



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

**DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL
COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES
PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO
DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

Eduardo René Barbales Guzmán

Asesorado por la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto

Guatemala, noviembre de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN PUNTE VEHICULAR SOBRE EL RIO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL
COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES
PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO
DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMÁN

ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE 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. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

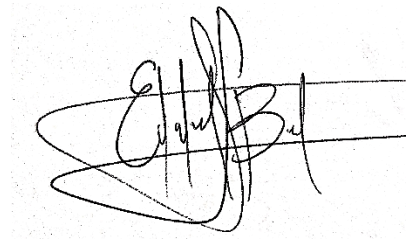
DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de febrero del 2021.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Eduardo René Barbales Guzmán', written over a faint, dotted rectangular background.

Eduardo René Barbales Guzmán

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 13 de septiembre de 2021
REF.EPS.D.186.09.2021

Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca:

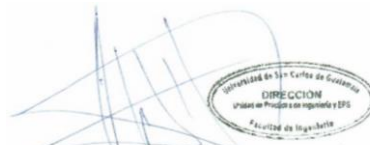
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Eduardo René Barbales Guzmán, CUI 2409 24959 0101 y Registro Académico 201313937**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por la Inga. Christa Classon de Pinto.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación por parte de la Asesora-Supervisora, 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/ra



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Ing. Christha Classon de Pinto y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Eduardo René Barbales Guzmán, **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE 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, noviembre 2021

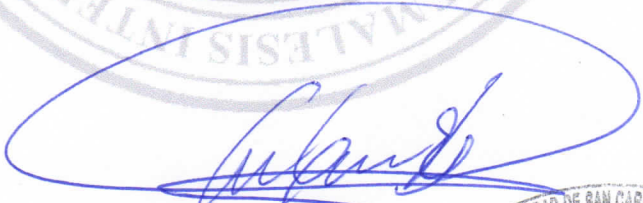
/mrrm



DTG.709.2021

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: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Eduardo René Barbales Guzmán**, 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, noviembre de 2021

AACE/cc

Guatemala, 01 de agosto de 2021
REF.EPS.DOC.289.08,2021

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

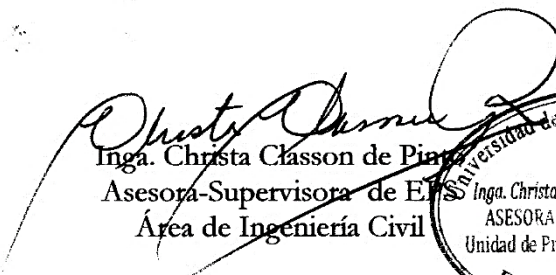
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Eduardo René Barbales Guzmán, Registro Académico 201313937 y CUI 2409 24959 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE Y EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL EN LA ALDEA PONTEZUELAS DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

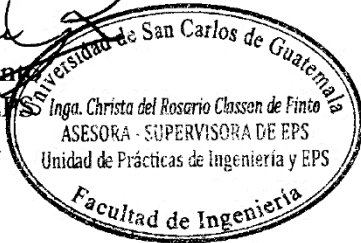
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil


Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
ASESORA - SUPERVISORA DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

Facultad de Ingeniería

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser sobre quien pongo fuerzas para seguir adelante y en culminar mi carrera universitaria.
- Mis padres** Francisco Barbales Irías y Rosa del Carmen Guzmán por el apoyo incondicional que me han brindado junto a su paciencia y esfuerzos que han hecho para que pueda seguir estudiando.
- Mis hermanos** Mónica Elizabeth y Francisco Israel Barbales por sus consejos, su apoyo y cariño sincero con el que me alentaron a cumplir este logro.
- Mi familia en general** Por estar siempre pendientes de mí y aconsejarme y apoyarme en esta etapa de mi vida.
- A mis amigos** Por ser unas grandes personas, que fueron parte de esta motivación y anhelo de cumplir este sueño.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por permitirme graduarme en la Facultad de Ingeniería y brindarme todos los conocimientos y recursos para formarme como profesional.
Municipalidad de San José del Golfo	Por haberme brindado la oportunidad de realizar el EPS en su institución, tal como su apoyo y amabilidad de los compañeros de trabajo por darme un espacio como profesional.
Mi asesor	Ingeniero José Oswaldo Orozco Áreas por sus conocimientos brindados y gran vocación para inspirarme a realizar este tipo de proyecto y que junto a su asesoría profesional fui capaz de terminar con éxito esta etapa de EPS.
Inga. Christa Classon	Por su asesoría logística de EPS y paciencia que tuvo para orientarme en todo el transcurso y trámites requeridos en el EPS.
Keren Pablo Lastor	Por ayudarme en esos últimos años de mi carrera, que me mantuvo motivado en cumplir esta meta, y que me ayudo con cualquier problema que se me presentara en mi EPS dándome su mano, conocimiento, apoyo y su cariño.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XXI
RESUMEN.....	XXV
OBJETIVOS.....	XXVII
INTRODUCCIÓN	XXIX
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO	1
1.1. Reseña historia.....	1
1.2. Primeros pobladores	2
1.3. Límites	2
1.4. Clima	2
1.5. Topografía	3
1.6. Hidrografía.....	3
1.7. Vías de comunicación:.....	3
1.8. Servicios	3
1.9. Ubicación y extensión territorial.....	4
2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO.....	7
2.1. Descripción general del proyecto	7
2.2. Parámetros de diseño.....	7
2.2.1. Generalidades	8
2.2.2. Definición de concreto presforzado	9
2.3. Descripción de condiciones solicitadas	11

