ lb}$$

- Carga propia

Se determinará una carga por peso propio de 20 lb/ft esta puede variar según sea su diseño.

$$M_{carga\ propia} = \frac{20 \frac{lb}{ft} * (6,56ft)^2}{8} = 107,58 lb - ft$$

$$V_{carga\ propia} = \frac{20 \frac{lb}{ft} * 6,56 ft}{2} = 65,60 lb$$

- Cargas peatonales (PL)

- Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa (3,6kN/m²) en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.
- Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa (4,1kN/m²). 85,67 lb/ft².
- Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

Carga de peatonal en libras, dentro del área tributaria.

$$C_{peatonal} = 85,67 \frac{lb}{ft^2} * 43,03ft^2 = 3686,41 \text{ libras}$$

Carga uniformemente distribuida

$$w_{peatonal} = \frac{3686,41 \text{ libras}}{6,56 \text{ ft}} = 561,95 \frac{lb}{ft}$$

$$M_{peatonal} = \frac{561,95 \frac{lb}{ft} * (6,56ft)^2}{8} = 3022,86 \text{ lb} - ft$$

$$V_{peatonal} = \frac{561,95 \frac{lb}{ft} * 6,56 \text{ ft}}{2} = 1843,20 \text{ lb}$$

Tabla VI. **Resumen de carga y momento para el diseño de la viga secundaria**

Tipo de carga	Carga (lb)	W (lb/ft)	Factor de carga	Wu (lb/ft)
Losacero	1421,21	426,36	1,2	511,63
Peso propio viga		20,00	1,2	24
peatonal	3686,41	561,95	1,6	899,12
	Total	1008,31		1434,75*

Fuente: elaboración propia.

Elección de la viga W8*15

Tabla VII. **Propiedades mecánicas de la viga W 8*15**

	W8X15			
A =	4,44	in.^2	28,645 1	cm.^2
d =	8,11	in.	20,599 4	cm.
tw =	0,245	in.	0,6223	cm.
bf =	4,01	in.	10,185 4	cm.
tf =	0,315	in.	0,8001	cm.
k(des) =	0,615	in.	1,5621	cm.
k(det) =	0,8125	in.	2,0637 5	cm.
k1 =	0,5625	in.	1,4287 5	cm.
T =	6,5	in.	16,51	cm.
gage =	2,25	in.	5,715	cm.
wt./ft. =	15	plf.	22,322 7	Kg/m
bf/(2*tf)	6,37			
h/tw =	28,1			
Ix =	48	in.^4	1997,9 1	cm.^4
Sx =	11,8	in.^3	193,36 7	cm.^3
rx =	3,29	in.	8,3566	cm.

Continuación de la tabla VII.

Zx =	13,6	in. ³	222,86 4	cm. ³
ly =	3,41	in. ⁴	141,93 5	cm. ⁴
Sy =	1,7	in. ³	27,858	cm. ³
ry =	0,876	in.	2,2250 4	cm
Zy =	2,67	in. ³	43,753 5	cm. ³
rts =	1,06	in.	2,6924	cm.
ho =	7,8	in.	19,812	cm.
J =	0,137	in. ⁴	5,7023 7	cm. ⁴
Cw =	51,8	in. ⁶	13910, 2	cm. ⁶
a =	31,29	in.	79,474 6	cm.
Wno =	7,81	in. ²	50,387	cm. ²
Sw =	2,47	in. ⁴	102,80 9	cm. ⁴
Qf =	2,31	in. ³	37,854 1	cm. ³
Qw =	6,64	in. ³	108,81	cm. ³

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Propiedades físicas de la viga W 8*15 medidas en pulgadas**

Fy	36 000	Psi	2 531,05	Kg/cm ²
Fu	58 000	Psi	4 077,80	Kg/cm ²
Fye	54 000	Psi	3 796,58	Kg/cm ²
Fue	63 800	Psi	4 485,58	Kg/cm ²
E	29 000 000	Psi	2 038 901,78	Kg/cm ²
Densidad	490	Lb/ft ³	7 849,80	Kg/cm ³

Fuente: elaboración propia.

Controles de pandeo local

Esbeltez de patines

$$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2*t_f} < 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Tabla B4.1b AISC 2010 Especificaciones}$$

$$\lambda_{ala} = \frac{5 \text{ in}}{2 * (0,36 \text{ in})} < 0,38 * \sqrt{\frac{2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$6,94 < 10,78 \text{ cumple}$$

Esbeltez del alma

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Tabla B4.1b AISC 2010 Especificaciones}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{3,50}{0,24} < \lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$\lambda_{alma} = 14,58 < \lambda_p = 106,72 \text{ cumple}$$

Aplicar sección F2 AISC 2010 Especificaciones

Longitud no arriostrada lateralmente $L_b = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

Longitud no soportada lateralmente máxima para lograr que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto L_p

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ AISC 2010 (F2-5)}$$

$$L_p = 1,76(0,876 * 2,54) \sqrt{\frac{2\,038\,901,78}{2\,531,05}} = 111,15 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 1,11 \text{ m}$$

Factor r_{ts}

$$R_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \text{ AISC 2010 (F2-7)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{3,41 \text{ in}^4 * 51,8 * \text{in}^6}}{11,8 \text{ in}^3} = 1,06 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 2,70 \text{ cm}.$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7 * F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}} \text{ AISC 2010 (F2-6)}$$

$$\frac{E}{0,7 * F_y} = \frac{29\,000\,000}{0,7 * 36\,000} = \frac{29\,000\,000}{25\,200} = 1\,150,79$$

$$\frac{0,70 * F_y}{E} = \frac{0,7 * 36\,000}{29\,000\,000} = \frac{25\,200}{29\,000\,000} = 0,00087$$

$$\frac{Jc}{S_x h_0} = \frac{0,137 \text{ in}^4}{11,8 \text{ in}^3 * 7,8 \text{ in}} = 0,0015$$

$$L_r = 1,95(1,06in) * 1\,150,79 \sqrt{0,0015 + \sqrt{(0,0015)^2 + 6,76 * (0,00087)^2}}$$

$$* \frac{0,0254\,m}{1\,in} = 3,91\,m$$

Si $L_b < L_p$ el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica

Si $L_p \leq L_b < L_r$ pandeo lateral torsional inelástico (zona 2)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

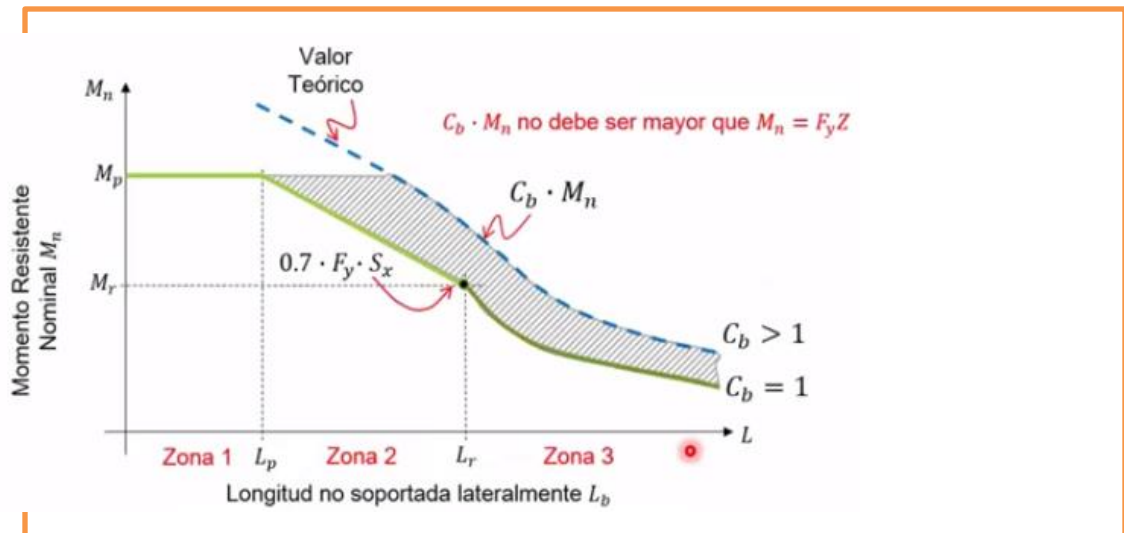
AISC 2010 especificaciones (F2-2)

Si $L_b \geq L_r$ pandeo lateral torsional elástico (zona 3)

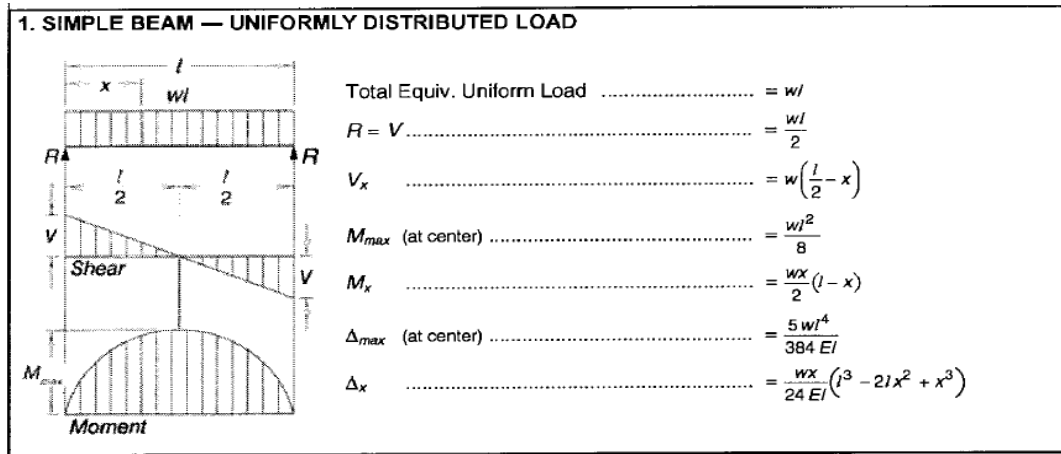
$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

AISC 2010 especificaciones (F2-3)

Figura 20. **Corte, momento y deflexión para una viga simplemente apoyada**



Continuación de la figura 20.



Fuente: elaboración propia.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

AISC 2010 Especificaciones (F1-1)

Momentos a $L/4$, $L/2$ y a $3/4 L$ donde $W_U=1\ 434,75$ lb/ft y $L=6,56$ ft

Tabla IX. **Resumen de momentos a L/4, L/2 a 3/4L de la viga**

X	Mx	Lb-ft
L/4 = MA	$\frac{wu * l}{4 * 2} * \left(l - \frac{l}{4}\right) = \frac{3wu * l^2}{32}$	5 788,35
L/2 momento máximo= MB	$\frac{wu * l}{2 * 2} * \left(l - \frac{l}{2}\right) = \frac{wu * l^2}{8}$	7 717,80
3/4 L =MC	$\frac{3wu * l}{4 * 2} * \left(l - \frac{3l}{4}\right)$ $= \frac{3wu * l^2}{32}$	5 788,35

Fuente: elaboración propia.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

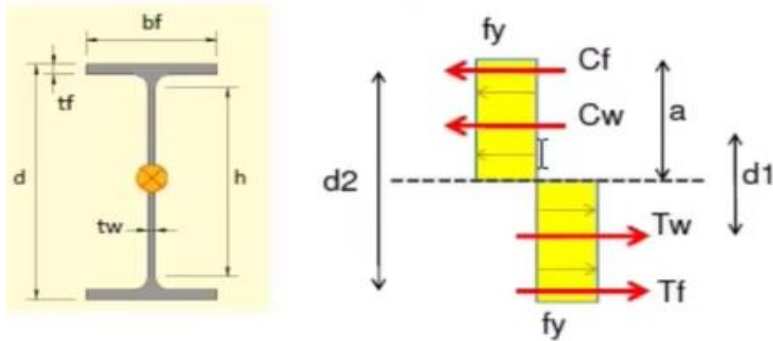
$$C_b = \frac{12,5 * 7 717,80}{2,5 * 7717,80 + 3 * 5 788,35 + 4 * 7 717,80 + 3 * 5 788,35} \leq 3$$

$$1.13 \leq 3 \text{ Chequea}$$

4.3.3. Diseño por flexión

Hipótesis de diseño.

Figura 21. Hipótesis de diseño para viga I



Fuente: elaboración propia.

Momento plástico

$$M_p = \left(\frac{t_w h^2}{4} + b_f * t_f * (d - t_f) \right) * f_y = Z_x * f_y \text{ AISC 2010 especificaciones F2-1}$$

$$M_p = \left(\frac{0,62(16,51)^2}{4} + 10,19 * 0,80 * (20,60 - 0,80) \right) * 2\,531,05 \frac{kg}{cm^2}$$

$$= 515\,472,18 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p = 5\,154,72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

AISC 2010 Especificaciones (F2-2)

$$M_n = 1,13 [515472,18 - (515\,472,18 - 0,7 * 2\,531,05 * 193,37) \left(\frac{200 - 111}{391 - 111} \right)]$$

$$\leq M_p$$

$$52\,0391,72 \text{ kg} - \text{cm} * \leq M_p$$

Como

$$M_n > M_p \text{ usar } M_n$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_{px}$$

$$\phi_b M_{px} = 0,9 * 52\,0391,72 \text{ kg} - \text{cm} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * \frac{3,28 \text{ ft}}{1 \text{ m}} = 37\,551,46 \text{ lb} - \text{ft}$$

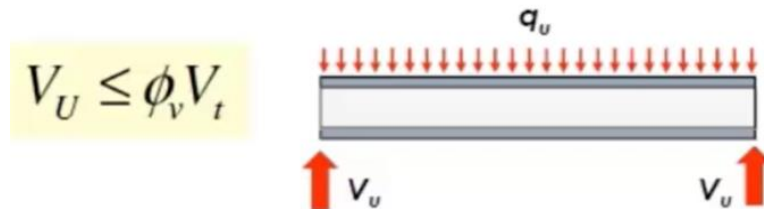
$$7\,717,80 \text{ lb} - \text{ft} < 33\,298,15 \text{ lb} - \text{ft} \text{ OK cumple}$$

4.3.4. Diseño a corte

$$V_U \leq \phi_v V_t$$

$$V_u = \frac{wl}{2} = \frac{1\,434,75 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 6,56}{2} = 4\,705,98 \text{ lb}$$

Figura 22. **Viga con carga uniformemente distribuida**



Fuente: elaboración propia.

$$A_w = h * t_w$$

$$A_w = 16,51 \text{ cm} * 0,62 \text{ cm} = 10,24 \text{ cm}^2$$

Cálculo del factor cv

$$\frac{h}{t_w} < 1,10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

AISC 2010 especificaciones (G2-3)

Donde $K_v = 5,34$

AISC 2010 especificaciones (G2-1i)

$$\frac{16,51}{0,62} < 1,10 \sqrt{\frac{5,34 * 2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$26,53 < 72,15$$

$$\phi V_t = \phi_V 0,6 * C_v * A_w * f_y$$

Según AISC 2010 especificaciones (G2-1)

Donde $C_v = 1$

AISC 2010 especificaciones (G2-3)

$$\phi_V = 1$$

AISC 2010 especificaciones (G2-2)

$$\phi V_t = 1 * 0,6 * 1 * 10,24 \text{ cm}^2 * 2\,531,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 15\,550,77 \text{ kg} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}}$$

$$= 34\,211,69 \text{ lb}$$

$$34\,211,69 \text{ lb} > 4\,705,98 \text{ lb ok chequea}$$

4.3.5. Chequeo por deflexión

$$\Delta = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta = \frac{5 * \left(1\,008,31 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) * \left(6,56 \text{ ft} * \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)^4}{384 * 29\,000\,000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} * 48 \text{ in}^4} = 33 * 10^{-9} \text{ in}$$

$$\Delta = \frac{L}{260} = \frac{6,56 \text{ ft} * \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}}{260} = 0,30 \text{ in}$$

$$33 * 10^{-9} \text{ in} < 0,30 \text{ in} \text{ ok chequea}$$

Nota: para las vigas secundarias se utilizaran vigas W 8*15, a cada dos metros. Por lo que el peso de cada viga será de $15 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 6,56 \text{ ft} = 98,4 \text{ lb}$, el peso será dividido en dos; ya que estas serán soportadas por las vigas principales, por lo que el peso soportado por cada viga principal será de $\frac{98,4}{2} \text{ lb} = 49,2 \text{ lb}$. El momento que generan las vigas secundarias, en la viga principal será el momento obtenido por el diagrama de líneas de influencia.

$$M_{V_s} = 20 V_s = 20 * (49,2 \text{ lb}) = 984 \text{ lb} - \text{ft}$$

$$V_{max} = 4 * (49,2 \text{ lb}) = 196,8 \text{ lb}$$

4.4. Viga principal

Las vigas principales irán paralelamente entre ellas, con una separación entre ejes de las vigas de 2 metros, se tendrán que integrar las cargas que estarán sobre éstas, las mismas tendrán una longitud de 22 metros de largo; 72,16 ft. (Para ver el predimensionamiento y diseño ver después del chequeo de flexión y deflexión de las vigas secundarias).

Se procederá a realizar un cuadro resumen de las cargas y momentos obtenidos para obtener un pre dimensionamiento de la viga principal y viga diafragma.

4.4.1. Cargas transitorias

EQ	Sismo
LS	Sobrecarga viva
PL	Sobrecarga peatonal
SE	Asentamiento
SH	Contracción
WL	Viento sobre la carga
WS	Viento sobre la estructura

4.4.2. Carga peatonal

Ancho tributario = 1 m = 3,28 ft

Longitud de diseño = 22 m = 72,16 ft

Carga de peatonal en libras, dentro del área tributaria

$$C_{peatonal} = 85,67 \frac{lb}{ft^2} * 3,28 ft = 280,99 \frac{lb}{ft}$$

Carga uniformemente distribuida

$$M_{peatonal} = \frac{280,99 \frac{lb}{ft} * (72,26ft)^2}{8} = 18 2891,67 lb - ft$$

$$V_{peatonal} = \frac{280,99 \frac{lb}{ft} * 72,16ft}{2} = 10 138,12 lb$$

Tabla X. **Resumen de las cargas que afectan a la viga principal A**

Tipo de carga	Carga (lb/ft ²)	W (lb/ft)	Momento (lb-ft)
Losacero	66,25	217,30 lb/ft	141 436,91
baranda	-----	16,5 lb/ft	10 739,57
Vigas secundarias	-----		1 049,60
Viga principal	-----	-----	Por determinar
Viga diafragma	-----	-----	Por determinar
Carga peatonal		280,99	181 466,22
	Total	514,79	334 692,3

Fuente: elaboración propia.

$$f_b = \frac{M * c}{I} = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{f_b} = \frac{334\,692,3\text{ lb} - \text{ft} * \frac{12\text{ in}}{\text{ft}}}{36 * 0,66 * 1\,000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}} = 169,04\text{ in}^3$$

Se elegirá una viga con un módulo de sección por arriba del módulo de sección calculado anteriormente ya que falta la carga de la viga principal como de la viga diafragma. Por lo que se elegirá una viga W30*99 esta tiene un módulo de sección de 134 in³.

Peso propio de la viga principal 99 lb/ft

4.5. Viga diafragma

Estas vigas van al inicio y al final del tramo y no más de 10 metros de separación, así también estas tienen un peralte de un 70 % de la viga principal. Lo que se puede obtener por las líneas de influencia, es que el momento que se genera.

$$M_{V_D} = \frac{V_D * L}{4}$$

Donde:

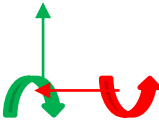
V_d = peso de la viga diafragma en libras

L = luz de diseño

$$M_{V_D} = \frac{V_D * L}{4} = \frac{85\,28\,lb * 65,60ft}{4} = 1\,398\,59\,lb - ft$$

Corte máximo de las vigas diafragmas.

Haciendo estática de las vigas secundarias se tiene

$$\begin{aligned}\sum F_V &= 0 \\ R_a - 3V_d + R_b &= 0 \\ R_a + R_b &= 3V_d\end{aligned}$$


$$\sum M_A = 0$$

$$R_A(0) + V_d(0) + 10V_d + 20V_d - 20R_B = 0$$

$$30V_d = 20R_b$$

$$1.5V_d = R_b$$

$$R_a + 1.5V_d = 3V_d$$

$$R_a = 3V_d - 1,5V_d$$

$$R_a = 1,5V_d$$

$$V_{diafragma} = 1,5 * 85,28 = 127,92 \text{ lb}$$

Tabla XI. **Resumen de las cargas que afectan a la viga principal B**

Tipo de carga	Carga (lb/ft ²)	W (lb/ft)	Momento máximo (lb-ft)	Factor	Mu (lb-ft)
Losacero	66,25	217,30 lb/ft	141 436,91	1,2	16 9724,29
baranda	-----	16,50	10 739,57	1,2	1 2887,48
Vigas secundarias	-----	-----	1 049,60	1,2	1 259,52
Viga principal	----- -----	99	6 4437,44	1,2	7 7324,93
Viga diafragma	-----	-----	1 398,59	1,2	1 678,31
Carga peatonal		280,99	182 891,67	1,6	292 626,67
		Total	401 953,78		555 501,20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Resumen de cargas aplicadas a la viga principal C**

Tipo de carga	Carga (lb/ft ²)	W (lb/ft)	Corte máximo (lb)	Factor	Vu (lb)
Losacero	66,25	217,30 lb/ft	7 840,18	1,2	9 408,216
baranda	-----	16,50	595,32	1,2	714,38
Vigas secundarias	-----	-----	270.6	1.2	324.72
Viga principal	----- -	99	3 571,92	1,2	4 286,30
Viga diafragma	-----	-----	127,92	1,2	153,5
Carga peatonal		280,99	10 138,12	1,6	16 220,99
	Total	613,79	22 544,06		31 108,11

Fuente: elaboración propia.