2.4.	Estudio hidrológico	12
2.4.1.	Método racional	12
2.5.	Levantamiento topográfico	16
2.5.1.	Altimetría	16
2.5.2.	Planimetría	17
2.6.	Estudio de suelos	18
2.6.1.	Ensayo triaxial	18
2.6.2.	Valor soporte del suelo	19
2.7.	Diseño de puente vehicular	23
2.7.1.	Generalidades de diseño	23
2.7.1.1.	Superestructura	23
2.7.1.1.1.	Geometría de sección ...	23
2.7.1.1.2.	Barandas	24
2.7.1.1.3.	Drenajes	24
2.7.1.2.	Tipo de cargas aplicadas	25
2.7.1.3.	Factores de modificación utilizados	27
2.7.1.4.	Teorema de Barré	27
2.7.1.5.	Combinaciones de carga	30
2.7.2.	Predimensionamiento de elementos de superestructura	32
2.7.2.1.	Losa	32
2.7.2.2.	Viga principal y viga de borde	33
2.7.2.3.	Diafragmas	34
2.8.	Diseño de la superestructura	35
2.8.1.	Diseño de baranda	35
2.8.1.1.	Cálculo de momento de colisión	36
2.8.1.2.	Cálculo de refuerzo	37
2.8.2.	Diseño de losa	39
2.8.2.1.	Integración de cargas	39

2.8.2.2.	Cálculo de acero requerido.....	42
2.8.2.3.	Cálculo de acero por distribución.....	46
2.8.2.4.	Cálculo de acero por temperatura	47
2.8.3.	Diseño de viga postensada interior y externa	48
2.8.3.1.	Propiedades del puente.....	48
2.8.3.2.	Geometría de la viga	49
2.8.3.3.	Propiedades de la viga	50
2.8.3.3.1.	Propiedades de viga en sección simple	50
2.8.3.3.2.	Propiedades de viga en sección compuesta..	52
2.8.3.4.	Integración de cargas y momentos para viga interna.....	55
2.8.3.5.	Integración de cargas y momentos para viga externa.....	58
2.8.3.6.	Resumen de momentos aplicados.....	63
2.8.3.6.1.	Momentos en viga interna	63
2.8.3.6.2.	Momentos en viga externa	64
2.8.3.6.3.	Cargas y momentos a utilizar	64
2.8.3.7.	Límites para la tensión en el hormigón.....	64
2.8.3.8.	Módulos de sección mínimos.....	66
2.8.3.9.	Cálculo de excentricidad de los cables en centro de luz.....	67
2.8.3.10.	Estados limite aplicables	74

	2.8.3.10.1.	Estado de límite de Servicio I	74
	2.8.3.10.2.	Estado de límite de Servicio III	76
	2.8.3.11.	Número de strands requeridos por viga.....	79
	2.8.3.12.	Calculo por flexión en viga	80
	2.8.3.13.	Cálculo de deformación de viga	84
	2.8.3.14.	Determinación de trayectoria resultante de los cables.....	86
	2.8.3.15.	Determinación de esfuerzos generados por excentricidad real	89
	2.8.3.16.	Verificación de acero mínimo	101
	2.8.3.17.	Diseño por cortante	102
	2.8.3.17.1.	Verificación de sección crítica a corte..	102
	2.8.3.17.2.	Integración para cortante ultimo (V_u).....	103
	2.8.3.17.3.	Cálculo de cortantes resistentes (V_n).....	107
	2.8.3.18.	Diseño de acero por temperatura.....	114
2.8.4.		Diseño de diafragma	114
	2.8.4.1.	Integración de cargas	115
	2.8.4.2.	Cálculo de acero requerido	117
	2.8.4.3.	Diseño de acero por temperatura.....	118
2.9.		Diseño de la subestructura.....	119
	2.9.1.	Predimensionamiento de estribos	119
	2.9.2.	Diseño de estribos.....	121

2.9.2.1.	Integración de cargas y momentos actuantes	123
2.9.2.1.1.	Cargas verticales.....	124
2.9.2.1.2.	Cargas horizontales....	129
2.9.2.2.	Análisis sísmico según AGIES 2018..	131
2.9.2.2.1.	Cálculo de parámetros sísmicos	133
2.9.2.2.2.	Cálculo de coeficientes sísmicos..	133
2.9.2.3.	Integración de cargas y momentos generados por sismo	133
2.9.2.3.1.	Resumen de cargas ...	136
2.9.2.3.2.	Estados límites aplicados y combinaciones de cargas.....	137
2.9.2.4.	Chequeo de deslizamiento	140
2.9.2.5.	Cheque por volteo	142
2.9.2.6.	Chequeo de capacidad soporte	144
2.9.2.7.	Diseño de contrafuerte	146
2.9.2.7.1.	Diseño por cortante estribo de entrada.....	149
2.9.2.7.2.	Diseño por cortante estribo de salida	152
2.9.2.7.3.	Diseño por flexión en estribo de entrada.....	154
2.9.2.7.4.	Diseño por flexión de estribo de salida	155
2.9.2.8.	Diseño de pantalla o muro portante...	159