Momento de diseño 55 5501,20 lb-ft

Elección de la viga W 30*99

Tabla XIII. **Propiedades mecánicas de la viga W 30*99**

	W30X99			
A =	29,10	in. ²	187,74156	cm. ²
d =	29,700	in.	75,438	cm.
tw =	0,520	in.	1,3208	cm.
bf =	10,500	in.	26,67	cm.
tf =	0,670	in.	1,7018	cm.
k(des) =	1,32	in.	3,3528	cm.
k(det) =	1,5625	in.	3,96875	cm.
k1 =	1,0625	in.	2,69875	cm.
T =	26,5	in.	67,31	cm.
gage =	5,500	in.	13,97	cm.
wt./ft. =	99,00	plf.	147,32975	Kg/m
bf/(2*tf)	7,80			
h/tw =	51,90			
Ix =	3990,000	in. ⁴	166 076,34	cm. ⁴
Sx =	269,00	in. ³	4408,1202	cm. ³
rx =	11,70	in.	29,718	cm.
Zx =	312,000	in. ³	5112,764	cm. ³
Iy =	128,00	in. ⁴	5327,7622	cm. ⁴
Sy =	24,50	in. ³	401,48307	cm. ³
ry =	2,10	in.	5,334	cm
Zy =	38,6	in. ³	632,54067	cm. ³
rts =	2,62	in.	6,6548	cm.
ho =	29,00	in.	73,66	cm.
J =	3,77	in. ⁴	156,91925	cm. ⁴
Cw =	26 800,00	in. ⁶	7196761,2	cm. ⁶
=	135,67	in.	344,60409	cm.

Continuación de la tabla XIII.

Wno =	76,2	in. ²	491,61192	cm. ²
Sw =	134	in. ⁴	5577,5011	cm. ⁴
Qf =	48,5	in. ³	794,7726	cm. ³
Qw =	154	in. ³	2523,6079	cm. ³

Fuente: elaboración propia.

Controles de pandeo local

Esbeltez de patines

$$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2 * t_f} < 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{AISC 2010 Especificaciones Tabla B4.1b}$$

$$\lambda_{ala} = \frac{10,50 \text{ in}}{2 * (0,67 \text{ in})} < 0,38 * \sqrt{\frac{2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$7,84 < 10,78 \text{ cumple}$$

Esbeltez del alma

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{AISC 2010 Especificaciones Tabla B4.1b}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{26,5}{0,52} < \lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$\lambda_{alma} = 50,96 < \lambda_p = 106,72 \text{ cumple}$$

Se aplicará sección F2 AISC 2010 especificaciones

Longitud no arriostrada lateralmente $l_b = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$

Longitud no soportada lateralmente máxima para lograr que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después del punto l_p .

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ AISC especificaciones (F2-5)}$$

$$L_p = 1.76(2.10 * 2.54) \sqrt{\frac{20\,389\,017,8}{2\,531,05}} = 266,40 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 2,66 \text{ m}$$

Factor r_{ts}

$$R_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \text{ AISC 2010 especificaciones (F2-7)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{128 \text{ in}^4 * 26\,800 * \text{ in}^6}}{269 \text{ in}^3} = 2.62 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 6,66 \text{ cm.}$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7 * F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}} \text{ AISC 2010 (F2-6)}$$

$$\frac{E}{0,7 * F_y} = \frac{29\,000\,000}{0,7 * 36\,000} = \frac{29\,000\,000}{25\,200} = 1150,79$$

$$\frac{0,70 * F_y}{E} = \frac{0,7 * 36\,000}{29\,000\,000} = \frac{25\,200}{29\,000\,000} = 0,0087$$

$$\frac{Jc}{S_x h_0} = \frac{3,77 \text{ in}^4}{269 \text{ in}^3 * 29 \text{ in}} = \frac{3,77}{7\,801} = 0,0004832$$

$$L_r = 1,95(2,62 \text{ in}) * 1\,150,79 \sqrt{0,0048 + \sqrt{(0,0048)^2 + 6,76 * (0,0087)^2}}$$

$$* \frac{0,0254 \text{ m}}{1 \text{ in}} = 7,91 \text{ m}$$

Si $L_b < L_p$ el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica

Si $L_p \leq L_b < L_r$ pandeo lateral torsional inelástico (zona 2)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

AISC 2010 especificaciones (F2-2)

Si $L_b \geq L_r$ pandeo lateral torsional elástico (zona 3)

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

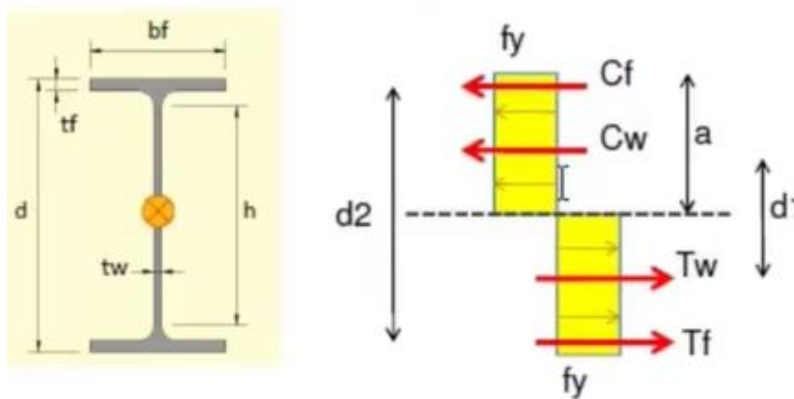
AISC 2010 especificaciones (F2-3)

El estado de límite de pandeo lateral torsional no aplica

4.5.1. Diseño de flexión

A continuación, la hipótesis de diseño.

Figura 23. Hipótesis de diseño para una viga A



Fuente: elaboración propia.

Momento plástico

$$M_p = \left(\frac{t_w h^2}{4} + b_f * t_f * (d - t_f) \right) * f_y = Z * f_y \text{ AISC 2010 especificaciones (F2-1)}$$

$$M_p = \left(\frac{1,32(67,31)^2}{4} + 26,67 * 1,70 * (75,43 - 1,70) \right) * 2\,531,05 \frac{kg}{cm^2}$$

$$= 12257071,1 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p = 12257071,1 \text{ kg} - \text{cm} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * \frac{3,28 \text{ ft}}{1 \text{ m}} = 8\,84\,470,25 \text{ lb} - \text{ft}$$

$$555\,501,20 \text{ lb} - \text{ft} < 884\,470,25 * ,9 \text{ lb} - \text{ft}$$

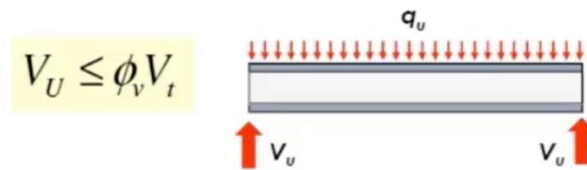
$$555\,501,20 \text{ lb} - \text{ft} < 796\,023,23 \text{ lb} - \text{ft} \text{ si cumple}$$

Chequeo por corte

$$V_U \leq \phi_V V_t$$

La tabla IX resume las cargas que afectan a la viga principal el $V_u = 31\,108,11 \text{ lb}$

Figura 24. **Viga con carga uniformemente distribuida**



Fuente: elaboración propia.

$$A_w = h * t_w$$

$$A_w = 67,31 \text{ cm} * 1,32 \text{ cm} = 88,84 \text{ cm}^2$$

Cálculo del factor cv

$$\frac{h}{t_w} < 1,10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

AISC 2010 especificaciones (G2-3)

Donde $k_v = 5,34$

AISC 2010 especificaciones (G 2-1i)

$$\frac{67,31}{1,32} < 1,10 \sqrt{\frac{5,34 * 2\,038\,901,78}{2\,531,05}}$$

$$50,99 < 72,15$$

$$\phi V_t = \phi_v 0,6 * C_v * A_w * f_y$$

AISC 2010 especificaciones (G2-1)

Donde $C_v = 1$

AISC 2010 especificaciones (G2-3)

$$\phi_v = 1$$

AISC 2010 especificaciones (G2-2)

$$\phi V_t = 1 * 0,6 * 1 * 88,84 \text{ cm}^2 * 2\,531,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 13\,4915,09 \text{ kg} * \frac{2,2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}}$$

$$= 296\,813,19 \text{ lb}$$

$$296\,813,19 \text{ lb} > 31\,108,11 \text{ lb si chequea}$$

Chequeo por deflexión

$$\Delta = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta = \frac{5 * \left(613,79 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}}\right) * \left(72,16 \text{ ft} * \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}\right)^4}{384 * 29\,000\,000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} * 3\,990 \text{ in}^4} = 3,23 \text{ in}$$

$$\Delta = \frac{L}{260} = \frac{72,16 \text{ ft} * \frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}}}{260} = 3,33 \text{ in}$$

$$3,23 \text{ in} < 3,33 \text{ in si chequea}$$

4.5.2. Conexión de viga principal y vigas secundarias

Esta conexión se diseñará con la filosofía LRFD

Conexión de ángulo único totalmente atornillado

Viga principal 30*99

Viga secundaria 8*15

Perfil angular 4*4*1/4

Caso I de tabla 10-11 Manual AISC 10-11

$$R_D = 1\,469,30 \text{ lb} * \frac{0,001 \text{ kips}}{1 \text{ lb}} = 1,47 \text{ kips} * 1,2 = 1,76 \text{ kips}$$

$$R_L = 1\,843,19 \text{ lb} * \frac{0,001 \text{ kips}}{1 \text{ lb}} = 1,84 \text{ kips} * 1,6 = 2,94 \text{ kips}$$

Carga última

$$R_u = 1,76 + 2,94 = 4,7 \text{ kips}$$

Viga secundaria 8*15

tw 0,25 in. 0,62 cm.

d 8,11 in. 20,59 cm.

tf 0,315 in. 0,80 cm.

Viga principal 30*99

tw 0,52 in. 1,32 cm.

Diseño de perno especificación AISC 2010 J3,3

Diámetro de perno por proponer 5/8 pulgada

Diámetro estándar de agujero 11/16 pulgada

Resistencia material para perno Fu 58 Ksi

Tabla XIV. Dimensiones de agujero nominal, in

TABLA J3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 x 1 5/16	1 1/8 x 2 1/2
≥ 1 1/8	d + 1/8	d + 5/16	(d + 1/8) x (d + 3/8)	(d + 1/8) x 2.5d

Fuente: AISC 2010. *Especificaciones*. p. 198.

Cálculo de excentricidad para pata de 4 pulgadas, conectado a 8*15

$$e = 4" - 1\frac{1}{2}" = 2\frac{1}{2}" < 3"$$

Al tener excentricidad menor a 3" no se debe considerar los efectos de excentricidad. Cálculo de excentricidad para pata de 4 pulgadas, conectado a viga 30*99

$$e = 4" - 1\frac{1}{4}" = 2\frac{3}{4}" + \frac{t_w}{2} \text{ viga de } 8 * 15$$

$$e = 4" - 1\frac{1}{4}" = 2\frac{3}{4}" + \frac{0,25"}{2} = 2,87"$$

Al tener excentricidad mayor a 2 1/2" se debe considerar los efectos de excentricidad.

Según la tabla 10-11 tenemos un caso No. 1 con 2 pernos cargados excéntricamente en una fila vertical el coeficiente C sería de 1,03.

Tabla XV. **Tabla 10-11**

Table 10-11 All-Bolted Single-Angle Connections		
<p style="text-align: center;">Note: standard holes in support leg of angle</p>		
Eccentrically Loaded Bolt Group Coefficients, C		
Number of Bolts in One Vertical Row, n	Case I	Case II
12	11.4	21.5
11	10.4	19.4
10	9.37	17.3
9	8.34	15.2
8	7.31	13.0
7	6.27	10.9
6	5.22	8.70
5	4.15	6.63
4	3.07	4.70
3	1.99	2.94
2	1.03	1.61
1	—	0.518
$\phi R_n = C(\phi r_n)$ or $R_n/\Omega = C(r_n/\Omega)$ where C = coefficient from Table above ϕr_n = design strength of one bolt in shear or bearing, kips/bolt r_n/Ω = allowable strength of one bolt in shear or bearing, kips/bolt Notes: For eccentricities less than or equal to those shown above, tabulated values may be used. For greater eccentricities, coefficient C should be recalculated from Part 7. Connection may be bearing-type or slip-critical.		

Fuente: AISC 2011. *Manual*. p. 919.

De la tabla 7-1 del manual del AISC 2010 especificaciones. La resistencia al corte disponible por perno del grupo A de diámetro interno con roscas no excluidas del plano de corte (condición de rosca N) es:

Tabla XVI. Resistencia de corte disponible de los pernos

Table 7-1 Available Shear Strength of Bolts, kips												
Nominal Bolt Diameter, d , in.					$5/8$		$3/4$		$7/8$		1	
Nominal Bolt Area, in. ²					0.307		0.442		0.601		0.785	
ASTM Desig.	Thread Cond.	F_{nv}/Ω (ksl)	ϕF_{nv} (ksl)	Load- ing	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
A307	-	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9

Fuente: Manual AISC 2011 p. 913.

$$\phi r_n = 12,4 \text{ kips/perno}$$

El rodamiento y la resistencia al desgarró disponibles del ángulo en el perno del borde inferior se determinan utilizando el manual del AISC 2011 Tabla 7-5 con:

$$l_{eh} = 1 \ 1/4''$$

$$t_{<} = 1/4''$$

$$\phi r_n = t_{<} * 47,30 \text{ dato según tabla}$$

Tabla XVII. Resistencia de rodamiento disponible en los orificios de los pernos según la distancia al borde

Table 7-5 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Edge Distance kips/in. thickness											
Hole Type	Edge Distance L_e , in.	F_u ksi	Nominal Bolt Diameter, d , in.								
			$5/8$		$3/4$		$7/8$		1		
			r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
STD	1 1/4	58	31.5	47.3	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5	
		65	35.3	53.0	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0	
SSLT	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	53.3	79.9	51.1	76.7	
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	59.7	89.6	57.3	85.9	
SSLP	1 1/4	58	28.3	42.4	26.1	39.2	23.9	35.9	20.7	31.0	
		65	31.7	47.5	29.3	43.9	26.8	40.2	23.2	34.7	
	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	50.0	75.0	46.8	70.1	
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	56.1	84.1	52.4	78.6	
OVS	1 1/4	58	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5	21.8	32.6	
		65	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0	24.4	36.6	
	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	51.1	76.7	47.9	71.8	
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	57.3	85.9	53.6	80.4	
LSLP	1 1/4	58	16.3	24.5	10.9	16.3	5.44	8.16	—	—	
		65	18.3	27.4	12.2	18.3	6.09	9.14	—	—	
	2	58	42.4	63.6	37.0	55.5	31.5	47.3	26.1	39.2	
		65	47.5	71.3	41.4	62.2	35.3	53.0	29.3	43.9	
LSLT	1 1/4	58	26.3	39.4	24.5	36.7	22.7	34.0	20.8	31.3	
		65	29.5	44.2	27.4	41.1	25.4	38.1	23.4	35.0	
	2	58	36.3	54.4	43.5	65.3	44.4	66.6	42.6	63.9	
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	49.8	74.6	47.7	71.6	
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	$L_e \geq L_e^{full}$	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	69.6	104	
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	78.0	117	
LSLT	$L_e \geq L_e^{full}$	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	58.0	87.0	
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	65.0	97.5	
Edge distance for full bearing strength $L_e \geq L_e^{full}$, in.		STD, SSLT, LSLT	$1\frac{5}{8}$		$1\frac{15}{16}$		$2\frac{1}{4}$		$2\frac{9}{16}$		
			OVS	$1\frac{11}{16}$		2		$2\frac{5}{16}$		$2\frac{5}{8}$	
			SSLP	$1\frac{11}{16}$		2		$2\frac{5}{16}$		$2\frac{11}{16}$	
			LSLP	$2\frac{1}{16}$		$2\frac{7}{16}$		$2\frac{7}{8}$		$3\frac{1}{4}$	
ASD	LRFD	— indicates spacing less than minimum spacing required per AISC Specification Section J3.3.									
$\Omega = 2.00$	$\phi = 0.75$	Note: Edge distance indicated is from the center of the hole or slot to the edge of the element in the line of force. Hole deformation is considered. When hole deformation is not considered, see AISC Specification Section J3.10.									
a Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch.											

Fuente: AISC 2011. Manual. p. 919.

$$\phi r_n = 1/4" * 47,30 = 11,83 \text{ kips/perno}$$

Se determina la resistencia disponible al rodamiento y al desgarro del ángulo en los pernos interiores (no adyacentes al borde) usando el manual del AISC 2010 Tabla 7-4 con S=3 in

Tabla XVIII. **Resistencia disponible del rodamiento en los orificios de los pernos según el espacio entre los pernos**

Table 7-4 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing kips/in. thickness										
Hole Type	Bolt Spacing, s, in.	F _u , Ksi	Nominal Bolt Diameter, d, in.							
			5/8		3/4		7/8		1	
			r _n /Ω	φr _n	r _n /Ω	φr _n	r _n /Ω	φr _n	r _n /Ω	φr _n
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	34.1	51.1	41.3	62.0	48.6	72.9	55.8	83.7
		65	38.2	57.3	46.3	69.5	54.4	81.7	62.6	93.8
SSLP	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	67.4	101
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	75.6	113
SSLP	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	27.6	41.3	34.8	52.2	42.1	63.1	47.1	70.7
		65	30.9	46.3	39.0	58.5	47.1	70.7	52.8	79.2
OVS	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	29.7	44.6	37.0	55.5	44.2	66.3	49.3	74.0
		65	33.3	50.0	41.4	62.2	49.6	74.3	55.3	82.9
LSLP	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	3.62	5.44	4.35	6.53	5.08	7.61	5.80	8.70
		65	4.06	6.09	4.88	7.31	5.69	8.53	6.50	9.75
LSLT	2 ² / ₃ d _b 3 in.	58	43.5	65.3	39.2	58.7	28.3	42.4	17.4	26.1
		65	48.8	73.1	43.9	65.8	31.7	47.5	19.5	29.3
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	s ≥ s _{min}	58	28.4	42.6	34.4	51.7	40.5	60.7	46.5	69.8
		65	31.8	47.7	38.6	57.9	45.4	68.0	52.1	78.2
LSLT	s ≥ s _{min}	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	56.2	84.3
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	63.0	94.5
Spacing for full bearing strength s _{min} ^a , in.	STD, SSLT, LSLT OVS SSLP LSLP		1 ¹⁵ / ₁₆		2 ⁵ / ₁₆		2 ¹¹ / ₁₆		3 ¹ / ₁₆	
			2 ¹ / ₁₆		2 ⁷ / ₁₆		2 ¹³ / ₁₆		3 ¹ / ₄	
			2 ¹ / ₈		2 ¹ / ₂		2 ⁷ / ₈		3 ⁵ / ₁₆	
			2 ¹³ / ₁₆		3 ³ / ₈		3 ¹⁵ / ₁₆		4 ¹ / ₂	
Minimum Spacing ^a = 2 ² / ₃ d, in.			1 ¹¹ / ₁₆		2		2 ⁵ / ₁₆		2 ¹¹ / ₁₆	
STD = standard hole SSLT = short-slotted hole oriented transverse to the line of force SSLP = short-slotted hole oriented parallel to the line of force OVS = oversized hole LSLP = long-slotted hole oriented parallel to the line of force LSLT = long-slotted hole oriented transverse to the line of force										
ASD	LRFD	Note: Spacing indicated is from the center of the hole or slot to the center of the adjacent hole or slot in the line of force. Hole deformation is considered. When hole deformation is not considered, see AISC Specification Section J3.10. ^a Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch.								
Ω = 2.00	φ = 0.75									

Fuente: AISC 2011. *Manual*. p. 917.

$$\begin{aligned}\phi r_n &= t_c * 65,3 \text{ dato según tabla} \\ \phi r_n &= 1/4" * 65,3 = 16,33 \text{ kips/perno}\end{aligned}$$

La resistencia disponible de la conexión atornillada en el angular se determina de forma conservadora utilizando el mínimo de resistencia disponible calculada para cizalladura del perno, teniendo en cuenta el angular y desgarro en el angular, el grupo de tornillos la excentricidad se explica multiplicando la resistencia mínima disponible por el coeficiente del perno C.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi C * r_n \\ \phi R_n &= 1,03 * 12,4 = 12,77 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}\end{aligned}$$

$$12,77 \text{ kips} > 4,7 \text{ kips}$$

Resistencia de la conexión atornillada W 8*15

La resistencia disponible al rodamiento y al desgarro de la viga en el perno del borde superior se determina utilizando el Manual AISC 2010 Tabla 7-5, usando conservativamente:

$$\begin{aligned}l_e &= 1 \frac{1}{4} \text{''} \\ \phi R_n &= t_w \text{ viga } 8 * 15 * 47,30 \text{ según dato de tabla 7 - 5}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,25 \text{ in} * 47,30 = 11,83 \text{ kips/perno}$$

La resistencia disponible al rodamiento y al desgarro de la banda de la viga en los pernos interiores (no adyacentes al borde) es determinado usando la tabla 7-4 del manual

$$\phi R_n = t_w \text{ viga } 8 * 15 * 65,3 \text{ segun dato de tabla 7 - 4}$$

$$\phi R_n = 0,25 * 65,3 = 16,33 \text{ kips/perno}$$

$$\phi R_n = 1 \text{ perno } \left(11,83 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} \right) + 1 \text{ perno } * \left(16,33 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} \right) = 28,16 \text{ kips}$$

La resistencia disponible de la conexión atornillada en la banda de la viga se determina sumando la resistencia efectiva para cada perno utilizando la resistencia mínima disponible calculada para el corte del perno, el rodamiento en la banda y el desgarro en el alma.

$$28,16 \text{ kips} > 4,7 \text{ kips ok cumple}$$

Resistencia de la conexión atornillada: 30*99

La resistencia disponible al rodamiento y al desgarro de la banda de la viga se determina utilizando la tabla 7-4 del Manual AISC 2010

Con s= 3 in

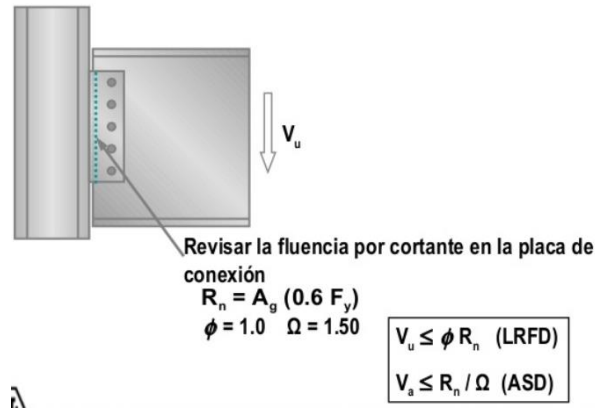
$$\phi R_n = t_w \text{ viga } 30 * 99 * 65,3 \text{ según dato de tabla 7 - 4}$$

$$\phi R_n = 0,52 * 65,3 = 33,96 \text{ kips}$$

$$33,96 \text{ kips} > 4,7 \text{ kips ok cumple}$$

Nota: los controles de cizallamiento del perno sobre el rodamiento o el desgarro en la viga y son adecuados en función de cálculos. Resistencia al corte del ángulo 4*4*1/4 in* 5 ½ de la sección J4.2 (a) de la especificación AISC 2010, la resistencia al cizallamiento disponible del ángulo se determina de la siguiente manera:

Figura 25. Área bruta solicitada a corte, cm^2 (mm^2)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

A_{gv} = lt AISC 2010 especificaciones (J4.2(a))

$$A_{gv} = 5 \frac{1}{2} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{\text{in}} * \frac{1}{4} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{\text{in}} = 8,87 \text{ cm}^2$$

Resistencia de elementos en corte para fluencia en corte del elemento

$$R_n = 0,60 * F_y * A_{gv} \text{ AISC 2010 Especificaciones (J4-3)}$$

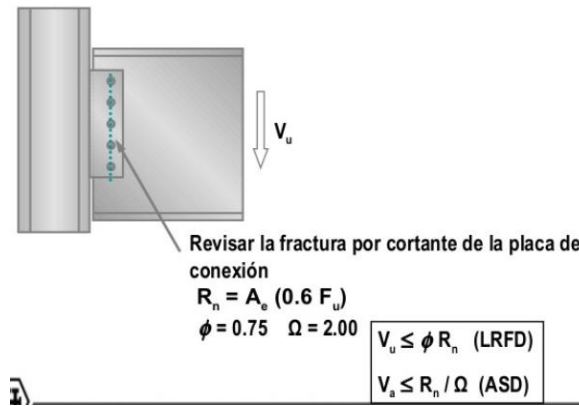
$$R_n = 0,60 * 2\,531,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8,87 \text{ cm}^2 = 1\,3470,25 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi * 1\,3470,25 \text{ kg}$$

$$\phi = 1 \text{ (LRFD)}$$

$$1\,3470,25 \text{ kg} > 1\,505,67 \text{ kg}$$

Figura 26. Resistencia de elementos en corte para ruptura en corte del elemento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv} \text{ AISC 2010 especificaciones (J4-4)}$$

$$A_{nv} = (t_c * alto_c) - (diámetro estándar de agujero * No. de pernos * t_c)$$

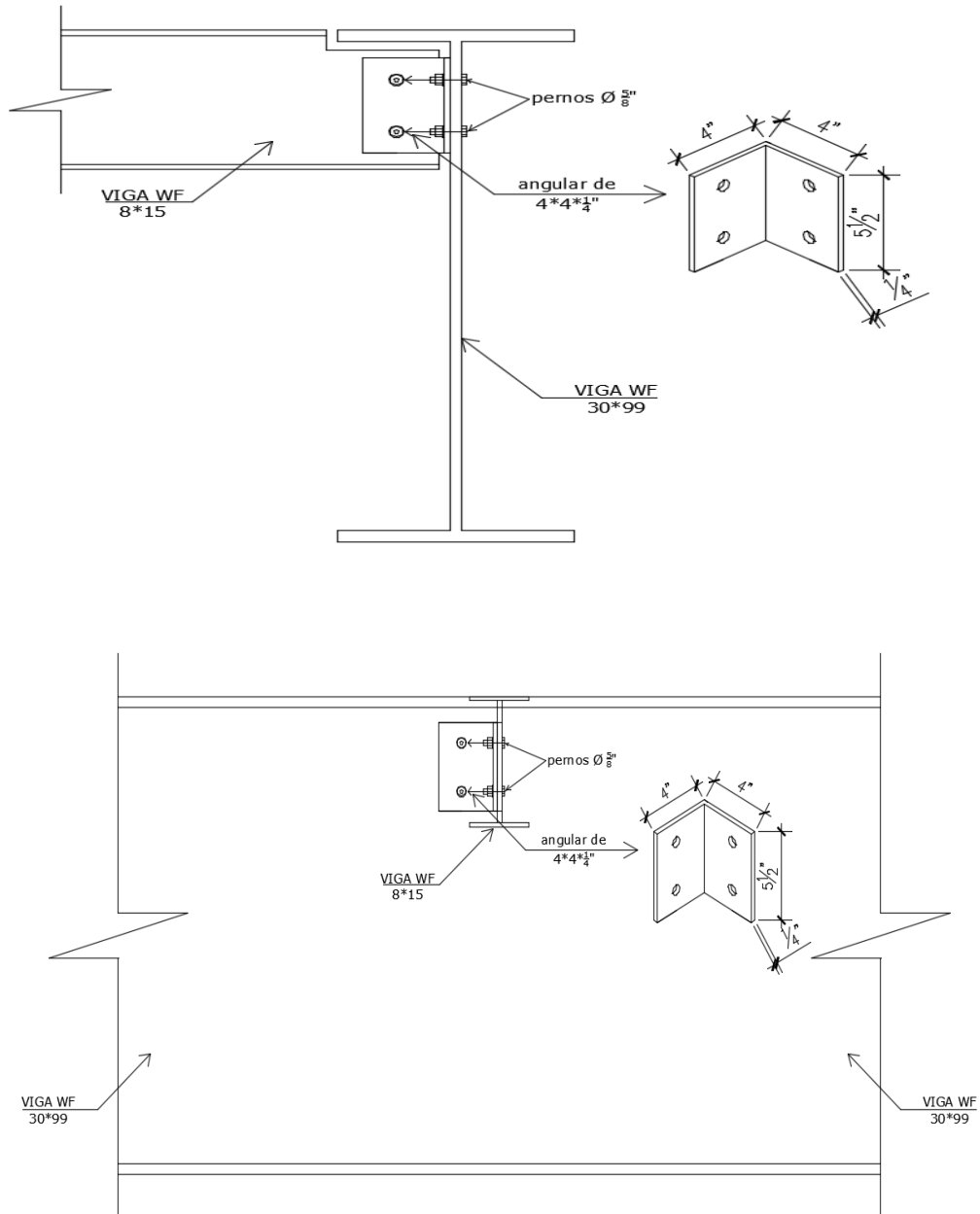
$$A_{nv} = 0,25 \text{ in} * 5 \frac{1}{2} \text{ in} - \left(\frac{11}{16} \text{ in} * 2 * 0,25 \text{ in} \right) = 0,47 \text{ in}^2 \left(\frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right)^2 = 6,65 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0,60 * 4077,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6,65 \text{ cm}^2 = 1 6270,42 \text{ kg}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi R_n = 12 202,83 \text{ kg} > 2 141,94 \text{ kg}$$

Figura 27. Perfil de conexión entre viga principal WF 30*99 y secundaria WF 8*15



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Nota: el empalme de la viga principal WF 30*99 con las vigas secundarias WF 8*15, se necesitara un angular 4*4*1/4" de altura 5 1/2", con 4 pernos de diámetro de 5/8".

4.5.2. Empalme de vigas principales

Este tipo de empalme de diseñará con la filosofía LRFD.

Conexión a momento

- Material de acero A-36

Fy	36 000	Psi	2531,05	Kg/cm ²
Fu	58 000	Psi	4077,80	Kg/cm ²
Fy	54 000	Psi	3 796,58	Kg/cm ²
Fue	63 800	Psi	4 485,58	Kg/cm ²
E	29 000 000	Psi	203 8901,78	Kg/cm ²
Densidad	490	Lb/ft ³	7 849,80	Kg/cm ³

Material para plancha de conexión

- Material de acero A-50

Fy	50 000	Psi	3 515,35	Kg/cm ²
Fu	65 000	Psi	4 569,95	Kg/cm
Fye	75 000	Psi	5 273,02	Kg/cm ²
Fue	71 500	Psi	5 026,95	Kg/cm ²
E	29 000 000	Psi	2 038 901,78	Kg/cm ²
Densidad	490	Lb/ft ³	7 849,80	Kg/cm ³

Espesor 3/4 pulgada 1,91 cm

Unión de vigas W 30*99

Corte por carga viva 0

Corte por carga muerta 0

d	29,7 in.	75,44 cm.
bf	10,5 in.	26,67 cm.
tf	0,67 in.	1,70 cm.
tw	0,52 in.	1,32 cm.
Sx	269 in.^3	4 408,12 cm ³

Conexión de la placa

Fuerzas en el patín o alas

El brazo de momento entre las fuerzas del patín, d_m , utilizado para verificar la fuerza de sujeción es igual a la profundidad de la viga. Esta dimensión representa la superficie de contacto entre la brida de la viga y la placa de tensión.

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m}$$

$$M_u = 555\,501,20 \text{ lb} - \text{ft} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} * \frac{1 \text{ m}}{3,28 \text{ ft}} = 76\,981,87 \text{ kg} - \text{m}$$

$$P_{uf} = \frac{76\,981,87 \text{ kg} - \text{m}}{0,75 \text{ m}} = 102\,642,50 \text{ kg}$$

Proponer perno diámetro de 1
 Diámetro estándar de agujero 1 1/8
 Resistencia material para perno Fu 58

Reducción en la resistencia de miembros con perforaciones en las alas en tracción.

Área bruta del ala traccionada según especificaciones del AISC 2010 B 4.3a

$$A_{fg} = b_f * t_f$$

$$A_{fg} = 26,67 \text{ cm} * 1,70 \text{ cm} = 45,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{fn} = A_{fg} - 2 \text{ tornillos} \left(d_{perno} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) t_f$$

Área neta del área traccionada según especificaciones del AISC B 4,3b.

$$A_{fn} = A_{fg} - 2 \text{ tornillos}(\text{diámetro estándar del agujero})t_f$$

$$A_{fn} = 45,34 \text{ cm}^2 - 2 \text{ tornillos} \left(1 \frac{1}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * 1,70 = 35,61 \text{ cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_u} = \frac{2531,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4077,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,62 < 0,8; y_t = 1$$

$$f_u * A_{fn} = 4077,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35,61 \text{ cm}^2 = 145210,46 \text{ kg}$$

$$y_t * f_y * A_{fg} = 1 * 2531,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 45,34 \text{ cm}^2 = 114757,81 \text{ kg}$$

$$M_n = \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} * S_x \text{ AISC 2010 especificaciones (F13-1)}$$

$$M_n = \frac{4077,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35,61 \text{ cm}^2}{45,34 \text{ cm}^2} * 4408,12 \text{ cm}^3 = 14117889,81 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 14\,117\,889,81 \text{ kg} - \text{cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 141\,178,89 \text{ kg} - \text{m}$$

Según LRFD

$$\phi_b * M_n = \phi_b * M_{px} \text{ Tabla 3.2 Manual AISC 2010}$$

$$0,90 * 141\,178,89 \text{ kg} - \text{m} > 76\,981,87 \text{ kg} - \text{m}$$

$$12,7061,0 \text{ kg} - \text{m} > 76\,981,87 \text{ kg} - \text{m} \text{ sección adecuada}$$

Tabla XIX. **Revisión de fuerza de la placa de conexión atornillada**

Proponer perno diámetro de	1	Pulgada
Diámetro estándar de agujero	1 1/8	Pulgada
Resistencia material para perno Fu	58	Ksi

Fuente: elaboración propia.

De la tabla 7-1 del Manual AISC 2011, la resistencia al corte disponible por perno para pernos del Grupo A de diámetro interno con roscas no excluido del plano de corte (condición de rosca N) es:

$$\phi R_n = 31,8 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} * \frac{453,59 \text{ kg}}{1 \text{ Kips}} = 14\,424,16 \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

Resistencia de aplastamiento y de desgarre en perforaciones de pernos

Aplastamiento

La resistencia nominal de aplastamiento de le material conectado, Rn, es determinada como sigue:

Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño:

$$R_n = 2,4dtF_u \text{ AISC 2010 especificaciones (J3-6a)}$$

$$R_n = 2,4(2,54\text{cm}) \left(\frac{3}{4} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) \left(4\,569,95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 5\,3070,28 \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 53\,070,28 \frac{\text{kg}}{\text{perno}} = 39\,802,71 \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, cm.

Desgarre

$$l_c = s - d_h$$

s3 pulgadas

dh 1 1/8 pulgadas

$$l_c = 3 \text{ in} - 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 1,875 \text{ in} * \frac{2,54}{1 \text{ in}} = 4,76 \text{ cm}$$

$$R_n = 2,1 * l_c t * F_u \text{ AISC especificaciones 2010 (J3-6c)}$$

$$R_n = 2,1 * 4,76 \text{ cm} * \left(\frac{3}{4} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * \left(4\,569,95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 87\,022,75 \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 87\,022,75 \frac{\text{kg}}{\text{perno}} = 65\,207,04 \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

Por lo tanto, el cizallamiento (corte) de los pernos controla el aplastamiento o el desgarro de los pernos interiores, por ser este el menor.

La resistencia al desgarro disponible de la placa en el perno del borde se determina a partir de la Sección J3,10 de las especificaciones del AISC 2010, asumiendo que la deformación en la carga de servicio es una consideración de diseño.

$$l_c = l_{ev} - 0,5d_h$$

$$l_c = 1\frac{1}{2}in * \frac{2,54 cm}{1 in} - 0,5 \left(1\frac{1}{8}in * \frac{2,54 cm}{1 in} \right) = 2,38 cm$$

$$R_n = 2.1 * l_c t * F_u \quad \text{AISC especificaciones 2010 (J3-6c)}$$

$$R_n = 2,1 * 2,38 cm * \left(\frac{3}{4}in * \frac{2,54 cm}{1 in} \right) * \left(4 569,95 \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{kg}{perno} = 43 511,36 \frac{kg}{perno}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 43511,36 \frac{kg}{perno} = 32 633,52 \frac{kg}{perno}$$

Por lo tanto, el cizallamiento de los pernos controla el rodamiento o el desgarro en los pernos de los bordes.

La resistencia del grupo de pernos en el ala de la viga se determina sumando la resistencia de los sujetadores individuales como sigue:

$$\phi R_n = 10 \text{ Pernos} * 14 424,16 \frac{kg}{perno} = 144 216,6kg$$

$$144 216,6 kg > 102 642,50kg \quad \text{sección adecuada}$$

Revisión de fuerza del patín de conexión atornillada.

La resistencia disponible de la aleta por perno se determina a partir de la Sección J3.10 de las especificaciones del AISC 2010, asumiendo que la deformación en la carga de servicio es una consideración de diseño:

Aplastamiento

$$R_n = 2,4dtF_u \text{ AISC 2010 especificaciones 2010 (J3-6a)}$$

$$R_n = 2,4 \left(1 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * \left(0,52 * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * 4 \text{ 077,80} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 32 \text{ 832,80 kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 32 \text{ 832,80 kg} = 24 \text{ 624,60 kg}$$

Desgarre

$$l_c = s - d_h$$

s 3 pulgadas

dh 1 1/8 pulgadas

$$l_c = 3 \text{ in} - 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 1,875 \text{ in} * \frac{2,54}{1 \text{ in}} = 4,76 \text{ cm}$$

$$R_n = 2,1 * l_c t * F_u \text{ AISC especificaciones 2010 (J3-6c)}$$

$$R_n = 2,1 * 4,76 \text{ cm} * \left(0,67 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * \left(4 \text{ 077,80} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 69 \text{ 368,24} \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 69 \text{ 368,24} \frac{\text{kg}}{\text{perno}} = 52 \text{ 026,55} \frac{\text{kg}}{\text{perno}}$$

El cizallamiento por corte controla el desgarre en los pernos interiores

La resistencia de desgarro disponible de la brida en el perno del borde se determina a partir de la sección J3,10 de la especificación AISC 2010, asumir la deformación en la carga de servicio es una consideración de diseño.

$$l_c = l_{ev} - 0,5d_h$$

$$l_c = 1 \frac{1}{2} in * \frac{2,54 cm}{1 in} - 0,5 \left(1 \frac{1}{8} in * \frac{2,54 cm}{1 in} \right) = 2,38 cm$$

$$R_n = 2,1 * l_c t_f * F_u \quad \text{AISC 2010 especificaciones (J3-6c)}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 2,1 * 2,38 cm * \left(0,67 in * \frac{2,54 cm}{1 in} \right) * \left(4 077,80 \frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{kg}{perno} \\ &= 34 684,12 \frac{kg}{perno} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 34 684,12 \frac{kg}{perno} = 26 013,77 \frac{kg}{perno}$$

Por lo tanto, el cizallamiento de los pernos controla el rodamiento o el desgarro en los pernos de los bordes.

Resistencia a la tracción de la placa de brida

El brazo de momento entre las fuerzas de la brida, d_m , utilizado para verificar la resistencia a la tracción de la placa de la brida es igual a la profundidad de la viga más un espesor de placa. Esto representa la distancia entre las líneas centrales de las placas de brida en la parte superior e inferior de la viga. De la ecuación del manual AISC 2011 (12-1a o 12-1b), la fuerza de la brida es:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} = \frac{M_u}{d + t_{placa}}$$

$$P_{uf} = \frac{76\,981,87\text{ kg} - m}{(75,43\text{ cm} + 1,91\text{ cm}) * \frac{1\text{ m}}{100\text{ cm}}} = 99\,536,94\text{ kg}$$

A partir de la sección J4,1(a) de las especificaciones AISC 2010, la resistencia al rendimiento de tracción disponible de la placa de brida se determina de la siguiente manera:

$$A_{fg} = b_f * t_f \text{ área bruta del ala traccionada}$$

Según especificaciones AISC B4,3a

$$A_{fg} = 10,50\text{ in} * \frac{3}{4}\text{ in} = 7,875\text{ in}^2 * \left(\frac{2,54\text{ cm}}{1\text{ in}}\right)^2 = 50,81\text{ cm}^2$$

$$R_n = F_y * A_g \text{ Especificaciones AISC 2010 J4-1}$$

$$R_n = \left(3\,515,35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * 50,81\text{ cm}^2 = 17\,8614,93\text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,90 * 17\,8614,93\text{ kg} = 160\,961,20\text{ kg}$$

$$16\,0961,20\text{ kg} > 99\,536,94\text{ kg} \text{ cumple}$$

A partir de la sección J4.1 (b) de la especificación AISC, la resistencia a la rotura de tracción disponible de la placa de brida se determina de la siguiente manera:

$$A_n = \left[b - n\left(d_h + \frac{1}{16}\text{ in}\right) \right] t$$

$$A_n = \left[10,5\text{ in} - 2\text{ pernos}\left(1\text{ in} + \frac{1}{16}\text{ in}\right) \right] * \frac{3}{4}\text{ in} = 6,28\text{ in}^2 * \left(\frac{2,54\text{ cm}}{1\text{ in}}\right)^2$$

$$= 40,52\text{ cm}^2$$

La tabla D 3,1, caso 1, se aplica en este caso porque la carga de tensión se transmite directamente al elemento transversal por los elementos de fijación; por lo tanto, $U=1$.

Tabla XX. Factor de corte diferido

TABLA D3.1 Factor de Corte Diferido para Conexiones de Miembros en Tracción			
Caso	Descripción del Elemento	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros en tracción, excepto tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras. Alternativamente, el Caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP (Para ángulos, se permite el uso del Caso 8).	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	—
4 ^(a)	Planchas, ángulos, canales con soldaduras en bordes extremos, secciones te y doble te con elementos adosados, donde la tensión es transmitida sólo por soldaduras longitudinales. Ver Caso 2 para la definición de x.	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Tubos redondos con sólo una placa gusset concéntrica, con soldaduras de ranura al tubo.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo Rectangular		
	con sólo una placa gusset concéntrica	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	—
	con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	—
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	—
	con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (con menos de tres conectores por línea en la dirección de la carga, usar Caso 2)	$U = 0.60$	—

B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); D = diámetro exterior de la sección cilíndrica, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm); d = altura de la sección, cm (mm); para secciones I, d = altura de la sección desde la cual la T fue cortada, cm (mm); l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho de la placa, cm (mm); x = excentricidad de conexión, cm (mm).

(a) $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, donde l_1 y l_2 no deben ser menor a 4 veces la dimensión de la soldadura.