2.9.2.8.1.	Diseño de pantalla estribo de entrada	159
2.9.2.8.2.	Diseño de pantalla de estribo de salida	160
2.9.2.9.	Diseño de parapeto	162
2.9.2.9.1.	Diseño por cortante estribo de entrada y de salida.....	166
2.9.2.9.2.	Diseño por flexión de estribo de entrada	167
2.9.2.9.3.	Diseño por flexión de estribo de salida	168
2.9.2.10.	Diseño de zapata o cimentación	170
2.9.2.10.1.	Diseño de zapata estribo de entrada	170
2.9.2.11.	Diseño de viga cabeza o de apoyo	176
2.9.2.11.1.	Cálculo de área de acero	178
2.9.2.11.2.	Diseño de zapata estribo de salida	179
2.9.2.12.	Diseño de viga cabeza o de apoyo	184
2.9.2.12.1.	Cálculo de área de acero	186
2.9.3.	Diseño de dispositivo de apoyo o neopreno.....	188
2.9.3.1.	Características de diseño y cargas aplicadas	188
2.9.3.2.	Determinación de área de apoyo	189
2.9.3.3.	Determinación de factor de forma	190

	2.9.3.4.	Determinación de grosor de elastómero.....	191
	2.9.3.5.	Determinación de numero de capas..	192
	2.9.3.6.	Determinación de estabilidad de elastómero.....	193
	2.9.3.7.	Determinación de placas de refuerzo	194
2.10.		Elaboración de presupuesto y planos.....	195
	2.10.1.	Elaboración de planos	195
	2.10.2.	Presupuesto y cronograma.....	195
2.11.		Estudio de impacto ambiental (EAI)	198
	2.11.1.	Evaluación de impacto ambiental, proyecto Puente vehicular en aldea El Copante.....	200
	2.11.2.	Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación	201
	2.11.3.	Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto...	202
	2.11.4.	Mantenimiento preventivo.....	202
3.		DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES EN ALDEA PONTEZUELAS, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO	205
	3.1.	Descripción del lugar del proyecto.....	205
	3.2.	Criterios a seguir en obras de gaviones	206
	3.3.	Ejecución.....	206
	3.3.1.	Materiales para la construcción de gaviones	206
	3.4.	Canales o zanjas de corona	207
	3.5.	Diseño de muro de contención gavión	209
	3.5.1.	Levantamiento topográfico	210
	3.5.2.	Estudio de suelos	210
	3.5.3.	Parámetros de diseño.....	212

3.5.4.	Geometría del muro	213
3.5.5.	Cálculo de empuje activo	214
3.5.6.	Cálculo de empuje pasivo	215
3.5.7.	Cálculo de momento pasivo y activo	215
3.5.8.	Análisis de estabilidad.....	216
3.5.8.1.	Chequeo por volteo	217
3.5.8.2.	Cheque por deslizamiento.....	217
3.5.8.3.	Chequeo de excentricidad.....	217
3.5.9.	Análisis sísmico según AGIES 2018	218
3.5.9.1.	Cálculo de empuje por sismo	219
3.5.10.	Análisis de estabilidad por sismo	221
3.5.10.1.	Chequeo por volteo por sismo.....	221
3.5.10.2.	Cheque por deslizamiento por sismo .	221
3.5.10.3.	Chequeo de excentricidad.....	222
3.6.	Diseño de canal de captación de agua	222
3.7.	Elaboración de presupuesto y planos.	223
3.7.1.	Elaboración de planos.....	223
3.7.2.	Presupuesto y cronograma	223
CONCLUSIONES.....		227
RECOMENDACIONES		229
BIBLIOGRAFÍA.....		231
APÉNDICES.....		235
ANEXOS.....		239

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización geográfica del municipio de San José del Golfo	5
2.	Drenaje típico	25
3.	Carga de diseño HL-93	26
4.	Carga de carril de diseño	26
5.	Teoría de teorema de Barré	28
6.	Teorema de Barré, carga resultante.....	28
7.	Sección de viga central y de borde.....	34
8.	Geometría de baranda y aplicación de carga.....	36
9.	Armado de Baranda, Elevación.....	38
10.	Geometría final de sección de viga y funcionamiento de losa.....	39
11.	Momentos en losa por DC, DW.....	40
12.	Armado de losa	48
13.	Propiedades de viga en sección simple	50
14.	Propiedades de viga en sección simple	53
15.	Ubicación de cargas de diafragmas para viga interna.....	55
16.	Ubicación de cargas de diafragmas para viga externa.....	59
17.	Aplicación de carga viva en viga exterior y losa	61
18.	Diagrama de Magnel Teórico	70
19.	Gráfico de Diagrama de Magnel.....	72
20.	Ubicación de excéntricas real máxima	73
21.	Ubicación de cables de presforzado.....	87
22.	Longitud de desarrollo de cables de presforzado	87
23.	Carga distribuida de momento inicial y reacciones.....	90

24.	Gráfico de esfuerzo en viga a tensión	93
25.	Gráfico de esfuerzo en viga a compresión	94
26.	Gráfico de esfuerzo en viga a tensión	98
27.	Gráfico de esfuerzo en viga a compresión	99
28.	Grafica de demanda – capacidad de viga	100
29.	Longitud critica en apoyo de viga	103
30.	Reacción por peso propio en Lc.....	104
31.	Reacción generada por carga viva en Lc.....	105
32.	Fuerza de postensado descompuesta	107
33.	Momentos actuantes en diafragmas	114
34.	Predimensionamiento de estribo con contrafuerte y pantalla.....	119
35.	Diagrama de presiones y cargas actuantes en estructura	123
36.	Acción de fuerzas en contrafuerte.....	147
37.	Armado de contrafuerte estribo de entrada.....	158
38.	Armado de contrafuerte estribo de salida	158
39.	Acción de fuerzas en parapeto.....	162
40.	Diagrama de fuerzas actuante en zapatas.....	171
41.	Armado de zapata.....	187
42.	Detalle de zanja de coronación	208
43.	Canal de entrega de agua.....	209
44.	Geometría de muro de gavión.....	213
45.	Diagrama de fuerzas	214
46.	Diagrama de fuerzas por sismo	219