Especificación para Construcciones de Acero, Julio 7, 2016
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente: AISC 2010, factor de corte diferido. p. 93.

$$A_e = U * A_n \text{ especificaciones AISC 2010 D3-1}$$

$$A_e = 1 * (40,52 \text{ cm}^2) = 40,52 \text{ cm}^2$$

$$R_n = F_u * A_e$$

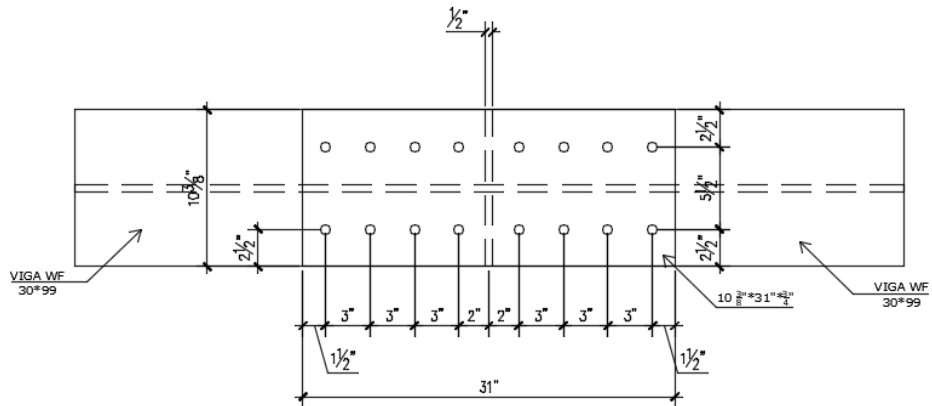
$$R_n = 4\,569,95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 40,52 \text{ cm}^2 = 185\,174,37 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 185\,174,37 \text{ kg} = 138\,880,78 \text{ kg/perno}$$

99 536,94 kg < 138 880,78 kg cumple

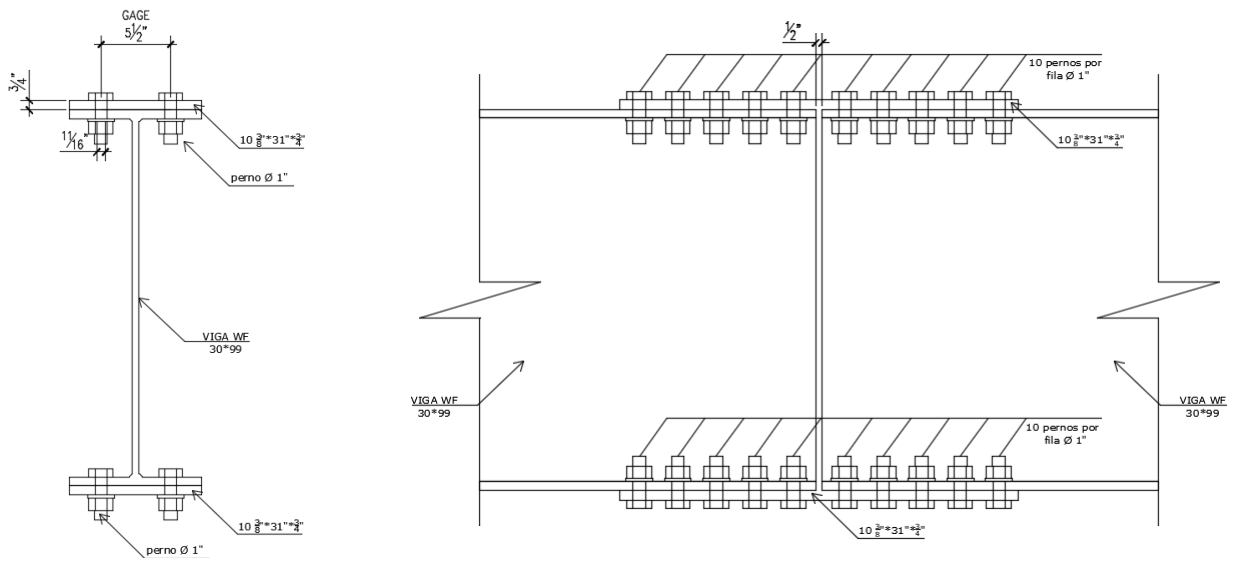
Se usarán pernos de diámetro de 1"

Figura 28. **Planta del empalme de las vigas principales WF 30*99**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Figura 29. Sección del empalme de vigas principales WF 30*99

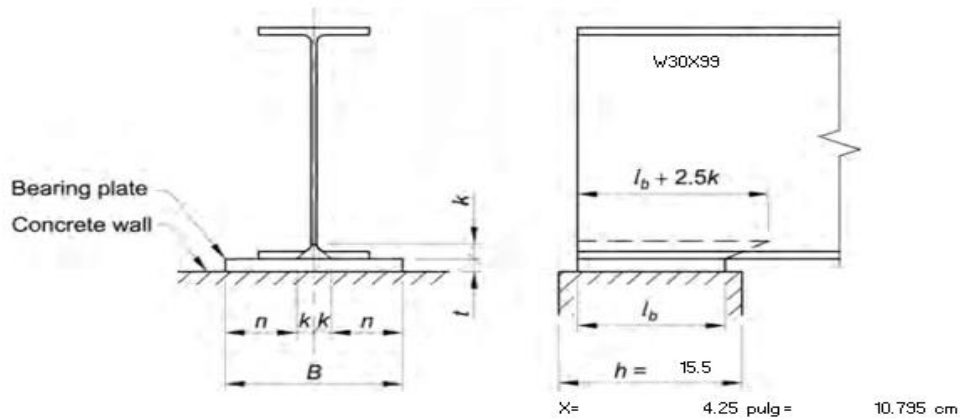


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

4.5.3. Placa de apoyo de la viga

El diseño de la placa de apoyo se detalla seguidamente.

Figura 30. Secciones de la placa de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Viga 30*99

$$R_u = 31\,108,11 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} = 14\,140,05 \text{ kg}$$

Dato de la tabla de resumen de las cargas que actúan en la viga principal.

Datos de la viga

d =	29,7 in.	75,438	cm.
tw =	0,52 in.	1,3208	cm.
bf =	10,5 in.	26,67	cm.
tf =	0,67 in.	1,7018	cm.
k(des) =	1,32 in.	3,3528	cm.
k1 =	1,0625 in.	2,69875	cm.

Placa para la viga

- Material acero A-36

Fy	36 000	Psi	2 531,05	Kg/cm ²
Fu	58 000	Psi	4 077,80	Kg/cm ²
Fye	54 000	Psi	3 796,57	Kg/cm ²
Fue	63 800	Psi	4 485,58	Kg/cm ²
E	29 000 000	Psi	2 038 901,78	Kg/cm ²
Densidad	490	Lb/ft ³	7849,80	Kg/cm ³
t placa	0,75	pulgada	1,91	cm

Concreto de viga cabezal

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

Determinación de longitud de placa

Aplicando la ecuación (J8-2) AISC 2010 especificaciones

$$P_p = 0,85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7f'_c * A_1$$

Proponiendo

B	12,5	pulgadas	31,75	cm
lb	7	pulgadas	17,78	cm

A₁ = área de aplastamiento concéntrico de acero sobre un soporte de concreto.

$$A_1 = (B * lb) = 31,75\text{cm} * 17,78\text{cm} = 564,51\text{ cm}^2$$

A2 = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga.

$$X = \frac{(h - lb)}{2} = \frac{(15,5in - 7in)}{2} = 4,25in * \frac{2,54 cm}{1 in} = 10,80cm$$

$$A_2 = (h * (B + 2X))$$

$$A_2 = (39,39cm * (31,75 + 2 * 10,80)cm) = 2 101,45 cm^2$$

$$P_p = 0,85 * 281 \frac{kg}{cm^2} * 564,51 cm^2 * \sqrt{\frac{2 101,45 cm^2}{564,51 cm^2}} = 260 270,04 kg$$

$$1,7 * 281 \frac{kg}{cm^2} * 564,51 cm^2 = 269 666,43 kg$$

$$260 270,04 kg \leq 269 666,43 kg$$

$$\phi_c = 0,65$$

$$\phi_c * P_p = 0,65 * 260 270,04 kg = 169 175,52 kg > 14 140 05 kg$$

La cota del voladizo de la placa de apoyo se determina de la siguiente manera:

$$n = \frac{B}{2} - k \text{ Manual AISC 2011 (14-1)}$$

$$n = \frac{31,75cm}{2} - 3,35 cm = 12,53 cm$$

$$t_{f min} = \sqrt{\frac{2R_u n^2}{\phi A_1 F_y}}$$

$$t_{f min} = \sqrt{\frac{2 * 14 140,05 kg * (12,53cm)^2}{0,90 * 2531,05 \frac{kg}{cm^2} * 564,51 cm^2}} = 1,88 cm$$

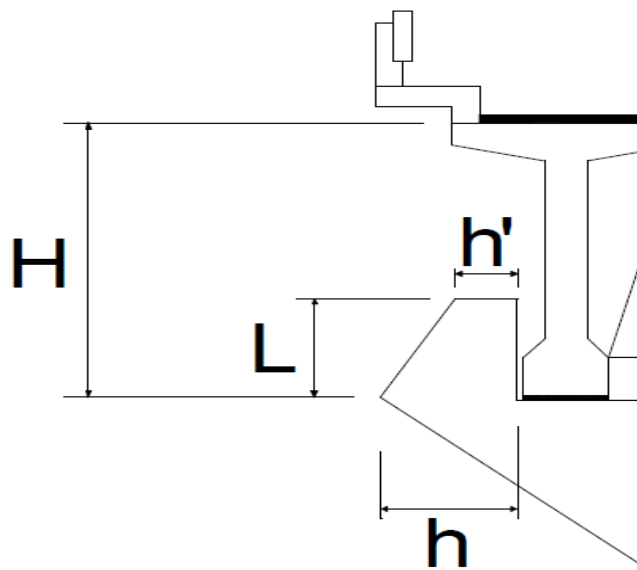
$$1,88 cm < 1,90 cm$$

La placa de apoyo será de 12 ½ * 7 * 3/4"

4.5.4. Diseño de tope sísmico

En la figura 32 se detalla el diseño del predimensionamiento del tope sísmico.

Figura 31. Predimensionamiento del tope sísmico



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Tabla XXI. **Tabla de coeficientes de fricción**

Estado de la superficie de contacto	Coefficiente de fricción μ [1]	
Concreto construido monolíticamente	1.4λ	(a)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm	1.0λ	(b)
Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso	0.6λ	(c)
Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados.	0.7λ	(d)

[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal, $\lambda = 0.75$ para concreto totalmente ligero. En los otros casos, λ se debe calcular con base en las proporciones volumétricas de agregado de peso normal y ligero como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder 0.85.

Fuente: ACI 318-14, Coeficientes de fricción. p. 407.

Datos

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,7$$

$$F_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_u = 6\,327,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

- Predimensionamiento

$$15 \text{ cm} \leq L \leq \frac{H}{3,5}$$

$$L = 15 \text{ cm.}$$

$$L = \frac{H}{3.5} = \left(\frac{30 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}}}{3,5} \right) = 21,77 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$h = L + r$$

$$h = 21,77 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 26,77 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

- Carga de sismo

Se tomará el 15 %* de la carga muerta de la superestructura.

*dato obtenido de la tesis consideración del efecto de la componente vertical sísmica en el diseño de concreto reforzado

$$F_u = 0,15 * 12\,405,94 \text{ lb} * 2 \text{ vigas} = 3\,721,78 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} = 1\,691,72 \text{ kg}$$

Acero de refuerzo de cortante por fricción

$$A_{vf} = \frac{F_u}{0,85 * f_y * \mu} = \frac{1\,691,72 \text{ kg}}{0,85 * \frac{4\,200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 0,7} = 0,67 \text{ cm}^2 \text{ ACI 318S-14 (22.9.4.2)}$$

Usando barra No. 3

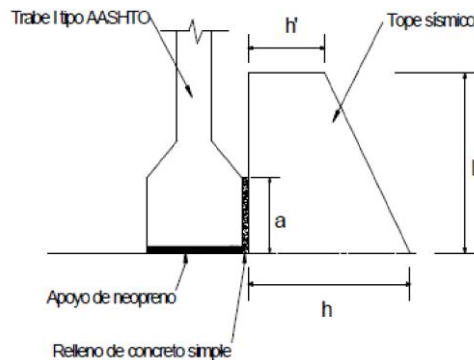
$$\text{No. de barras} = \frac{\frac{\pi}{4} \left(\frac{3}{8} \text{ in} * \frac{2,54}{1 \text{ in}} \right)^2}{0,67 \text{ cm}^2} = 1,29 \approx 2 \text{ unidades}$$

$$\text{espaciamiento máx.} = \left(\frac{h - r}{2} \right) = \left(\frac{30 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{2} \right) = 12,5 \text{ cm}$$

Refuerzo por flexión

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z} = \frac{M_u}{\phi f_y (0,80 * d)}$$

Figura 32. **Relleno de concreto simple para uniformizar los esfuerzos sobre el tope**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

$$a = t_{placa} + t_f = \frac{3}{4} in + 0,67 in = 1,42 in * \frac{2,54 cm}{1 in} = 3,61 cm$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z} = \frac{F_u * a}{\phi f_y (0,80 * d)}$$

$$A_f = \frac{1\ 691,72\ kg * 3,61\ cm}{0,90 * 4\ 200 \frac{kg}{cm^2} (0,80 * (25cm - 5cm))} = 0,10cm^2$$

Cálculo de acero principal

$$A_s = A_f = 0,0cm^2$$

$$A_s = \frac{2}{3} * 0,54cm^2 = 1,69cm^2$$

Revisión de acero mínimo

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,04 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{1,69cm^2}{\left(2 * 15,50 in * \frac{2,54 cm}{1 in}\right) * (30cm - 5cm)} = 0,00085$$

$$\rho = 0,04 * \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4 200 \frac{kg}{cm^2}} = 0,002 \text{ usar acero m\u00ednimo}$$

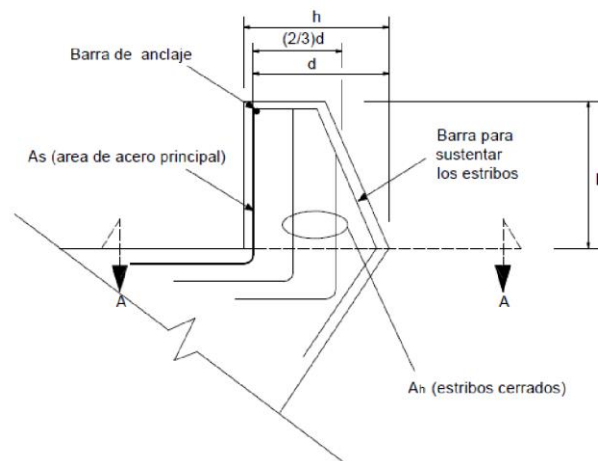
$$A_s = 0,002 * \left(2 * 15,50 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) * (30\text{cm} - 5\text{cm}) = 3,94\text{cm}^2$$

Usando barra No. 3

$$\text{No. de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,94\text{cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2} = 5,55 \approx 6 \text{ unidades}$$

Usar No. 3 @ 0,15 m

Figura 33. **Propuesta de la distribuci\u00f3n del acero de refuerzo**

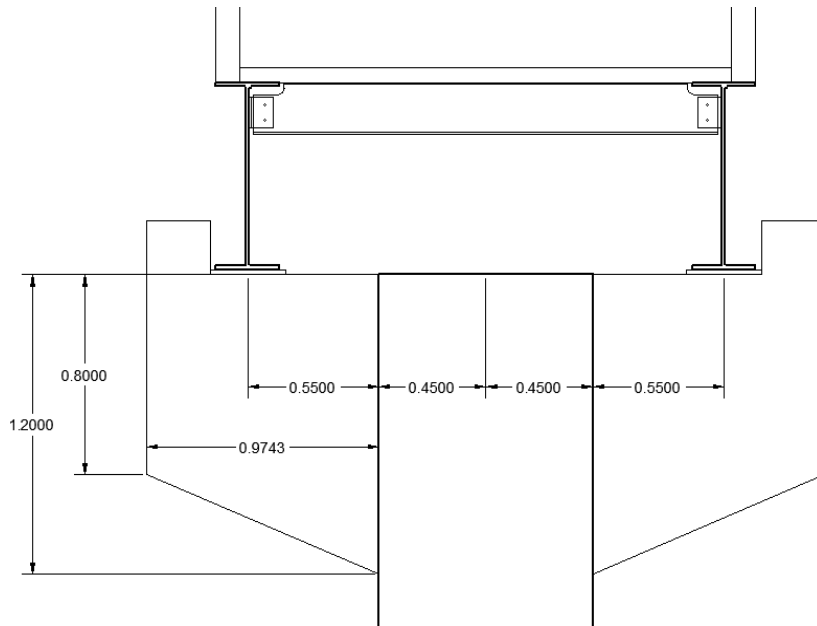


Fuente: elaboraci\u00f3n propia, empleando AutoCAD 2015.

Dise\u00f1o de viga cabezal

Para el dise\u00f1o de la viga cabezal se utilizar\u00e1 la filosof\u00eda de dise\u00f1o LRFD.

Figura 34. **Sección de la viga cabezal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Análisis de carga muerta peso propio de viga cabezal

$$P_{P1} = 0,80m * 0,80m * 0,97m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 1\,489,92 kg$$

$$brazo = \frac{0,97 m}{2} = 0,49 m$$

$$M_{pp1} = 1\,489,92 kg * 0,49 m = 730 kg - m$$

$$P_{P2} = 0,5 * 0,4m * 0,80m * 0,97m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} = 372,48 kg$$

$$brazo = \frac{0,97 m}{3} = 0,32 m$$

$$M_{pp1} = 372,48kg * 0,32 m = 119,19 kg - m$$

$$P_{Total} = 1\,489,92 kg + 372,48 kg = 1\,862,40 kg$$

$$M_{Total} = 730 kg - m + 119,19 kg - m = 849,19 kg - m$$

Análisis carga muerta de viga principal

$$\begin{aligned}M_{CMV} &= (1\,2405,93\text{ lb} * 0,55\text{ m}) * 2\text{ vigas} = 1\,3646,52\text{ lb} - m * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} \\ &= 6\,202,96\text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$V_{CMV} = (12\,405,93\text{ lb}) * 2\text{ vigas} = 24\,811,86\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} = 11\,278,12\text{ kg}$$

Análisis carga viva de viga principal

$$\begin{aligned}M_{CVV} &= (10\,138,12\text{ lb} * 0,55\text{ m}) * 2\text{ vigas} = 11\,151,93\text{ lb} - m * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} \\ &= 5\,069,06\text{ kg} - m\end{aligned}$$

$$V_{CVV} = (10\,138,12\text{ lb}) * 2\text{ vigas} = 20\,276,24\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} = 9\,216,47\text{ kg}$$

Análisis de carga de sismo

$$\begin{aligned}M_{CS} &= (12\,405,93\text{ lb} * 0,15^*) * 0,55\text{ m} * 2\text{ vigas} = 2046,97\text{ lb} - m * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} \\ &= 930,44\text{ kg} - m\end{aligned}$$

*dato obtenido de la tesis consideración del efecto de la componente vertical sísmica en el diseño de concreto reforzado

$$\begin{aligned}V_{CS} &= 12\,405,93\text{ lb} * 0,15 = 1\,860,88\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} = 845,85\text{ kg} * 2\text{ vigas} \\ &= 1\,691,72\text{ kg}\end{aligned}$$

Carga de sismo de la viga cabezal

$$\text{brazo} = \frac{\frac{0,97\text{ m}}{2} + \frac{0,97\text{ m}}{3}}{2} = 0,40\text{ m}$$

$$M_{CS} = 0,15 * 1\,862,40\text{ kg} * 0,40\text{ m} = 11\,174,4\text{ kg} - m$$

$$V_{cs} = 0,15 * 1\ 862,40\ kg = 279,36kg$$

$$\sum \text{momentos por carga muerta} = M_{\text{carga viga principal}} + M_{\text{viga cabezal}}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{momentos por carga muerta} &= 6202,96\ kg - m + 849,19\ kg - m \\ &= 7\ 052,15 \end{aligned}$$

$$\sum \text{momentos por carga de sismo} = M_{\text{carga viga principal}} + M_{\text{viga cabezal}}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{momentos por carga de sismo} &= 930,44\ kg - m + 111,74\ kg - m \\ &= 1\ 042,18\ kg - m \end{aligned}$$

Tabla XXII. **Tipo de carga, momento y corte**

Tipo de carga	Momento (kg-m)	Corte (kg)
Muerta	7052,15	13 140,52
viva	5069,06	9 216,47
Sismo	1042,18	1 971,08

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. Factores de carga y combinaciones

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_F	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_F	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_F	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_F	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_F	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: AASHTO 2017, factores de carga y combinaciones tabla 3.4.1-1.

Tabla XXIV. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y Accesorios	1.25	0.90	
DC: Sólo Resistencia IV	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios	1.50	0.65	
EH: Presión Horizontal del Terreno:	Activa	1.50	0.90
	En Reposo	1.35	0.90
	AEP para muros anclados	1.35	N/A
	—	—	—
EL: Tensiones Residuales en Construcción	1.00	1.00	
EV: Presión Vertical del Terreno	Estabilidad Global	1.00	N/A
	Muros de Sostenimiento y Estribos	1.35	1.00
	Estructura Rígida Enterrada	1.30	0.90
	Marcos Rígidos	1.35	0.90
	Estructuras Flexibles Enterradas	—	—
	o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas	1.5	0.9
	o Alcantarillas Termoplásticas	1.3	0.9
	o Todas las demás	1.95	0.9
ES: Sobrecarga de Suelo	1.50	0.75	

Fuente: AASHTO 2017, factores de carga y combinaciones tabla 3.4.1-1.

Tabla XXV. **Combinaciones de carga**

Combinación	Fórmula	Momento (kg-m)	Corte (kg)
Resistencia	1,25CM+1,75CV	17 686,04	32 554,47
Servicio	CM+CV	12 121,21	22 356,99
Fatiga	1,75CV	8 870,85	16 128,81
Evento Extremo	1,25CM+0,5CV+EQ	12 391,89	23 004,96
	Combinación máx.	17 686,04	32 554,47

Fuente: elaboración propia.

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

Donde:

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

$$f_y = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

Recubrimiento 5 cm

Diámetro de barra longitudinal No. 6

Diámetro de estribo No. 3

$$d1 = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{3}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} - \frac{6}{2*8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 113,10 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[(80 * 113,10) - \sqrt{(80 * 113,10)^2 - \frac{17686,04(80)}{0,003825(210)}} \right] * \left(0,85 * \frac{210}{4200} \right)$$

$$= 27,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. De barras long.} = \frac{27,74 \text{ cm}^2}{\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}}\right)^2} = 9,73 \text{ un} \approx 10 \text{ unidades}$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} * \left(\frac{3}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}}\right)^2 * 10 = 28,50 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

Según AASHTO LRFD 2017 según artículo 5.7.3.3.1., no hay límite máximo.