TABLAS

I.	Valores de coeficiente de escorrentía	13
II.	Parámetros de ajuste intensidad de lluvia	15
III.	Comparación normal y sin sangría	20
IV.	Cargas vivas de diseño aplicadas	26
V.	Factores de modificación	27
VI.	Combinación de carga para fuerzas verticales actuantes	31
VII.	Combinación de carga para fuerzas horizontales actuantes	31
VIII.	Propiedades de sección simple	51
IX.	Propiedades de sección compuesta	53
X.	Cálculo de Inecuaciones de diagrama de Magnel	72
XI.	Especificaciones de diámetro para acero de presfuerzo	79
XII.	Alturas de cables de postensado	86
XIII.	Ubicación de cables de preesfuerzo	88
XIV.	Momento actuante inicial	90
XV.	Capacidad de cada cable	91
XVI.	Excentricidad real en sección simple	92
XVII.	Estado de esfuerzos etapa I	93
XVIII.	Momento total actuante sobre viga	95
XIX.	Capacidad de cada cable aplicando las perdidas	96
XX.	Excentricidad real en sección compuesta	97
XXI.	Estado de esfuerzos en el concreto Etapa II	98
XXII.	Gráfico de demanda capacidad en estado Resistencia I	100
XXIII.	Cortantes ultimas a lo largo de la viga exterior e interior	106
XXIV.	Aporte del acero de postensado en la resistencia a corte	108
XXV.	Aporte del concreto en la resistencia a corte	110
XXVI.	Diseño por corte de secciones de la viga postensada	113
XXVII.	Espaciamiento seleccionado para refuerzo transversal	113

XXVIII.	Predimensionamiento de estribo de entrada CA1	120
XXIX.	Predimensionamiento de estribo de salida CA2	120
XXX.	Cálculo de peso propio de estribo.....	125
XXXI.	Cálculo de peso de relleno	126
XXXII.	Cálculo de momentos por superestructura	128
XXXIII.	Amenaza sísmica y velocidad de viento	132
XXXIV.	Cargas sísmicas generadas en estribo.....	134
XXXV.	Cargas y momento generado por sismo.....	135
XXXVI.	Resumen de cargas verticales.....	136
XXXVII.	Resumen de cargas horizontales.....	137
XXXVIII.	Cargas verticales	138
XXXIX.	Momentos resistentes verticales.....	138
XL.	Cargas horizontales	139
XLI.	Momentos de volteo horizontales	140
XLII.	Chequeo de deslizamiento	142
XLIII.	Cheque por volteo de estribo	144
XLIV.	Cheque por presión y capacidad soporte	145
XLV.	Fuerzas actuantes en contrafuerte	147
XLVI.	Cargas horizontales aplicadas en contrafuerte.....	148
XLVII.	Momentos generados en contrafuerte	148
XLVIII.	Fuerzas actuantes en parapeto	163
XLIX.	Cargas horizontales aplicadas en parapeto.....	164
L.	Momentos generados en parapeto	165
LI.	Cargas y momentos actuantes en talón de zapata.....	171
LII.	Cargas y momentos actuantes en talón de zapata.....	179
LIII.	Propiedades del elastómero	188
LIV.	Presupuesto general de proyecto	196
LV.	Cronograma de ejecución.....	197
LVI.	Impactos ambientales negativos en construcción.....	201

LVII.	Impactos ambientales negativos en operación	202
LVIII.	Cálculo de fuerzas resistentes	216
LIX.	Presupuesto general	224
LX.	Cronograma de ejecución	225

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H_{bar}	Altura de baranda
h_v	Altura mínima de viga postensada
h_{diaf}	Altura de diafragma
b_{bar}	Ancho de poste o baranda
A_T	Ancho tributario
W	Ancho total del puente
ϕ_s	Ángulo de fricción interna del suelo
A_{Smin}	Área de acero mínimo para refuerzo
A_S	Área de acero de refuerzo
A_{Stemp}	Área de acero por temperatura
$A_{Sstrand}$	Área de acero de preesfuerzo
A_g	Área gruesa de concreto
A_{gs}	Área gruesa de concreto en sección simple
A_{gc}	Área gruesa de concreto en sección compuesta
A_d	Área de acero por distribución
A	Área tributaria de la cuenca
B	Base de zapata para un metro de longitud
b_{diaf}	Base de diafragma
C_{str}	Capacidad de carga de cable de presfuerzo
q_u	Capacidad de carga límite del suelo
EQ_1	Cargas por sismo por superestructura
EQ_2	Cargas por sismo por peso propio de estribo
EQ_3	Cargas por sismo por peso propio de relleno