Área de acero mínima

ACI 318S-14 9.6.1.2 (a)

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f_c}}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4 \cdot 200} (80 \text{ cm}) * (113,10 \text{ cm}) = 24,97 \text{ cm}^2$$

ACI 318S-14 9.6.1.2 (b)

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} (80 \text{ cm} * 113,10 \text{ cm}) = 30,35 \text{ cm}^2$$

Usar área de acero mínimo

Diseño a corte

$$V_r = \phi V_n; \phi = 0,90$$

Corte resistente del concreto

$$V_c = 0,53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v; \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 80 \text{ cm} * 113,10 \text{ cm} = 59 \text{ 068,65 kg}$$

32 554,47kg < 59 068,65 kg No.

Es necesario confinar a corte ya que el concreto es lo suficientemente resistente sin embargo, se hará conforme al siguiente criterio de confinamiento.

Confinamiento según ACI 318-14 (18.4.2.4)

S_1

= {8 diámetros de la barra longitudinal mayor 24 diámetros del estribo 30 cm d /4 }

$$S_1 = 8 * \frac{6}{8} in * \frac{2,54 cm}{1 in} = 15,24 \approx 15 cm$$

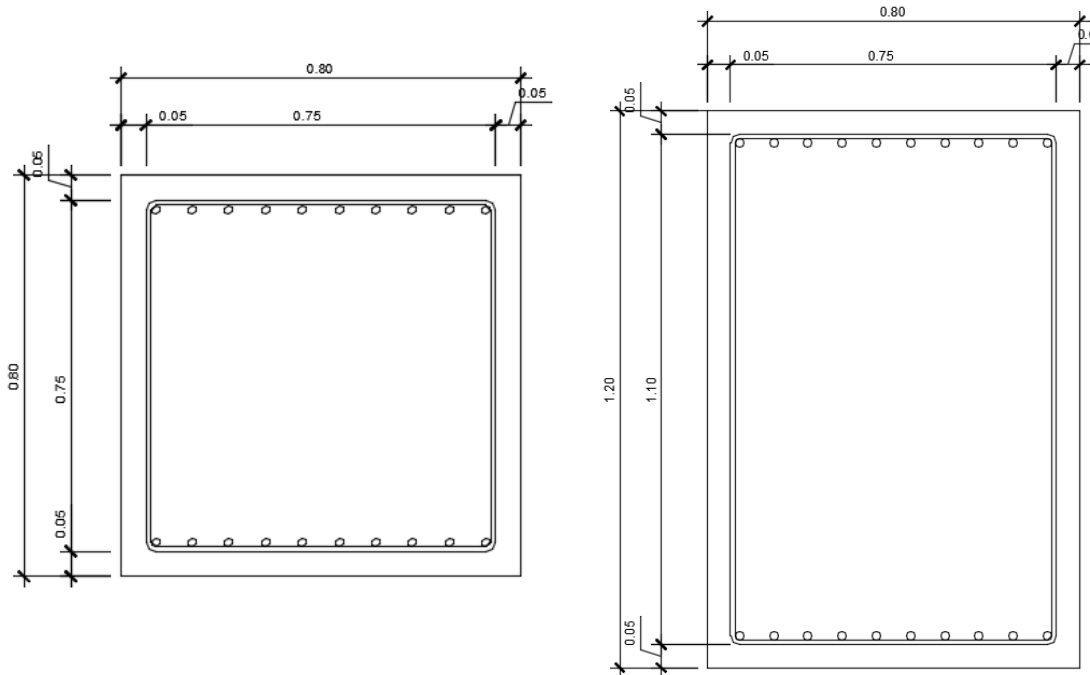
$$S_1 = 24 * \frac{3}{8} in * \frac{2,54 cm}{1 in} = 22,86 \approx 25 cm$$

$$S_1 = 30 cm$$

$$S_1 = 113,10 cm / 4 = 28,27 \approx 30 cm$$

Confinamiento primer estribo @ 0,05 metros demás @ 0,15 m

Figura 35. **Secciones A-A' y B-B' de la viga cabezal**



Viga cartelada armada de 10 No. 6 + estribos No. 3 @ 0,15 m

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

4.6. **Diseño de columna**

El diseño de columna se realizó con los datos siguientes:

$f'c$ 280 Kg/cm²
 Fy 4 200 Kg/cm²
 Fu 6 327,63 Kg/cm²
Base 90 cm
Altura 90 cm
Longitud 13 m

Diámetro de varillas 6

Cantidad de varillas 28

$$\text{Área gruesa} = 90 \text{ cm} * 90 \text{ cm} = 8100 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} \left(\frac{6}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right)^2 * 28 \text{ unidades} = 79,80 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{79,80 \text{ cm}^2}{8100 \text{ cm}^2} = 0,0098 \approx 0,01$$

$$P_{\text{Propio columna}} = 0,90\text{m} * 0,90\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 13\text{m} = 25272 \text{ kg}$$

Cargas para la columna

Carga muerta superestructura

$$P_{CM} = 4 * 12405,94 \text{ lb} = 49623,76 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} = 22556,25 \text{ kg}$$

$$\sum P_{CM} = P_{\text{vigas principales}} + 2P_{\text{vigas cabezal}} + P_{\text{Peso propio de columna}}$$

$$\sum P_{CM} = 22556,25 \text{ kg} + 2 * 1862,40 \text{ kg} + 25272 \text{ kg} = 51553,05 \text{ kg}$$

Carga viva de superestructura

$$P_{CV} = 4 * 10138,12 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} = 18432,95 \text{ kg}$$

Carga de sismo

Sismo carga muerta

$$V_{cs} = 1\,2405,93\text{ lb} * 0,15^* = 1\,860,88\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} = 845,85\text{ kg} * 2\text{ vigas}$$

$$= 1\,691,72\text{ kg}$$

Sismo viga cabezal

$$V_{cs} = 0,15^* * 1\,862,40\text{ kg} = 279,36\text{ kg}$$

$$\text{Carga de sismo total} = 2(1\,691,72\text{ kg} + 279,36\text{ kg}) = 3\,942,16\text{ kg}$$

*dato obtenido de la tesis consideración del efecto de la componente vertical sísmica en el diseño de concreto reforzado.

Momentos

Tipo de carga	Momento (kg-m)
Muerta	7 052,15
viva	5 069,06

Carga de sismo

$$M_{cs} = 51\,553,05\text{ kg} * 0,15^* * 13\text{ m} = 100\,528,44\text{ kg} - \text{m}$$

*dato obtenido de la tesis consideración del efecto de la componente vertical sísmica en el diseño de concreto reforzado.

Tabla XXVI. Tabla resumen para cargas y momentos de columna

Tipo de carga	Momento (kg-m)	Carga axial (kg)
Muerta	7 052,15	51 553,05
viva	5 069,06	18 432,95
Sismo	100 528,44	3 942,16

Combinaciones de carga

Combinación	Fórmula	Momento (kg-m)	Carga axial (kg)
Resistencia	1,25CM+1,75CV	17 686,04	96698,975
Servicio	CM+CV	12 121,21	69986,00
Fatiga	1,75CV	8 870,85	32257,65
Evento extremo	1,25CM+0,5CV+E Q	111 878,16	77599,9475
	Combinación máx.	111 878,17	96698,98

Fuente: elaboración propia.











Esbeltez

Se podrán ignorar los efectos de la esbeltez de una columna, si se cumple la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{R} < 22$$

Tabla XXVII. Longitud efectiva factor K

Table C4.6.2.5-1—Effective Length Factors, *K*

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Theoretical <i>K</i> value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Design value of <i>K</i> when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.0	1.2	2.1	2.0
End condition code	   	Rotation fixed Rotation free	Rotation fixed Rotation free	Translation fixed Translation fixed	Translation fixed Translation free	Translation free Translation free

Fuente: AASHTO LRFD 2017.

$$\frac{KL}{\sqrt{\frac{1}{12} * (b) * (b)^3}} < 22$$

$$\frac{KL}{\sqrt{1/12 * b}} < 22$$

$$\frac{2,1 * 13}{\sqrt{1/12 * 0,9}} < 22$$

116,75 < 22 *no cumple*. Por lo tanto, se debe considerar los efectos de la esbeltez (factores de magnificación).

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k * P_e}} \geq 1,00 \text{ AASHTO LRFD 2017 (4.5.3.2.2b-3)}$$

Donde:

$$C_m = 1$$

$$\phi_k = 0,75$$

$$P_u = 100\,010,01 \text{ kg}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \text{ AASHTO LRFD 2017 (5.7.4.2-2)}$$

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{f'_c} \text{ ACI 318S-14 19.2.2.1.b}$$

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 218\,819,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$I_g = \frac{1}{12} * (90\text{cm}) * (90\text{cm})^3 = 5\,467\,500 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = \frac{1,25 (5\,4201,88\text{kg})}{1,25 (54\,201,88\text{kg}) + 1,75 (18\,432,95\text{kg})} = 0,57$$

$$EI = \frac{\frac{218\,819,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5\,467\,500 \text{ cm}^4}{2,5}}{1 + 0,57} = 3,25555 * 10^{11} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{(Kl_u)^2} \text{ AASHTO LRFD 2017 (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * 3,25555 * 10^{11} kg - cm^2}{(2,1(1\ 300cm))^2} = 431\ 114,39\ kg$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \geq 1,0\ \text{AASHTO LRFD 2017 (4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{96\ 698,98}{0,75 * 431\ 114,39\ kg}} = 1,42\ ok$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k * P_e}} \geq 1,00$$

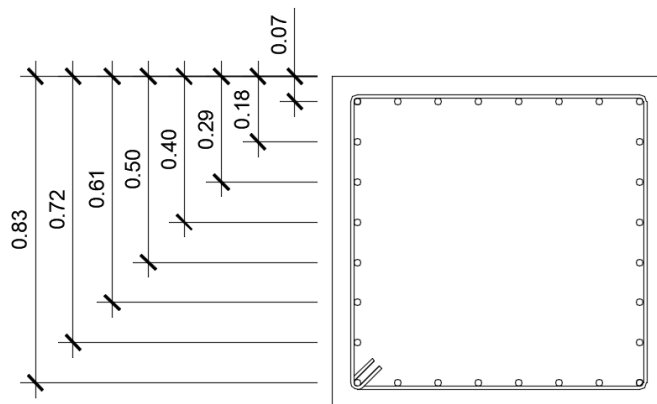
$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{96\ 698,98}{0,75 * 431\ 114,39\ kg}} = 1,42\ ok$$

Momento magnificado

$$M_c = 111\ 878,17kg - m * 1,44 = 158\ 867,00\ kg - m = 158,87\ T - m$$

Construcción del diagrama de interacción

Figura 36. **Sección transversal de columna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Tabla XXVIII. **Columna de 90*90 cm, armado con 28 No. 6 longitudinales**

B	90	Cm
H	90	Cm
ϕ	0,90	
	280	Kg/cm ²
Fy	4 200	Kg/cm ²
ε_y	0,0021	
ε_{cu}	0,003	
β_1	0,85	
D	0,83	cm

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Análisis del primer punto, compresión pura**

Po	2243,97	Ton
Pn	1795,17	Ton
Pu	1615,65	Ton
Mu	0	Ton-m
α	0	
cj	81,83	cm
d	81,83	cm
a	69,5555	cm
Cc	1489879	Kg
Cp	45	cm

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Análisis del segundo punto

ÁREA	Cm ²	di (cm)		esi		fsi		cheque o	fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1=	22,8	d'1=	8,17	es'1	0,0027	fs'1	5400	fluye	4 200	95760	36,83	3526841
S'2=	5,7	d'2=	18,7	es'2	0,00231	fs'2	4628	fluye	4 200	23940	26,3	629622
S'3=	5,7	d'3=	29,22	es'3	0,00193	fs'3	3858	no fluye	3 858	21990,6	15,78	347012
S'4=	5,7	d'4=	39,74	es' 4	0,00154	fs' 4	3086	no fluye	3 086	17590,2	5,26	92524,5
S4=	5,7	d4=	50,26	es4	0,00116	fs4	2314	no fluye	2 314	13189,8	5,26	69378,3
S3=	5,7	d3=	60,78	es3	0,00077	fs3	1544	no fluye	1 544	-8800,8	15,78	138877
S2=	5,7	d2=	71,3	es2	0,00039	fs2	772	no fluye	772	-4400,4	26,3	115731
S1=	22,8	d1=	81,83	es1	0	fs1	0	no fluye	0	0	36,83	0
												4919984

Fuente: elaboración propia.

Pu 1 135,94 Ton

Mu 141,05 Ton-m

Pn 1622,77 Ton

Mn 201,5 Ton

Análisis de tercer punto

a 40,9 cm

Cc 876399 Kg

Cp 45 cm

Falla balanceada

α -1

cj 48,14 cm

d 81,83 cm

Tabla XXXI. Análisis de tercer punto

AREA (cm²)		di (cm)		εSi		fSi		chequeo	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1=	22,8	d'1=	8,17	εS'1	0,00249	fS'1	4982	fluye	4 200	95760	36,83	3526841
S'2=	5,7	d'2=	18,7	εS'2	0,00184	fS'2	3670	no fluye	3 670	20919	26,3	550170
S'3=	5,7	d'3=	29,22	εS'3	0,00118	fS'3	2358	no fluye	2 358	13440,6	15,78	212093
S'4=	5,7	d'4=	39,74	εS'4	0,00052	fS'4	1046	no fluye	1 046	5962,2	5,26	31361,2
S4=	5,7	d4=	50,26	εS4	0,00013	fS4	264	no fluye	264	-1504,8	5,26	7915,25
S3=	5,7	d3=	60,78	εS3	0,00079	fS3	1576	no fluye	1 576	-8983,2	15,78	141755
S2=	5,7	d2=	71,3	εS2	0,00144	fS2	2888	no fluye	2 888	-16461,6	26,3	432940
S1=	22,8	d1=	81,83	εS1	0,0021	fS1	4200	fluye	4 200	-95760	36,83	3526841
												8429915

Fuente: elaboración propia.

Pu 622,84 Ton

Mu 209,57 Ton-m

Pn 889,77 Ton

Mn 299,39 Ton-m

Análisis de cuarto punto

∅Pn 226,8 Ton

Pn 324 Ton

cj 13,14 cm

d 81,83 cm

a 11,17 cm

Cc 239240 Kg

Cp 45 cm

Tabla XXXII. Análisis de cuarto punto

AREA	Cm ²	di (cm)		εSi		fSi		cheque o	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1=	22,8	d'1=	8,17	εS'1	0,00114	fS'1	2 270	no fluye	2 270	51756	36,83	1906173
S'2=	5,7	d'2=	18,7	εS'2	0,00127	fS'2	2 538	no fluye	2 538	14466,6	26,3	380472
S'3=	5,7	d'3=	29,22	εS'3	0,00367	fS'3	7 342	fluye	4 200	23940	15,78	377773
S'4=	5,7	d'4=	39,74	εS' 4	0,00607	fS' 4	12 146	fluye	4 200	23940	5,26	125924
S4=	5,7	d4=	50,26	εS4	0,00848	fS4	16 950	fluye	4 200	-23940	5,26	125924
S3=	5,7	d3=	60,78	εS3	0,01088	fS3	21 754	fluye	4 200	-23940	15,78	377773
S2=	5,7	d2=	71,3	εS2	0,01328	fS2	26 558	fluye	4 200	-23940	26,3	629622
S1=	22,8	d1=	81,83	εS1	0,01568	fS1	31 366	fluye	4 200	-95760	36,83	3526841

7450503

Fuente: elaboración propia.

Análisis de quinto punto flexión pura

α -10,09

cj 10,15 cm

d 81,83 cm

a 8,63 cm

Cc 184 801 Kg

Tabla XXXIII. Análisis de quinto punto flexión pura

AREA	Cm ²	di (cm)		εSi		fSi		cheque o	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1=	22,8	d'1=	8,17	1	0,00059	fs'1	1 170	no fluye	1 170	26676	37	982477
S'2=	5,7	d'2=	18,7	2	0,00253	fs'2	5 054	fluye	4 200	23940	26	629622
S'3=	5,7	d'3=	29,2 2	3	0,00564	fs'3	11 272	fluye	4 200	23940	16	377773
S'4=	5,7	d'4=	39,7 4	4	0,00875	fs' 4	17 492	fluye	4 200	23940	5.3	125924
S4=	5,7	d4=	50,2 6	4	0,01186	fs4	23 710	fluye	4 200	-23940	5.3	125924
S3=	5,7	d3=	60,7 8	3	0,01497	fs3	29 930	fluye	4 200	-23940	16	377773
S2=	5,7	d2=	71,3 2	2	0,01807	fs2	36 148	fluye	4 200	-23940	26	629622
S1=	22,8	d1=	81,8 3	1	0,02119	fs1	42 372	fluye	4 200	-95760	37	3526841
												6775957

Fuente: elaboración propia.

Pn 115,72 Ton
 Mn 142,95 Ton-m
 Pu 104,15 Ton
 Mu 128,66 Ton-m

Pu -301,64 Ton
 Mu 0 Ton-m

Análisis de quinto punto, tracción pura

Pn -335,16 Ton

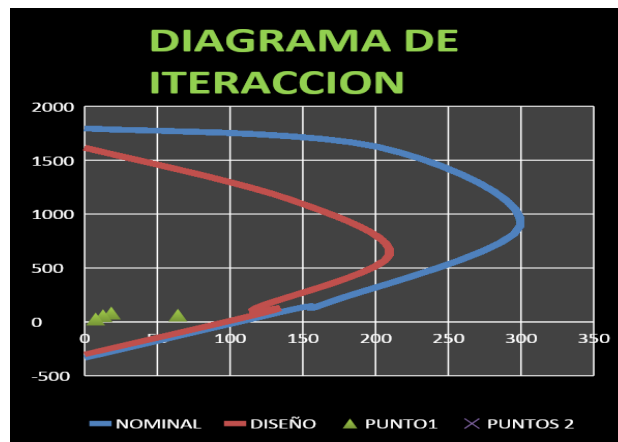
Mn 0 Ton-m

Tabla XXXIV. Resumen de resultados

	Pn (T)	Mn (T-m)	Pu (T)	Mu (T-m)
1	1795,17	0	1615,7	0
2	1622,77	201,5	1135,9	141,05
3	889,77	299,39	622,84	209,57
4	185,76	168,8	130,03	118,16
5	115,72	142,95	104,15	128,66
6	-335,16	0	-301,64	0

Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Diagrama de iteración



Fuente: elaboración propia.

Confinamiento según ACI 318-14 (18.4.3.3.)

$$S_1 = \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ veces el diámetro de la barra longitudinal mayor } 24 \text{ veces el diámetro} \\ \text{de la barra del estribo cerrado de confinamiento } 300 \text{ mm} \\ \text{La mitad de la menor dimension de la seccion transversal de la columna} \end{array} \right\}$$

$$s = 8 \left(\frac{6}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) = 15,24 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

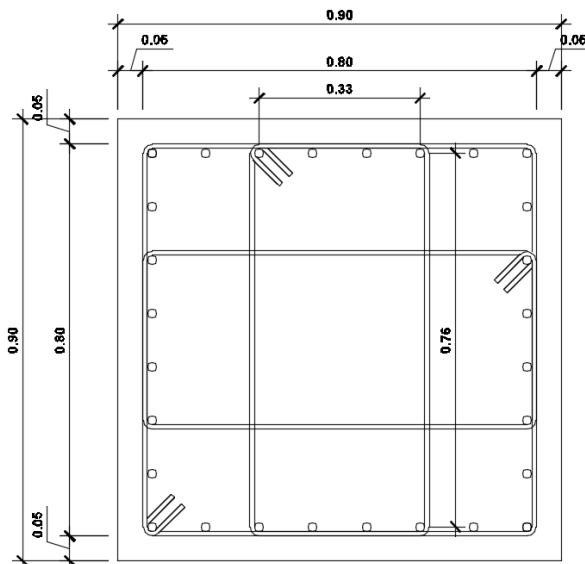
$$s = 24 \left(\frac{3}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right) = 22,86 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

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

$$s = \frac{90 \text{ cm}}{2} = 45 \text{ cm}$$

La columna queda de la siguiente manera de 0,90*0,90 m armada con 28 no. 6 + estribos No. 3 @ 0,15 m. concreto 3000 psi refuerzo corrugado G60.

Figura 38. **Sección transversal del armado de la columna**



Columna de 0,90*0,90 m
armado de 28 No. 6 + estribos
No. 3 @ 0,15 m

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

4.7. Capacidad soporte de suelo

Para obtener la capacidad soporte de suelo, se realizó una calicata con diámetro de 1,00 m y profundidad de 2,30 metros, se talló un pie cúbico de muestra de suelo, se extrajo de la calicata y se le aplicó parafina con una brocha, para posteriormente llevarla al centro de investigaciones de la Universidad de San Carlos de Guatemala, donde a la muestra inalterada se le realizó el ensayo triaxial no consolidado y no drenado arrojando los siguientes resultados:

Tabla XXXV. **Parámetros de corte**

probeta	1	2	3	unidad
presión lateral	5	10	20	T/m ²
desviador en rotura	5,13	9,14	16,85	q (T/m ²)
presión intersticial	x	x	x	u (T/m ²)
deformación en rotura Er	2,5	3	5,5	%
densidad seca	2	2	2	(T/m ³)
densidad húmeda	2,18	2,18	2,18	(T/m ³)
humedad	8,89	8,89	8,89	%H
Angulo de fricción interna			29,11	°
cohesión Cu			42,13	T/m ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVI. **Cálculo de la capacidad soporte del suelo por el método de Terzaghi**

Ángulo de fricción interna	29,11	°
Cohesión	42,13	T/m ²
Factor de seguridad (FS)	3,00	
Profundidad de desplante	3,50	m
Base (B)	3,50	m
Largo (L)	3.50	m
Descripción de suelo	arena limosa de cementación fuerte color beige	

Fuente: elaboración propia.

Los factores de profundidad, de forma y de carga se obtendrán de la tabla XV de los factores de capacidad de carga de Terzaghi. Como el ángulo de 29.11 no se encuentra en la tabla, se interpolara para obtener dichos valores.

$$N_c=34,242$$

$$N_q=19,981$$

$$N_\gamma=16,50$$

$$q = D_f * y_s$$

$$q = (3,5) * (2,18) = 7,63 * \frac{T}{m^2}$$

Tabla XXXVII. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}^*	ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: BRAJA M. Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 139.