EQ₄	Cargas por sismo por empuje horizontal del terreno
IMP	Carga de pista o de impacto para puentes
LL+IMP	Carga vivía de diseño más impacto
P	Carga de tracción aplicada a presforzado
P_{bar}	Carga de colisión vehicular
P_{diaf}	Carga de diafragma por peso propio
WA	Cargas hidráulicas
W_{DC}	Carga distribuida del peso propio
W_{DW}	Carga distribuida por pesos propio de carpeta de rodadura
W_{PP}	Carga distribuida de peso propio de viga presforzada
q_{perm}	Carga ultima permisible de diseño
Q	Caudal máximo en la sección de interés
C	Coeficiente de escorrentía medio ponderado de la cuenca
C_u	Coeficiente de cohesión del suelo
k_a	Coeficiente de acción activa del suelo
k_p	Coeficiente de acción pasiva del suelo
V_{DC/DW/LLIM}	Cortante generado por peso propio, carpeta de rodadura y carga viva
V_u	Cortante ultimo mayorado
ρ	Cuantilla de acero
Δ_{pret}	Deformación de la viga preesforzada inicial o final
Δ_{max}	Deformación máxima de superestructura
D_f	Desplante o fondo de cimentación
A	Distancia hacia la fibra extrema a compresión y tensión
K₁	Distancia de núcleo en fibra superior

K₂	Distancia de núcleo en fibra inferior
\emptyset_{strand}	Diámetro de acero de preesfuerzo
X_r	Distancia hacia fuerza actuante de superestructura
\bar{Y}	Distancia hacia fibra superior extrema
Y_{1s}	Distancia hacia fibra superior extrema en sección simple
Y_{2s}	Distancia hacia fibra inferior extrema en sección compuesta
Y_{1c}	Distancia hacia fibra superior extrema en sección simple
Y_{2c}	Distancia hacia fibra inferior extrema en sección compuesta
e_g	Distancia entre centro de gravedad de viga y losa
E_a	Empuje activo del suelo
E_p	Empuje pasivo del suelo
EH	Empuje horizontal del suelo
f_{cs}	Esfuerzo permisible de compresión en la fibra superior después de pérdidas a 60 %
f_{csp}	Esfuerzo permisible de compresión en la fibra superior después de pérdidas a 45 %
f_{ts}	Esfuerzo permisible d tracción en la fibra inferior después de perdidas
f_{tir}	Esfuerzo de tracción después de aplicar las pérdidas por preesfuerzo
f_{cir}	Esfuerzo a compresión después de aplicar las pérdidas por preesfuerzo
f_{tsr}	Esfuerzo a tracción en condiciones finales después de pérdidas por preesfuerzo

f_{csr}	Esfuerzo a compresión en condiciones finales después de pérdidas por preesfuerzo
t_{losa}	Espesor de losa total
t_{asf}	Espesor de carpeta de rodamiento
t_{min}	Espesor mínimo de losa
e	Excentricidad inicial de presfuerzo
e_{max}	Excentricidad máxima de presfuerzo
e_{real max}	Excentricidad real de presfuerzo
F_d	Factor de presencia múltiple
g_{1/2}	Factor de modificación de carga viva para cada carril
N_c	Factor de capacidad de carga de Terzaghi por cohesión del suelo
N_q	Factor de capacidad de carga de Terzaghi por desplante de cimentación
N_γ	Factor de capacidad de carga de Terzaghi por peso específico del suelo
∅	Factor de reducción de resistencia del acero
BR	Fuerza de frenado
I	Intensidad de lluvia media máxima para un tiempo de concentración y periodo de retorno
I_{cgS}	Inercia a centro de gravedad en sección simple
I_{cgC}	Inercia a centro de gravedad en sección compuesta
I_i	Inercia inicial a fibra superior
L	Longitud total de puente
L_{bar}	Longitud de poste o baranda
L_{diaf}	Longitud de diafragma
M_{col}	Momento de colisión en baranda
M_{DC}	Momento generado por peso propio

M_{DW}	Momento generado por peso propio de carpeta de rodadura
M_{LL+MP}	Momento generado por acción de carga viva de camión de diseño
M_{pp}	Momento generado por peso propio de viga presforzada
M_u	Momento de diseño mayorado
M_{cr}	Momento crítico de diseño
M_o	Momento inicial de cargas de servicio en viga
M_{ppa}	Momento generado por cargas muertas en servicio
M_{d+l}	Momento de cargas vivas y de servicio
$S_{1/2}$	Módulo de sección hacia fibra superior o inferior
S_{min}	Módulo de sección mínimo referido
N_v	Número de vigas
N_c	Número de carriles
k_g	Parámetro de rigidez longitudinal
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
DW	Peso propio de la superficie de rodamiento
Y_s	Peso específico del suelo
Y_{asf}	Peso específico del asfalto
d_v	Peralte de varillas de refuerzo
d	Peralte efectivo del elemento estructural
EV	Presión vertical del peso propio de suelo de relleno
ph	Presión horizontal por carga viva del suelo
RA	Reacción generada por carga actuante
z	Recubrimiento máximo del elemento
r	Recubrimiento del elemento estructural
n	Relación modular entre losa y viga

f'_c	Resistencia del concreto
f'_{ci}	Resistencia a compresión inicial de concreto presforzado
f_y	Resistencia del acero de refuerzo
f_{ti}	Resistencia a tensión en inicial de presfuerzo
f_{pu}	Resistencia de diseño del acero de preesfuerzo
V_c	Resistencia a corte que aporta el concreto
V_p	Resistencia a corte que aporta el postensado
V_s	Resistencia a corte que aporta el acero de refuerzo
S	Separación de luz libre entre vigas y contrafuertes
S	Separación o espaciamiento de varillas de refuerzo a corte y a deflexión
S_{dist}	Separación de acero de refuerzo por distribución en losa
LS_v	Sobrecarga de la carga viva vertical
LS_h	Sobrecarga de la carga viva horizontal
PL	Sobrecarga peatonal de diseño
q	Sobrecarga viva vehicular

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transporte Oficiales.
ACI	American Concrete Instituto, o bien Instituto Americano del Concreto.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Altimetría	Permite conocer las alturas y forma del terreno en sentido vertical.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura.
Carga de Resistencia	Combinación de cargas que representa la operación normal de un puente sin viento.
Carga de servicio	Combinación de cargas que representa la operación normal de un puente con viento a 90km/h.
Carga viva	Carga no permanente en la estructura.
Carga muerta	Carga permanente en la estructura.