Para cimentación cuadrada

$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_{\gamma}$ ecuación 3.7 del libro de *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*, 7ª. edición.

$$q = 1,3 \left(42,13 \frac{T}{m^2} (34,24) \right) + 7,63 * \frac{T}{m^2} * 19,98 + 0,40 * 2,18 * \frac{T}{m^3} * (3,5m) * 16,5$$

$$= 2\,078,10 \text{ T/m}^2$$

el valor soporte de suelo será el siguiente.

$$q = V_s = \frac{2\,078,10 \frac{T}{m^2}}{3} = 692,7 \frac{T}{m^2}$$

El valor soporte de suelo es muy alto por lo que se verificara en libras y tesis si sus propiedades mecánicas están dentro del rango. Encontrando lo siguiente:

Tabla XXXVIII. **Ángulos de fricción interna y pesos específicos**

Tipo de suelo	Consistencia	Angulo de fricción interna en ϕ grados	Peso específico en kg/m^3
Arena gruesa o Arena con grava	Compacta	40	2 250
	suelta	35	1 450
Arena media	Compacta	40	2 080
	Suelta	30	1 450
Arena limosa fina o limo arenoso	Compacta	30	2 080
	Suelta	25	1 365
Limo uniforme	Compacta	30	2 160
	suelta	25	1 365
Arcilla-limo	Suave a mediana	20	1 440-1 920
Arcilla limosa	Suave a mediana	15	1 440-1 920

Continuación de la tabla XXXVIII.

Arcilla	Suave a mediana	0.1	1 440-1 920
---------	-----------------	-----	-------------

Fuente: Civilgeeks. *Valores referenciales sobre diferentes propiedades del suelo:*
<https://civilgeeks.com/2011/11/30/valores-referenciales-sobre-diferentes-propiedades-de-los-suelos/> fecha consultada: 16 de mayo de 2015.

Tabla XXXIX. **Características del suelo arena limosa color café**

Tipo de suelo arena limosa color café	
Cohesión (T/m ²)	3,7
Angulo de fricción interna	29,63
Peso específico (T/m ³)	1,79

Fuente: NIJ PATZAN, J. E. *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas.* p. 48.

Tabla XL. **Valor soporte permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	Ton/m²	Observaciones
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
suelo gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
suelo arenosos	32-64	Densos
arena fina	22-43	Densa
suelo arcillosos	53	Duros
suelo arcillosos	22	Solidez mediana
suelos limosos	32	Densos
suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: CASTRO QUINTERO *Diseño de la edificación escolar de dos niveles para la aldea Loma Linda y sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Brisas de Atulapa, municipio De Esquipulas, Chiquimula.* p. 12.

Por lo que se concluye que los datos de ángulo de fricción interna y peso específico rondan por el rango según la tabla No. XVII, pero la cohesión es muy baja comparado al suelo que se tiene. En la tabla XVIII el valor más alto de valor soporte permisible es de 645 T/m² que corresponde a una roca sana y el valor de suelo calculado es de 692,7 T/m².

Se puede concluir que pudo haber ocurrido un error humano a la hora de la lectura de los datos al efectuar el ensayo o bien un error de gabinete, equipo defectuoso u otra circunstancia, por lo que se procede a elegir la capacidad de soporte de un suelo similar al que se tiene, en este caso, un suelo limoso denso de 32 T/m² valor que se puede encontrar en la tabla XVIII.

4.7.1. Diseño de zapata aislada

La sección de zapata y su espesor, serán adecuadas para soportar los esfuerzos a los que se encuentran sometidas. Se diseñará por el método de diseño por factores de carga y resistencia o por sus siglas en ingles LRFD.

Tabla XLI. Resumen para cargas y momentos de columna

Tipo de carga	Momento (kg-m)	Carga axial (kg)
Muerta	7052,15	51 553,05
viva	5 069,06	18 432,95
Sismo	100 528,44	3 942,16

Combinaciones de carga

Combinación	Fórmula	Momento (kg-m)	Carga axial (kg)
Resistencia	1,25CM+1,75CV	17 686,04	96 698,975
Servicio	CM+CV	12 121,21	69 986,00
Fatiga	1,75CV	8 870,85	32 257,65
Evento extremo	1,25CM+0,5CV+EQ	111 878,16	77 599,9475
	Combinación máx.	111 878,17	96 698,98

Fuente: elaboración propia.

Factor de carga última

$$f_{cu} = \frac{1,2 CM + 1,6 CV}{CM + CV} \quad \text{Combinación de carga según ACI 318S-14 (5.3.1)}$$

$$f_{cu} = \frac{1,2 * 7 052,15 \text{ kg} + 1,6 * 5 069,06}{7 052,15 + 5 069,06} = 1.36$$

Cargas de trabajo

$$P_t = \frac{96\,698,98\text{ kg}}{1,36} = 71\,102,19\text{ kg}$$
$$M'_{ux} = \frac{111\,878,17\text{ kg} \cdot \text{m}}{1,36} = 82\,263,36\text{ kg} \cdot \text{m}$$
$$M'_{uy} = \frac{111\,878,17\text{ kg} \cdot \text{m}}{1,36} = 82\,263,36\text{ kg} \cdot \text{m}$$

Predimensionamiento de la zapata

$$A_z = \frac{f_{cu} * P_t}{V_s} = \frac{1,36 * 63\,201,94\text{ kg} * \frac{1\text{ T}}{1\,000\text{ kg}}}{32 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}} = 2,68\text{ m}^2$$
$$B = \sqrt{A_z} = \sqrt{2,68\text{ m}^2} = 1,64\text{ m}$$

Haciendo los chequeos con la zapata de 1,64*1,64 no chequeo; por lo que se fue probando a prueba y error en una hoja electrónica de Excel hasta que chequeo con una zapata con dimensiones de 4,5*4,5 m.

$$A_z = 4,50\text{ m} * 4,50\text{ m} = 20,25\text{ m}^2$$

Chequeo de presión sobre el suelo

Al determinar el área de zapata, se debe calcular la carga admisible (q_{max}), la cual debe ser menor que el valor soporte V_s , si se supone que las presiones resultantes están linealmente distribuidas, siempre que la excentricidad $e=M/p$ no supere la distancia k del núcleo de la zapata, $e < k = L/6$, cuyo valor se define por la fórmula de flexión normal:

$$q_{max} = \frac{P_{real}}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

$$q_{min} = \frac{P_{real}}{A} - \frac{M_x}{S_x} - \frac{M_y}{S_y}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = S_x = S_y = \frac{4,5m * (4,5m)^2}{6} = 15,19m^3$$

$$P = P_t + P_{Zap} + P_{suelo}$$

$$P_{Zap} = 4,5 m * 4,5m * 0,80 m * 2 400 \frac{kg}{m^3} = 38 880 kg$$

$$P_{suelo} = (A_Z - A_{Col}) * (D_f - t_{zap}) * \gamma_{suelo}$$

$$P_{suelo} = ((4,5m * 4,5m) - (0,90m * 0,90m)) * (4,0m - 0,8m) * 2 180 \frac{kg}{m^3}$$

$$P_{suelo} = 135 613,44 kg$$

$$P = 71 102 19 kg + 38 880 kg + 135 613,44 kg = 245 595,63 kg$$

$$q_{max} = \frac{245 595,63 kg}{20,25 m^2} + \frac{82 263,36 kg - m}{15,19m^3} + \frac{82 263,36 kg - m}{15,19 m^3}$$

$$= 22 961,21 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{237 695,38 kg}{20,25 m^2} - \frac{731 22,98 kg - m}{15,19m^3} - \frac{73 122,98 kg - m}{15,19 m^3} = 4 162,71 \frac{kg}{m^2}$$

$Q_{max} = 22 569,29 kg/m^2$ mucho menor al valor soporte de suelo y q_{min} mayor a 0 por lo tanto no existe tensión del suelo.

La presión del suelo en cualquier punto de la zapata es único, existen por lo tanto diferentes presiones en diferentes ubicaciones. Para diseñar la zapata se debe hacer referencia a una presión constante, en este caso se realizará el diseño con la presión máxima, esta debe ser afectada por el factor de carga última:

Presión última de diseño:

$$q_{diseño} = f_{cu} * q_{max} = 1,36 * 22961,21 \frac{kg}{cm^2} = 31227,25 \frac{kg}{m^2}$$

Diseño de concreto armado

La falla por corte ocurre a una distancia d del borde de la columna, debe ser revisado ese punto para determinar si el peralte resiste el esfuerzo cortante, en este caso se utilizará varilla No. 5 para el armado:

$$d = \text{peralte asumido} - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

De acuerdo con el código ACI 318-14, sección 7.7.1, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor a 7,5 centímetros para concreto colocado sobre el suelo y expuesto permanentemente a él.

$$d = 0,80m - 0,075m - \frac{\frac{5}{8}in * \frac{0,0254m}{1in}}{2} = 0,72m$$

Corte actuante

$$V_{act} = q_{diseño} \left(\frac{B_{zap} - b_{col}}{2} - d \right) * H_{zap}$$

$$V_{act} = 31227,25 \frac{kg}{m^2} \left(\frac{4,5m - 0,90m}{2} - 0,72m \right) * 4,5m = 151764,44kg$$

Corte resistente

$$V_{res} = \emptyset * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \text{ ACI 318S-14 (9.6.3.1)}$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 4,5m * 0,72m * 100 * 100 = 211519,03kg$$

$$V_{res} > V_{act}$$

Como el cortante resistente es mayor al cortante actuante se concluye que el peralte de la zapata resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante

La fuerza que la columna ejerce sobre la zapata es una acción que tiende a perforarla, por lo que debe chequearse el corte punzonante, este actúa a una distancia $d/2$ del borde de la columna.

$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(0,90m + 0,72m) + 2(0,90m + 0,72m) = 6,48 m$$

$$V_{act} = q_{diseño}(A_{zapata} - A_{punzonada})$$

$$V_{act} = 31227,25 \frac{kg}{m^2} ((4,5 * 4,5)m^2 - (0,72 + 0,90)m * (0,72 + 0,90)m)$$

$$V_{act} = 550 398,94 kg$$

Corte resistente

$$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * (6,48m) * (0,70m) * 100 * 100 = 592 253,29 kg$$

$$V_{res} > V_{act}$$

Diseño a flexión

Para conocer el refuerzo por flexión se debe considerar la zapata como una losa en voladizo.

$$M_u = \frac{wL^2}{2} = \frac{31\,227,25 \frac{kg}{m^2} * (\frac{4,5m - 0,90m}{2})^2}{2} = 505\,88,15 \text{ kg} - m$$

Área de acero

Acero mínimo

$$A_{s\,min} = \rho_{min}bd = \frac{14,1}{f_y}bd \text{ ACI 318S-14 (9.6.1.2.(b))}$$

$$A_{s\,min} = \frac{14,1}{4\,200} 100 * 72 = 24,17 \text{ cm}^2$$

Acero requerido

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

$$A_{req} = \left[(100 * 72) - \sqrt{(100 * 72)^2 - \frac{50\,588,15 \text{ kg} - m(100)}{0,003825(210)}} \right] * \left(0,85 * \frac{210}{4\,200} \right)$$

$$= 19,18 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es mayor que el acero requerido, se utiliza el refuerzo mínimo, utilizando varilla No. 5 tendremos una separación igual a:

Sentido X

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{\frac{\pi}{4} * (\frac{5}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}})^2}{19,18 \text{ cm}^2} = 0,10 \text{ m}$$

Sentido Y

$$d_y = h - rec. - \phi - \frac{\phi}{2}$$

$$d_y = 0,80 - 0,075 - \frac{3 \left(\frac{5}{8} \text{ in} * \frac{0,0254 \text{ m}}{1 \text{ in}} \right)}{2} = 0,70 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} 100 * 70 = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{req} = \left[(100 * 70) - \sqrt{(100 * 70)^2 - \frac{50 \cdot 588,15 \text{ kg} - m(100)}{0,003825(210)}} \right] * \left(0,85 * \frac{210}{4 \cdot 200} \right)$$

$$= 19,77 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{\frac{\pi}{4} * \left(\frac{5}{8} \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} \right)^2}{19,77 \text{ cm}^2} = 0,10 \text{ m}$$

Nota: la zapata será de 4,50m * 4,50m * 0,80m con concreto 3 000 psi, armado de varillas corrugadas No. 5 @ 0,10 m ambos sentidos, recubrimiento de 7,5 cm la cota de desplante será de 4 metros.

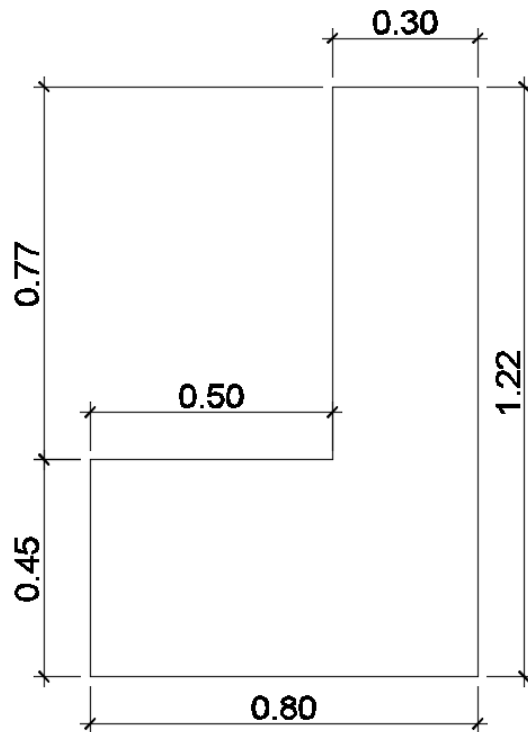
4.8. Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente.

Sobre la cortina actúan las fuerzas de: empuje de suelo (E), fuerza longitudinal (FL), fuerza de sismo (S), según AASTHO 1.2.22. La cortina debe diseñarse para un equivalente líquido a 480 kg/m³, según lo estipula AASTHO 1.1.19.

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene: $x = 22$ (2cm) = 44 cm se utilizara 45 cm, considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 50 cm.

Figura 39. **Sección transversal de la cortina**

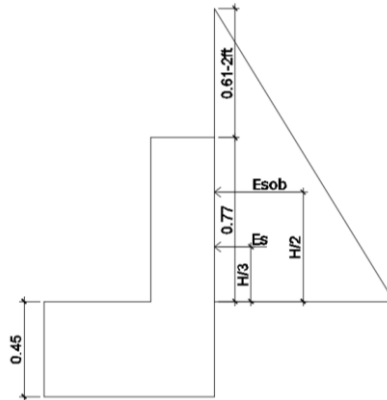


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

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/m³, actuando a 2 pies (0,61 metros) sobre la superficie de rodadura.

Figura 40. Fuerzas que actúan en la cortina



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Cálculo de la fuerza de sismo

$$S=0,15W$$

W= peso de la viga de apoyo

$$W=0,45 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 + 1,22 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3 = 1418,4 \text{ kg}$$

$$S=0,15 \cdot 1418,4 \text{ kg} = 212,76 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza debido al empuje de tierra (E)

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

Es = empuje del suelo sobre la cortina

Esob. = sobrecarga del suelo = equivalente líquido de 2' de alto con una presión de 480 kg/m³

$$E_s = 2 \cdot 180 \text{ kg/m}^3 \cdot (0,77 \text{ m})^2 / 2 = 646,26 \text{ kg}$$

$$E_{SOB} = 480 \text{ kg/m}^3 \cdot (0,77 + 0,61)^2 / 2 = 457,05 \text{ kg}$$

Cálculo de momentos

$$ME_{SOB} = 457,05 \text{ kg} * ((0,77+0,61)/3 \text{ m}) = 210,24 \text{ kg-m}$$

$$MEs = 646,26 \text{ kg} * 0,77/3 = 165,87 \text{ kg-m}$$

$$Ms = 212,76 \text{ kg} * (0,77/2) = 81,91 \text{ kg-m}$$

Grupo de cargas

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (ME_{sob.} + MEs. + MFL)$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 * (ME_{sob.} + MEs. + MS)$$

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (210,24 + 165,87 + 0) = 488,94 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 * (210,24 + 165,87 + 81,91) = 458,02 \text{ kg-m}$$

Se tomará el mayor cálculo de refuerzo por flexión

$$M = 458,02 \text{ kg-m}$$

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

$$\text{rec.} = 4 \text{ cm}$$

$$\phi = 5/8 \text{ in}$$

$$d = 30 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{5 \text{ in}}{2} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 25,20 \text{ cm}$$

$$A_{req} = \left[(100 * 25,20) - \sqrt{(100 * 25,20)^2 - \frac{458,02 \text{ kg} - m(100)}{0,003825(210)}} \right] * \left(0,85 * \frac{210}{4 * 200} \right)$$
$$= 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{4 * 200} * 25,20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \text{ min}}$. Se utilizará $A_{s \text{ min}} = 8,46 \text{ cm}^2$, colocar varillas No. 5 @ 0,15 m

Espaciamiento

$$\text{No. de unidades} = \frac{A_s \text{ min}}{A_s \text{ varilla}} = \frac{8,46 \text{ cm}^2}{1,97 \text{ cm}^2} = 4,29 \approx 5 \text{ unidades}$$

$$S = \frac{1 \text{ m}}{5 \text{ unidades}} = 0,20 \text{ m}$$

Refuerzo por corte

Grupo III $V = 1,3$ (E+FL)

$$V = 1,3 (1 \ 103,31+0) = 1 \ 434,30 \text{ kg}$$

Grupo VII $V = 1,3$ (E +S)

$V = 1,3 (1 \ 103,31+212,76) = 1 \ 710,89 \text{ kg}$ La mayor de las cargas corresponde al grupo VII.

$$V \text{ max} = 1 \ 719,89 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 100 \text{ cm} * 25,20 \text{ cm} = 16 \ 451,48 \text{ kg}$$

Debido a que $V_{res} > V_{max}$, el concreto resiste, entonces se coloca refuerzo mínimo, con varilla No. 4

$$\text{No. de unidades} = \frac{A_s \text{ min}}{A_s \text{ varilla}} = \frac{8,46 \text{ cm}^2}{1,27 \text{ cm}^2} = 6,66 \approx 7 \text{ unidades}$$

$$S = \frac{1 \text{ m}}{7 \text{ unidades}} = 0,14 \approx 0,15 \text{ m}$$

Diseño de la viga de apoyo

Como va apoyada a lo largo de todo el estribo, no hay flexión y sólo se revisa por aplastamiento. Se coloca A_s mínimo.

$$A_s \text{ min.} = 14,1 \cdot b \cdot d / f_y$$

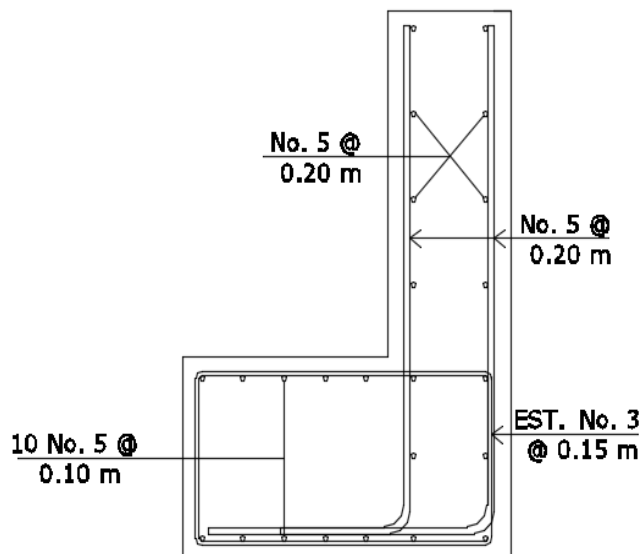
$$A_s \text{ min.} = 14,1 \cdot 50 \cdot 40 / 4 \cdot 200 = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de unidades} = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{s \text{ varilla}}} = \frac{6,71 \text{ cm}^2}{1,97 \text{ cm}^2} = 3,40 \approx 4 \text{ unidades}$$

$$S = \frac{0,50 \text{ m}}{4 \text{ unidades}} = 0,125 \approx 0,10 \text{ m}$$

No. 5 @ 0.10 en cada cama.

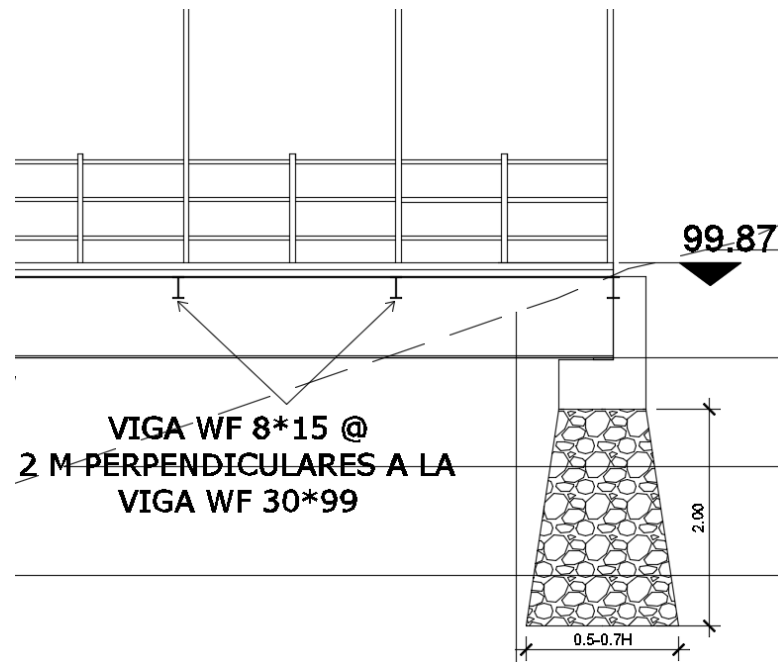
Figura 41. Sección transversal del armado de la cortina



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Diseño de estribo

Figura 42. Sección transversal del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando Civil 3D 2015.