Cuenca	Extensión de terreno cuyas aguas se vierten en un río, mar o lago.
Diafragma	Elemento estructural que provee rigidez a la superestructura del puente.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura en sentido horizontal.
Ensayo triaxial	Permite conocer la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
Estribo	Elementos que sirven de apoyo extremo al puente y soportar la carga de la superestructura.
Gavión	Estructura fabricada en malla metálica con forma rectangular tipo “canasta”, en la que se apilan rocas.
LRFD	Método de diseño por factores de carga y resistencia.
Neopreno	Dispositivos que transmiten cargas y permiten desplazamientos entre la superestructura y la subestructura.
Parapeto	Pared o barandilla que sirve para evitar caídas al vacío en el puente.

Postensado	Proceso en el cual se tensan los cables posteriormente que el concreto ha endurecido.
Pretensado	Proceso en el cual se tensan los cables antes de colocar el concreto en la estructura.
Preesforzado	Tecnología de construcción de elementos estructurales de concreto sometidos intencionalmente a esfuerzos de compresión previa a su puesta en servicio.
Puente	Estructura vial que permite vencer o evitar obstáculos naturales.
<i>Strand</i>	Cable de baja relajación de preesforzado.
Subestructura	Parte inferior del puente, compuesto por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones, siendo estos encargados de soportar las cargas de la superestructura.
Superestructura	Parte superior del puente, el cual permite el tránsito de vehículos transmitiendo las cargas impuestas.
Valor soporte	Capacidad de carga del suelo, medido en unidad de fuerza por unidad de área.

Volteo

Momento generado por la fuerza horizontal ejercida que tiende a voltear un elemento respecto al borde exterior del mismo.

Zanja de coronación

Parte alta del talud que permite la conducción adecuada de aguas de lluvia.

RESUMEN

Como bien se sabe las obras de infraestructura son importante para el desarrollo de una comunidad o aldea, es por eso que se ha realizado una investigación de las necesidades de la población en general y se optó por los proyectos que fueran a darle solución a futuro en cuanto a una buena comunicación vial, es decir se tomó la decisión de realizar una investigación y diseño de un muro de contención en base a gaviones y el diseño de un puente vehicular de treinta y cinco metros de largo, siendo estos avalado por la Municipalidad de San José del Golfo de Guatemala, para la toma de proyectos por parte del Ejercicio Profesional Supervisado.

El siguiente informe se divide en tres capítulos del cual el primero abarca la monografía del municipio, tomando en cuenta la población, reseña histórica ubicación de municipio, entre otros. En el segundo capítulo se desarrolla todo el procedimiento para el diseño de un puente vehicular con sistema de concreto postensado, basado en las normativas guatemaltecas y la filosofía de AASHTO LRFD 2017, soportado por medio de estribo de contrafuertes y muro de pantalla. Finalmente, el tercer capítulo se describe el diseño de un muro de gaviones de una altura de cuatro metros con longitud de trece metros, verificando la capacidad.

Por cada proyecto se desarrolla una memoria de cálculo y los pasos de ingeniería civil necesarios para el estudio correspondiente, como lo es la factibilidad y reconocimiento del terreno, finalmente se muestran los resultados finales en planos estructurales y un presupuesto general por cada proyecto junto a su cronograma de ejecución.

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente vehicular para la apertura de una brecha vehicular entre municipio del San José del Golfo y el municipio de Sanarate y el diseño de un muro de contención a gravedad en la aldea Pontezuelas de San José del Golfo.

Específicos

1. Desarrollar una investigación que contenga la monografía del municipio en donde se desarrollara la planificación de los proyectos de El Copante y la aldea Pontezuelas, del municipio de San José del Golfo, departamento de Guatemala.
2. Realizar un diseño de un puente vehicular utilizando sistema de concreto presforzado, que dé solución vial, para el reemplazo del puente existente y que sea la conexión entre las aldeas de El Copante, San José del Golfo y la aldea El Carmen, Sanarate.
3. Realizar un diseño de un muro de contención a gravedad de gaviones para evitar el socavamiento de terreno en calle principal hacia ruta de la aldea Pontezuelas implementando una caja de captación de agua pluvial.

4. Contribuir con el desarrollo de las comunidades que requieran de infraestructura civil, a través del desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado EPS.

INTRODUCCIÓN

Aportar un buen diseño de una obra de infraestructura es vital para que este preste el servicio necesario a la comunidad o población para la cual fue diseñada. Actualmente el municipio de San José del Golfo tiene una pequeña población que gran parte de los habitantes tienen ingresos por las remesas de los familiares que habitan en Estados Unidos, es por eso que se toma una iniciativa para mejorar su calidad y desarrollo de la comunidad.

Se planteó un diseño de un puente vehicular con sistema de concreto presforzado y postensado con el cual este se diseñara para soportar una carga viva y cargas de servicios, aplicando la filosofía de LRFD el cual indica en términos generales que se hace una reducción en la resistencia de los materiales y se amplifica las cargas actuantes con factores de diseño, esto con el fin de prevenir la falla de servicio de la obra de infraestructura, de esto cabe mencionar que dependiendo el proyecto se hace un análisis sísmico para determinar el mayor esfuerzo crítico el cual serviría para el diseño.