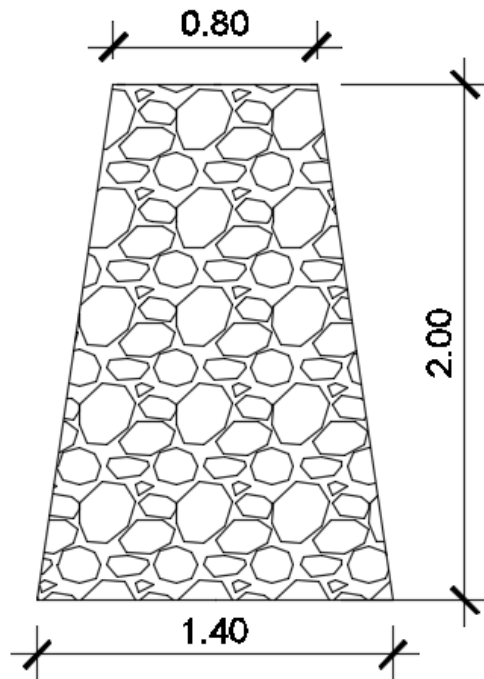
El diseño del estribo solo se hará por capacidad soporte de suelo ya que en ambos lados del estribo tendrá suelo y hará que estas fuerzas se eliminen entre sí.

Pre dimensionamiento

Base del estribo= $0,70 \cdot H = 0,7 \cdot (2\text{m}) = 1,40 \text{ m}$

$$\gamma_{cc} = \text{peso del concreto ciclópeo} = 2\,000 \text{ kg/m}^3$$

Figura 43. **Medidas del estribo**



Fuente: elaboración propia AutoCAD 2015.

Peso del estribo

$$P = \frac{1}{2} \frac{(1,4m - 0,80m)}{2} * 2m * 1m * 2 * \frac{2\,000kg}{m^3} + 0,80m * 2m * 1m * \frac{2\,000kg}{m^3}$$
$$= 4\,400\,kg$$

Tabla XLII. Resumen de cargas a vigas

Tipo de carga	Carga (lb/ft ²)	W (lb/ft)	Corte máximo (lb)	Factor	Vu (lb)
Losacero	66,25	217,30 lb/ft	7 840,18	1,2	9408,216
Baranda	-----	16,50	595,32	1,2	714,38
Vigas Secundarias	-----	-----	270,6	1,2	324,72
Viga principal	----- -	99	3 571,92	1,2	4286,30
Viga Diafragma	-----	-----	127,92	1,2	153,5
Carga peatonal		280,99	10 138,12	1,6	16 220,99
	Total	613,79	22 544,06		31108,11

Fuente: elaboración propia.

$$P_u = P_{muerta} + P_{estribo} + P_{viva}$$

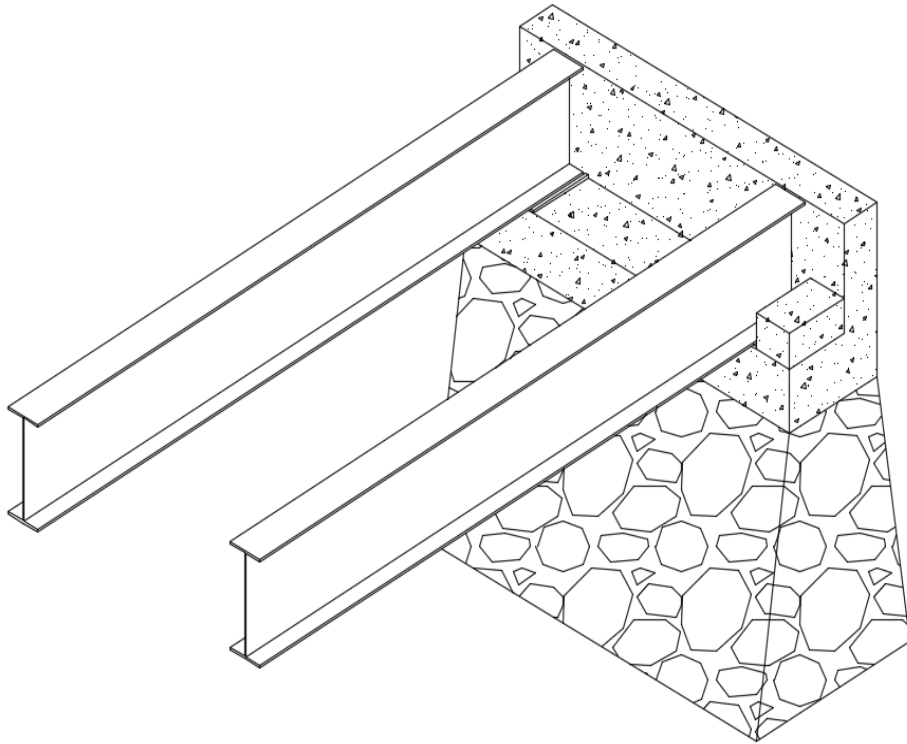
$$P_u = 14\,887,71\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}} + 1,2 * 4\,400\text{ kg} + 16\,220,99\text{ lb} * \frac{1\text{ kg}}{2,2\text{ lb}}$$

$$= 19\,420,32\text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{19\,420,32\text{ kg}}{1,40\text{ m} * 1\text{ m}} = 13\,871,65\text{ kg/m}^2 * \frac{1\text{ T}}{1\,000\text{ kg}} = 13,87\text{ T/m}^2$$

$$13,87\text{ T/m}^2 < 291,53 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$

Figura 44. **Estribo + cortina + vigas principales**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2015.

Tabla XLIII. **Tabla de resultados**

Elemento estructural	Resultado
Viga principal	WF 30*99
Viga secundaria	WF 8*15
Losacero	Lamina losacero calibre 22, electromalla 6*6 concreto de 3000 PSI
Placas de apoyo de la viga principal	12 ½" * 7" * ¾"
Baranda	Tubo cuadrado de 2"*2" espaciados a cada metro y peldaños a cada 30 cm con tubo redondo de diámetro 1 ½"
Conexión de viga secundaria con viga principal	2 pernos diámetro de 5/8"
Empalme de vigas principales	10 pernos/fila diámetro 1"
Tope sísmico	0,30*0,25*0,80 m
Viga cabezal	1,20 parte más alta, 0,80 parte más baja * 1,01 m de largo * 0,80 m de ancho, armado de 20 No.
Columna	0,90*0,90 m armado de 28 No. 6+ estribo No. 3 @ 0,15 m (ver detalle)
Zapata	Zapata de 4,5*4,5*0,8 m, armado de No. 5 @ 0,10 m ambos sentidos

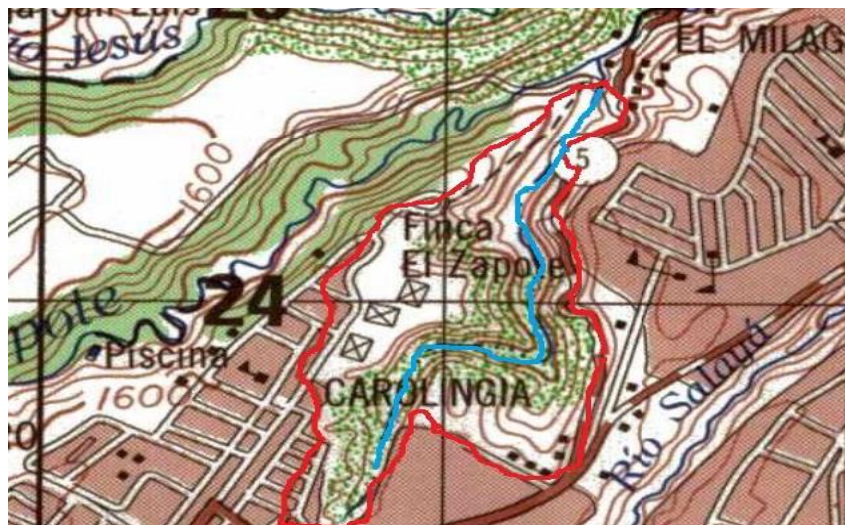
Fuente: elaboración propia.

5. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Se analizará una microcuenca en la colonia de san Josecito, zona 6, Mixco, Guatemala, en la misma se forma un río intermitente, se desea estimar el caudal en el punto de análisis que tiene coordenadas x, y y para ello se utilizara el método racional. Donde se tienen los siguientes datos:

La magnitud de la intensidad de lluvia, para un período de retorno de 100 años, la longitud del cauce más largo, L, de la microcuenca de Interés es de 1,17 km y su desnivel es de 58 m, el área de la microcuenca es de 0,54 km², y el coeficiente de escorrentía, que se determinara por medio del uso de suelo, la topografía y el tipo de suelo.

Figura 45. **Delimitación de microcuenca**



Fuente: elaboración propia.

5.1. Método racional

Una aplicación clásica de los valores de intensidad de lluvia es la estimación de caudales (Q) de diseño, asociados de determinados períodos de retorno, para cuencas tributarias pequeñas, usando el método racional.

$$Q = \frac{CIA}{3,60}$$

Donde:

$$Q = \text{caudal pico} \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

C = coeficiente de escorrentía adimensional

I = intensidad de precipitación [mm/hr], con una duración igual a t_c

A = área de la cuenca tributaria [km^2]

t_c = tiempo de concentración de la cuenca [min]

Figura 46. Imagen vista de planta de la microcuenca



Fuente: Plan de ordenamiento territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

Datos:

$$A = 540\,112\,m^2 * \left(\frac{1\,km}{1\,000\,m}\right)^2 = 0,54\,km^2$$

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

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

Donde:

L = la longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria [m].

H = es el desnivel de dicho cauce [m].

Encontrando en tiempo de concentración:

$$t_c = \frac{3(1\,170\,m)^{1,15}}{1\,54(5\,8\,m)^{0,38}} = 14\,min$$

5.1.1. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C, se estima en base a las características hidrogeológicas de las cuencas. En la literatura especializada de hidrología se publican tablas con valores de C en función, generalmente, de tres aspectos que se consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas de lluvias: La cobertura, el tipo de suelo y las

pendientes del terreno. El cuadro 3 muestra, a manera de ilustración, uno de dichas tablas.

Tabla XLIV. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía A**

Uso de 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. *Hydrology USDA*. p. 110.

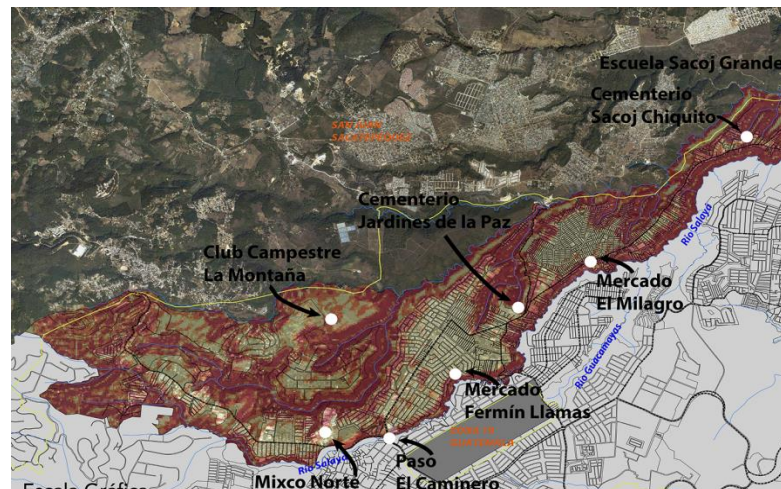
Tabla XLV. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía B**

Descripción	Área parcial (km ²)	Ci	Ci*Ai
Vivienda unifamiliar	0,024	0,80	0,0192
Bosques con pendiente de terreno 10 %-30 % con suelo arcilloso	0,516	0,60	0,3096
Σ <i>totales</i>	0,54		0,3288

Fuente: elaboración propia.

$$c = \frac{0,33}{0,54} = 0,60$$

Figura 47. **Inclinación de la zona 6 del municipio de Mixco**



Fuente: Plan de ordenamiento territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

Figura 48. **Inclinación de la colonia San Josecito, zona 6, Mixco, Guatemala**



Fuente: Plan de ordenamiento territorial. <https://www.munimixco.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/ZONA-6.pdf>. Consulta: 16 de marzo de 2020.

5.1.2. Intensidad

Entre los estudios para el análisis del régimen de lluvias de un país, se encuentra el régimen de intensidades de lluvia. Entre las aplicaciones más sobresalientes de este tipo de análisis está el diseño hidráulico de diferentes obras hidráulicas para la evacuación segura de la escorrentía originada por eventos de lluvias, en áreas urbanas y rurales.

Normalmente, este tipo de aplicaciones requiere de eventos de lluvias intensas asociados a una duración y a una frecuencia de ocurrencia. Las curvas de duración-intensidad-frecuencia (DIF), ofrecen dicha relación.

En Guatemala, este tipo de curvas se encuentran deducidas para un número reducido de estaciones, para diferentes épocas y en documentos dispersos. Por otro lado, no se cuenta, a la fecha, con un panorama espacial de este tipo de curvas a nivel nacional. Se determina la intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno conociendo los parámetros de las ecuaciones respectivas de la estación meteorología llamada Insivumeh de la cuenca María Linda, del departamento de Guatemala, municipio de Guatemala

Tabla XLVI. **Intensidad de lluvia**

Tr	Ecuaciones	Intensidad de lluvia (tc=14 min) (mm/hr)
2	$i = \frac{1\,970}{(t + 15)^{0,958}}$	78.,25
5	$i = \frac{7\,997}{(t + 30)^{1,161}}$	98,83
10	$i = \frac{1\,345}{(t + 9)^{0,791}}$	112,61
20	$i = \frac{720}{(t + 2)^{0,637}}$	123,11
30	$i = \frac{815}{(t + 2)^{0,65}}$	134,42
50	$i = \frac{900}{(t + 2)^{0,66}}$	144,38
100	$i = \frac{890}{(t + 2)^{0,649}}$	147,20

Fuente: Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala, Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), agosto de 2002.

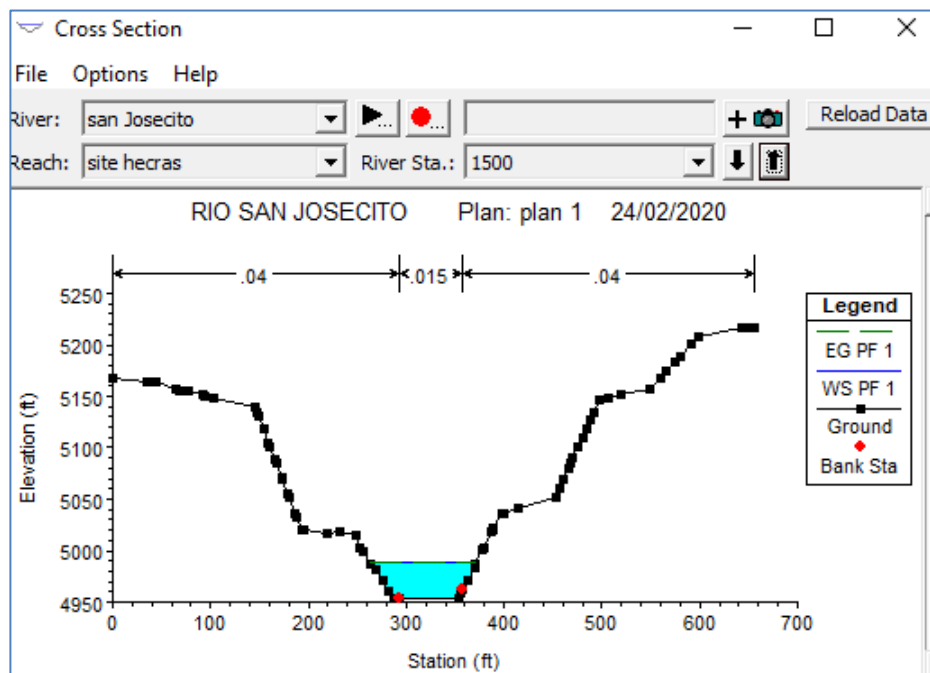
$$Q = \frac{CIA}{3,60} = \frac{0,90 * 147,20 \frac{mm}{hr} * 0,54 km^2}{3.60} = 19,87 \frac{m^3}{s} * \left(\frac{3,28 ft}{1 m}\right)^3 = 701,16 * \frac{ft^3}{s}$$

Lo que se necesita conocer es el tirante hidráulico de la sección para saber si es necesario realizar una medida de mitigación en la cimentación y protegerlos de la erosión.

$$Q = AV$$

La velocidad en este punto según el programa HEC-RAS 5.0.6 es de

Figura 49. **Sección transversal del punto de análisis**



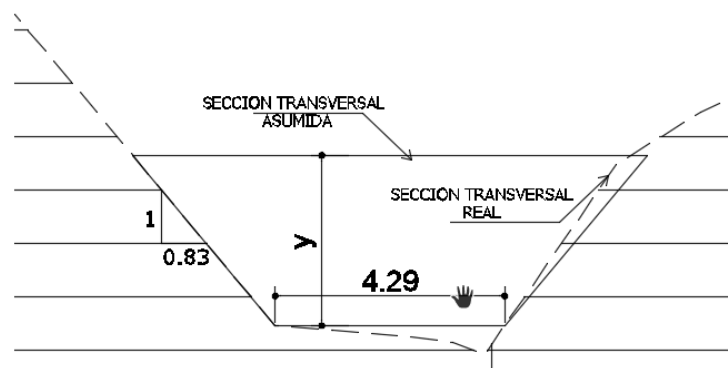
Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS 5.0.6.

Figura 50. Información de la sección transversal

Plan: plan 1 san Josecito site hecras RS: 1100 Profile: PF 1					
Element	Left OB	Channel	Right OB		
E.G. Elev (ft)	4890.57				
Vel Head (ft)	0.15				
W.S. Elev (ft)	4890.41				
Crit W.S. (ft)					
E.G. Slope (ft/ft)	0.000238				
Q Total (cfs)	701.16				
Top Width (ft)	83.58				
Vel Total (ft/s)	2.97				
Max Chl Dpth (ft)	4.00				
Conv. Total (cfs)	45456.2				
Length Wtd. (ft)	164.00				
Min Ch El (ft)	4886.42				
Alpha	1.10				
Frctn Loss (ft)	0.06				
C & E Loss (ft)	0.01				
Element					
Wt. n-Val.	0.040	0.015			
Reach Len. (ft)	159.71	164.04	155.91		
Flow Area (sq ft)	17.90	218.04			
Area (sq ft)	17.90	218.04			
Flow (cfs)	14.12	687.04			
Top Width (ft)	10.64	72.95			
Avg. Vel. (ft/s)	0.79	3.15			
Hydr. Depth (ft)	1.68	2.99			
Conv. (cfs)	915.4	44540.8			
Wetted Per. (ft)	11.08	73.63			
Shear (lb/sq ft)	0.02	0.04			
Stream Power (lb/ft s)	0.02	0.14			
Cum Volume (acre-ft)	0.13	17.81	3.72		
Cum SA (acres)	0.21	5.83	1.59		

Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS 5.0.6.

Figura 51. Sección transversal del punto de análisis en civil 3D



Fuente: elaboración propia, Civil 3D 2015

$$Q = AV$$

$A = (b + zy)y$ área hidráulica de un trapecio

Donde $b=4,29$ y $Z=0,83$

$$Q = AV$$

$$Q = (b + zy) * y * \left(2,97 \frac{ft}{s} * \frac{1 m}{3,28 ft}\right)$$

$$19,87 \frac{m^3}{s} = (4,29 + 0,83y)y * (0,90 m/s)$$

$$19,87 \frac{m^3}{s} = (4,29 + 0,83y)y * (0,90 m/s)$$

$$19,87 = 3,86y + 0,74 y^2$$

$$-0,74 y^2 - 3,86y + 19,87 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado se tiene

$$\frac{-(-3,86) + \sqrt{(-3,86)^2 - 4(-0,74 * 19,87)}}{2(-0,74)} = -8,40 m$$

$$\frac{-(-3,86) - \sqrt{(-3,56)^2 - 4(-0,74 * 19,87)}}{2(-0,74)} = 3,19 m$$

El tirante hidráulico es de 3,19 m por lo que no será necesario proteger la cimentación de ningún tipo de erosión que pueda ocasionar el flujo de agua.

6. PRESUPUESTO

En la tabla XLVII se detalla el presupuesto para la realización del proyecto.

Tabla XLVII. Presupuesto

No.	cantidad	unidad	descripción	P/U	Sub-Total	total
1	cimentación					Q 155 839,09
1.01	243	m3	excavación de zapata de 4,5*4,5*4m material duro	Q 139,78	Q33 966,54	
1.02	2	unidades	Armado y fundición de zapatas de 4,5*4,5*0,80 armado con No. 6 @ 0,15 m	Q 33 778,79	Q67 557,58	
1.03	181,44	m3	De relleno de zapatas de 4,5*4,5*4m compactado en capas de 30 cm	Q 74,66	Q 13 546,31	
1.04	2	unidades	Estribos de concreto ciclópeo (ver detalle y medidas)	Q 12 658,05	Q25 316,10	
1.05	2	unidades	2 cortinas de concreto armado (ver detalle)	Q 7 726,28	Q 15 452,56	

Continuación de la tabla XLVII.