Tanto así, como el diseño de un muro de contención por gravedad por gaviones, el diseño se basa de acuerdo a las características del terreno sobre el cual se va a realizar el proyecto, por lo que de estas características depende el diseño del muro de contención y el diseño de apoyos del puente vehicular.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

1.1. Reseña historia

El municipio de San José del Golfo, fue creado durante el Gobierno de General Justo Rufino Barrios, por Decreto No. 683 del 17 de marzo de 1882; por problemas jurisdiccionales San José del Golfo, fue anexado al Departamento de El Progreso el día 13 de abril de 1908, años más tarde por decreto No. 756 el 9 de junio de 1920 paso a formar parte del Departamento de Guatemala.

Inicialmente, en tiempos de los españoles era una hacienda llamada “San José, la cual perteneció primero a la Compañía de Jesús y después al Convento de Santo Domingo, de la actual ciudad de Guatemala”¹. La hacienda fue vendida en subasta pública por la Intendencia General del Estado de Guatemala, el 8 de agosto de 1831.

El nombre de San José del Golfo se debe a que, en este lugar fue durante mucho tiempo en la época colonial, ruta obligada de tránsito y escala de descenso en el viaje hacia el Golfo de Izabal y el Castillo de San Felipe de Lara, cuya comunicación era necesaria con el Reino de Guatemala y San José, se le denominó Del Golfo, por el paso obligatorio antes mencionado, prueba de ello son; el Puente de La Barranquilla, y el empedrado en la cuesta Las Navajas, estructuras que sufrieron algunos daños con el terremoto ocurrido el 4 de febrero de 1976.

¹ Dirección Municipal de Planificación. Municipalidad de San José del Golfo. *Reseña histórica del municipio San José del Golfo*. p.5.

Otra de las acreditaciones a su nombre es que debido a que en este lugar se fundó una iglesia asignada al Señor San José.

1.2. Primeros pobladores

Los primeros pobladores de este municipio fueron los señores; Marcos Véliz Palencia, Matea Véliz Palencia, Cornelio Palencia y Dolores Palencia. Se presenta la composición poblacional del municipio de San José del Golfo de Guatemala:

- Total, de habitantes: 20 000
- Población indígena: 1 %
- Población no indígena: 99 %

1.3. Limites

San José del Golfo, limita al norte con el municipio de Sanarate; al este con San Antonio La Paz (ambos municipios del departamento de El Progreso); al sur con Palencia y al oeste con Chuarrancho y San Pedro Ayampuc (municipios del departamento de Guatemala). El territorio que ocupa San José del Golfo, es de 84 km. Cuadrados divididos en cabecera departamental.

1.4. Clima

San José del Golfo, está situado a 1 080 metros sobre el nivel del mar, por lo tanto, el clima depende a esta altura, el cual es generalmente cálido, con algunas variaciones en la época de fin de año, cuando las temperaturas tienen su descenso a nivel nacional. San José del Golfo es considerado parte del famoso llamado “Corredor Seco” que afronta la parte Este del país de Guatemala.

1.5. Topografía

Los terrenos de San José del Golfo, son generalmente quebrados, difícil de encontrar una planicie que sea extensa, posee algunos cerros como; Del Ocote Rajado, que alcanza una altura de 1 700 metros; también existen algunos valles.

1.6. Hidrografía

En el territorio de San José del Golfo, riegan los siguientes ríos: Las cañas, Los Plátanos y Las Vacas, están también el Riachuelo Las Navajas y las Quebradas Azacualpilla, las guacamayas, Los Acoles, La Barranca, El Pozón y Poza Viva. El agua que corre por estos ríos, riachuelos y quebradas no es aptas para consumo humano ya que la contaminación de sus aguas ha ido en aumento.

1.7. Vías de comunicación:

San José del Golfo, cuenta con los servicios de Correos para comunicación en el interior de nuestro país para el extranjero, especialmente los usuarios, hacen uso del correo privado de diferentes Empresas. El municipio cuenta con servicios telefónicos principalmente en las regiones de la cabecera, al igual existen zonas del municipio donde no se cuenta con señal de comunicación, por lo que su única manera de comunicarse es acercándose a las zonas más urbanizadas.

1.8. Servicios

Cuenta con servicios públicos de agua potable, energía eléctrica, drenajes, teléfono, correos, Subdelegación de Registro de Ciudadanos, Registro Nacional de las Personas (RENAP), Juzgado de Paz, Policía Nacional Civil Centro de

Salud en la cabecera municipal, un puesto de salud en aldea Pontezuelas, aldea la Choleña, aldea El Caulote y aldea Loma Tendida.