2		columnas y vigas				Q106 349,10
2.01	23,9	ml	De centrado, armado, encofrado, fundición y desencofrado de columna de 0,90*0,90 m con concreto 4000 psi, armado con 28 No. 6 + triple estribo No. 3 ver detalle	Q 3 554,79	Q83 857,50	
2.02	2	unidades	De viga acartelada (ver detalle)	Q 9 131,56	Q 18 263,12	
2.03	8	unidades	Topes sísmicos (ver detalle)	Q 528,56	Q 4 228,48	
3		superestructura				Q 397 732,23
3.01	17712	Kg	Suministro e izaje de vigas WF 30*99, incluye aplicación de pintura anticorrosiva para exterior	Q 15,58	Q 275 952,96	
3.02	1476	kg	Suministro e izaje de vigas secundarias WF 8*15, incluye aplicación de pintura anticorrosiva	Q 15,58	Q22 996,08	

Continuación de la tabla XLVII

3.03	131,08	m2	Suministro e instalación de lámina losacero calibre 22	Q 192,42	Q25 222,41	
3.04	131,08	m2	Suministro e instalación de electromalla 6*6-10/10	Q 47,42	Q 6 215,81	
3.05	12,6	m3	Suministro y colocación de concreto 4000 PSI colocado sobre losacero	Q 1 450,00	Q18 270,00	
3.06	116	ml	De baranda con tubos cuadrado y redondo (ver detalle) + malla galvanizada de 2*2	Q 423,06	Q49 074,96	
					TOTAL	Q 659 920,41

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El puente peatonal permitirá el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la colonia San Josecito, zona 6, Mixco, Guatemala; para que puedan trasladarse a sus centros religiosos, educativos, laborales o deportivos, en el mejor tiempo posible y de una forma segura.
2. Para el mejoramiento del ingreso y egreso a la colonia San Josecito se necesitará de la siguiente infraestructura en acero la superestructura (vigas principales, vigas secundarias, conexiones atornilladas de viga principal y secundaria, losacero y baranda) y concreto reforzado (zapata concéntrica, columna, viga cabezal y topes sísmicos).
3. Este diseño de puente tendrá la combinación de acero y concreto armado, con la finalidad para que sea viable constructivamente, seguro y económico.

RECOMENDACIONES

1. Para realizar los estribos de las columnas que se utilice acero corrugado No. 3 de longitud 9 metros.
2. Para el izaje de las vigas principales, que se utilicen polipastos con capacidad de carga de cinco toneladas a ambos extremos y lazos.
3. Para la formaleta de la columna y de la viga cabezal que sea metálica.
4. Para la fundición de los pilares y viga cabezal, que sea concreto premezclado.
5. Para las vigas principales el análisis de la ruta; desde el centro de distribución hasta el proyecto, ya que tendrán un largo de 12 metros.
6. Para las vigas principales, antes del izaje se tendrán que empalmar con sus placas y pernos.
7. Para la excavación de las zapatas se tendrán que tomar medidas de mitigación, como por ejemplo apuntalado de parales haciendo un tipo formaleta; para evitar que una persona se pueda quedar soterrada.
8. Para la ejecución de este proyecto tener en cuenta que todas las personas, deberán utilizar su equipo de protección personal a manera de minimizar los riesgos de accidente.

9. Ya colocadas las vigas principales, se deberán colocar líneas de vida; para la colocación de vigas secundarias y demás elementos como la lámina de losacero y barandal.
10. Para el corte de las vigas secundarias que se haga con oxicorte y no con pulidora.
11. Para los refuerzos transversales y longitudinales de la zapata; utilizar varillas corrugadas de 9 metros de largo, para evitar desperdicios.

BIBLIOGRAFÍA

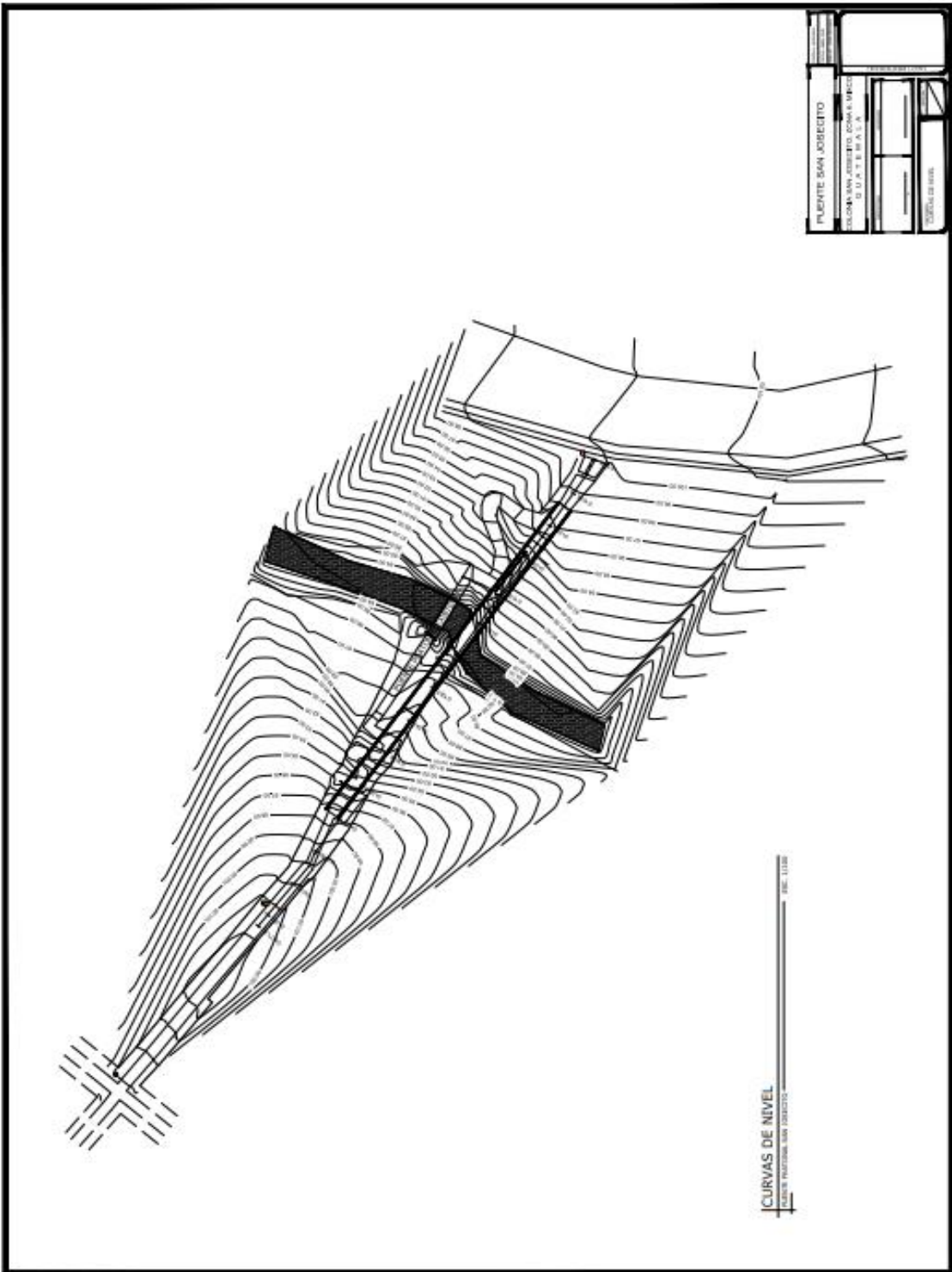
1. AceroRed, Ternium. *Manual de instalación ternium losacero*. México: 2001. 36 p.
2. American Institute of Steel Construction. *Manual of steel construction ASD and LRFD*. 9a ed. Chicago: AISC, 2005. 1 149 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
4. BOWLES, Joseph E. *Diseño de acero estructural*. 4a ed. México: Limusa, 1993. 597 p.
5. CABRERA SEIS, Jadenón Vinicio. *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1994. 155 p.
6. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1998. 641 p.
7. HIBBELER, Russell C. *Análisis estructural*. 3a ed. México: Pearson Education, 1997. 727 p.

8. McCORMAC, Jack C. *Diseño de estructuras metálicas*. 4a ed. México: Alfaomega, 1999. 727 p.
9. SANTOS LOPEZ, Jessica Fabiola. *Diseño del edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis Pueblo Nuevo y muro de contención en voladizo para la aldea cerro niño, Pastores, Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de ing. Civil. Facultad de Ingeniera, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2013. 441 p.
10. WINTER, George. NILSON, Arthur H. *Proyecto de estructuras de hormigon*. Mexico D.F.: Reverte. 1983. 719 p.

APÉNDICE

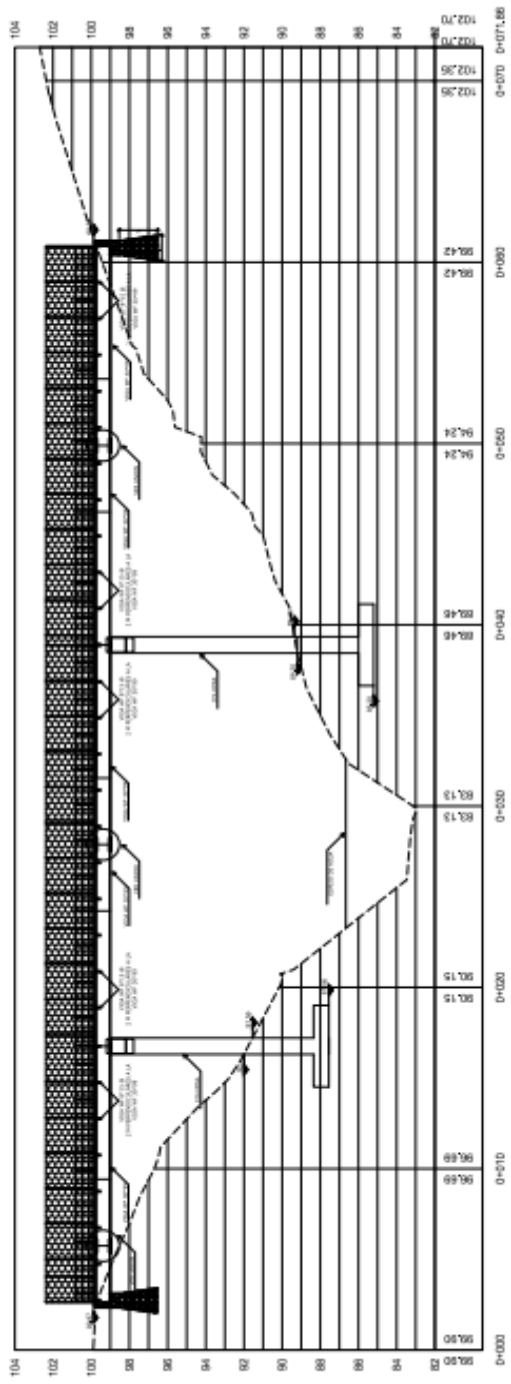
Apéndice 1. **Diseño de puente San Josecito**

Fuente: elaboración propia.



PROYECTO	PUENTE SAN JOSEITO
CLIENTE	COMUNIDAD AUTONOMA DE GUATEMALA
FECHA	
ESCALA	
PROYECTANTE	
REVISOR	
APROBADO	

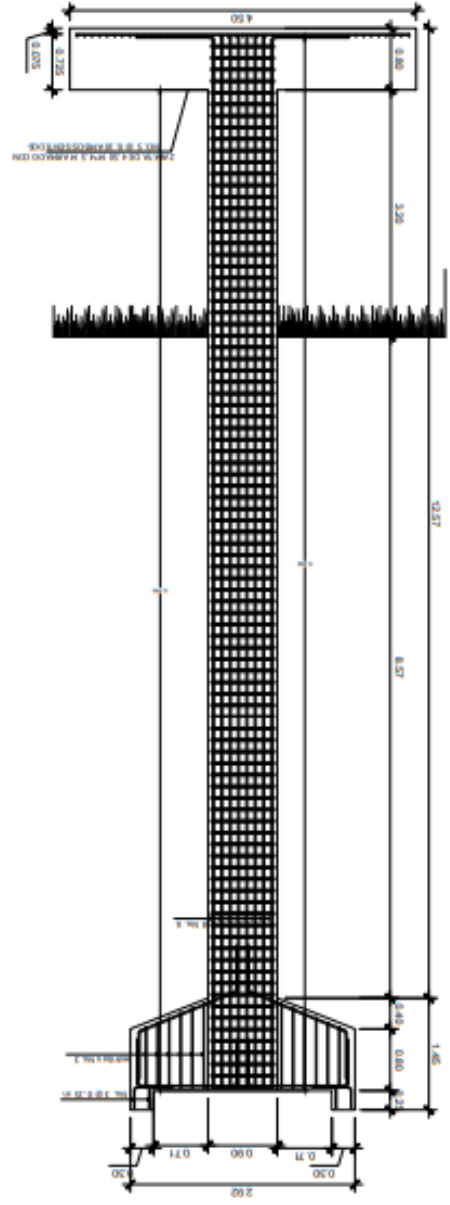
CURVAS DE NIVEL
Escala: 1:1000



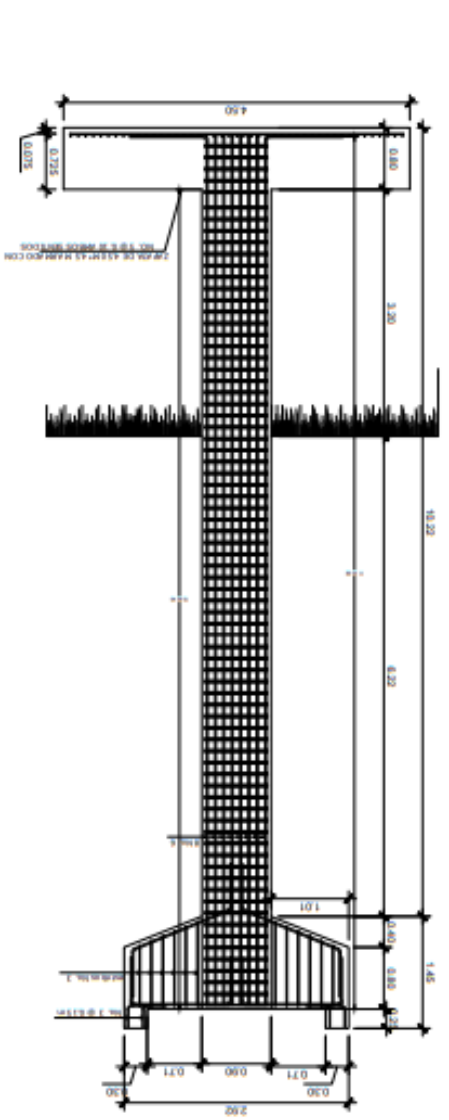
PUNTE SAN JOSEITO
 SISTEMA DE PUNTE DE CEMENTO
 GUATEMALA
 11/2013

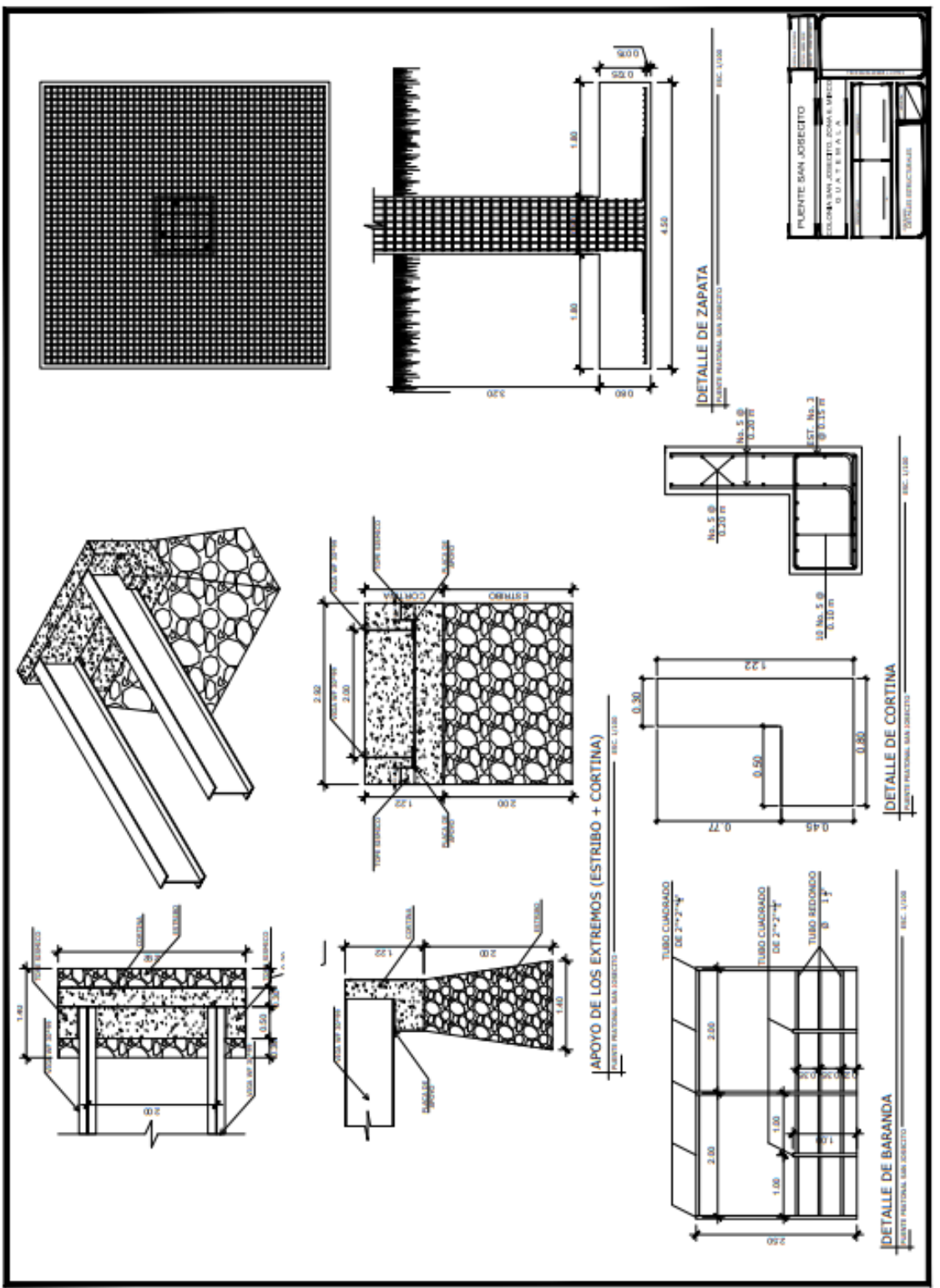
PUENTE SAN JOSECTO	
COLUMBIA, S. A. S. INGENIERIA	
BOGOTÁ, D. E. C. R. E. A.	
CALLE 115 N.º 115-115	
TEL: (57) 1 478 4111	
FAX: (57) 1 478 4111	
WWW.COLUMBIA.COM	

SECCION DE PILAR DEL ESTACIAMIENTO 0+38.89



SECCION DE PILAR DEL ESTACIAMIENTO 0+16.75





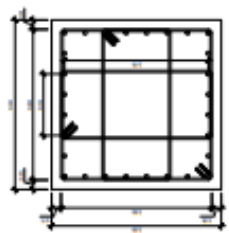
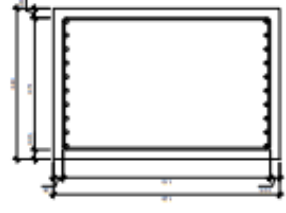
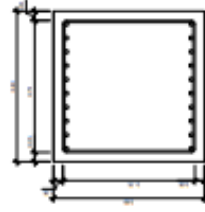
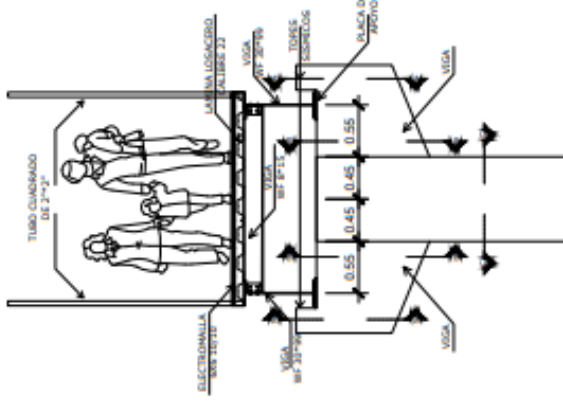
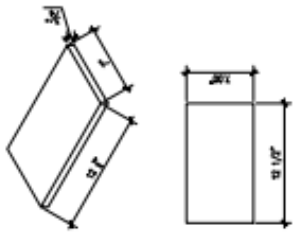
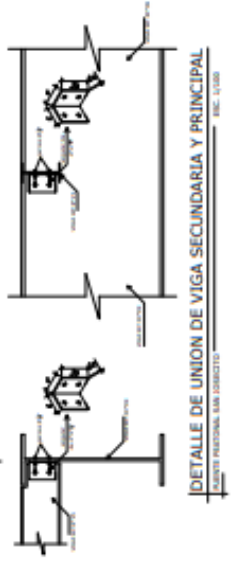
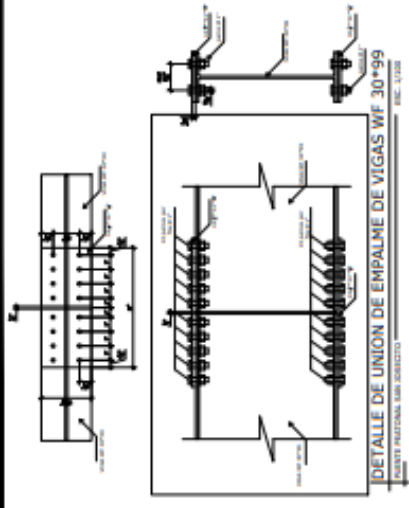
PUENTE SAN JOSEECTO
 CALZADA SAN JOSEECTO, ZONA 6, URB. 6
 D. D. A. T. E. S. A. S. S. S.
 00125 SAN JOSEECTO, GUATEMALA

DETALLE DE ZAPATA
 PLANTA DEL PUENTE SAN JOSEECTO

DETALLE DE CORTINA
 PLANTA DEL PUENTE SAN JOSEECTO

APoyo DE LOS EXTREMOS (ESTRIBO + CORTINA)
 PLANTA DEL PUENTE SAN JOSEECTO

DETALLE DE BARANDA
 PLANTA DEL PUENTE SAN JOSEECTO



PUENTE NACIONAL SAN JORGE REC. 1108

PUENTE NACIONAL SAN JORGE REC. 1108

PUENTE NACIONAL SAN JORGE REC. 1108

PUENTE NACIONAL SAN JORGE REC. 1108

PUENTE NACIONAL SAN JORGE REC. 1108

PUNTE SAN JOSEITO
ZONA SAN JOSEITO, ZONA 5, MUNICIPIO
DE OATEPEQUE, GUATEMALA
DISEÑO MECANICO