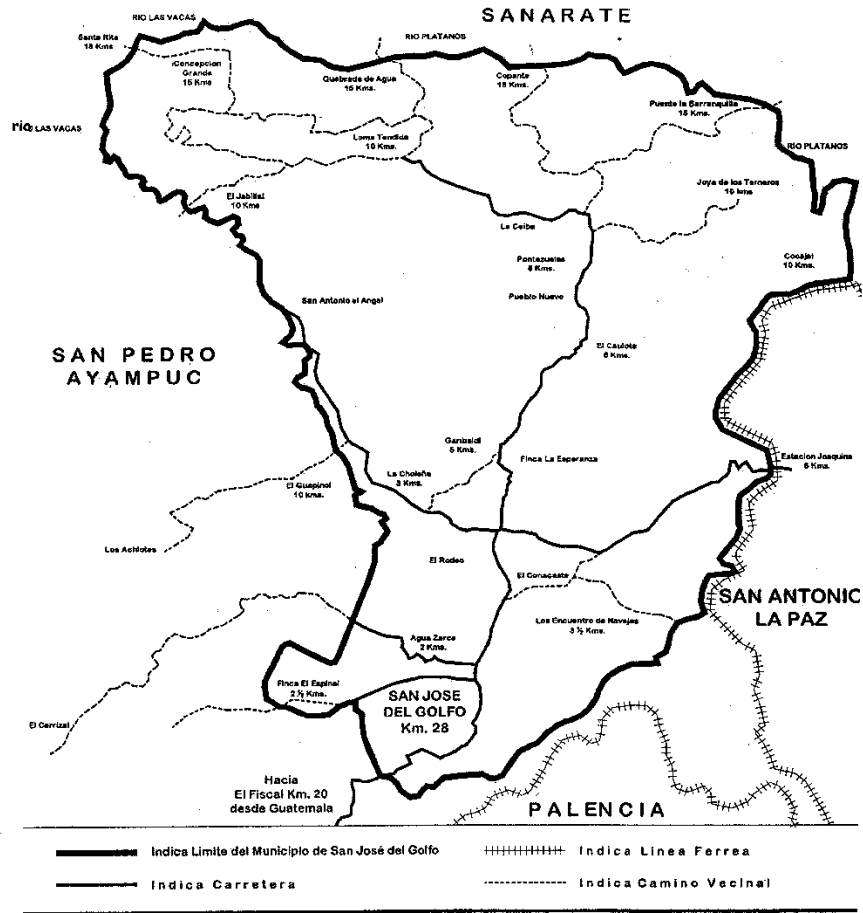
Cementerio municipal en aldea Pontezuelas, un cementerio municipal en aldea El Planeta, Un salón municipal, un salón comunal en aldea La Choleña, un salón comunal de aldea El Javillal, un salón comunal en aldea Loma Tendida, salón comunal de aldea Joya de los Terneros, salón comunal en aldea Pontezuelas, un parque municipal, mercado municipal se cuenta con un tren de aseo que favorece a la mayoría de los vecinos de este municipio, depositando la basura que se recolecta en el basurero municipal, en este municipio se cuenta con cuatro puentes:

- Puente el chato
- Puente quebrado de los coches
- Puente agua zarca.
- Puente quebrada de agua

1.9. Ubicación y extensión territorial

San José del Golfo es uno de los 17 municipios del departamento de Guatemala, está situado en la parte norte de este departamento, de la cabecera municipal a 28 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala; de los cuales son asfaltados.

Figura 1. Localización geográfica del municipio de San José del Golfo



Fuente: SANTISTEBAN, Josué. *Cancha Polideportivas, aldea El Caulote San José del Golfo, Guatemala*. p. 20.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLÁTANOS EN LA ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

2.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular que permita la comunicación entre el municipio de San José del Golfo del departamento de Guatemala con el municipio de El Carmen del departamento de El Progreso, dicho estudio inicia con los estudios preliminares que permitan conocer la zona y determinar la forma geométrica de la estructura.

La longitud del puente será de 35 metros entre apoyos y un ancho de sección del puente de 8,80 metros, por lo que se opta para la superestructura el diseño de un sistema de concreto presforzado (postensado) y la subestructura de concreto reforzado, bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transporte Oficiales (AASHTO LRFD 2017) adaptadas a las normas guatemaltecas como lo son AGIES 2018, y las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos.

2.2. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño se obtienen de la topografía del terreno, localización del proyecto y sistema estructural seleccionado y por los lineamientos obtenidos de las normas AASHTO LRFD 2017 y el código ACI 318S-19.

2.2.1. Generalidades

Por lo general, el termino puente se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazos por encima de una superficie, que permiten vencer o evitar obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondadas, canales, entrantes de mar, entre otros. Los puentes se pueden clasificar como:

- Por el servicio que prestan:
 - Puentes peatonales
 - Viaductos
 - Acueductos

- Por el material de la súper estructura
 - Madera
 - Concreto armado
 - Concreto presforzado
 - Acero

- Por el tipo de estructura
 - Tipo losa
 - Tipo Viga-Losa
 - Tipo Vigas I
 - Secciones compuestas

- Según el tipo de apoyo
- Por su trazo geométrico

2.2.2. Definición de concreto presforzado

El concepto básico del concreto presforzado radica en la deliberada creación de esfuerzos internos permanentes en un elemento estructura, con el objeto de mejorar su capacidad o desempeño. El concepto original del concreto presforzado, consistió en introducir esfuerzos de compresión para reducir o eliminar los esfuerzos de tensión que actúan en el concreto. Analizado de forma práctica consiste en aplicar una carga a una estructura que pueda deformarse en sentido contrario al que se tendría cuando se encuentra en uso, procurando contrarrestar el efecto de tensión producido por las cargas de servicio.

Los métodos de presforzado son:

- Pretensado

El concepto se utiliza para describir los métodos de presforzado en el cual los cables se tensan antes de colocar el concreto. Los tendones, son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se tensan entre apoyos y se mide el alargamiento de los cables, así como la fuerza de tensión aplicada, con la formaleta en su lugar se vacía el concreto en torno al cable esforzado y una vez fraguado y que el concreto haya adquirido la resistencia requerida, se libera la presión en o la tensión generada, lo cual genera un leve acortamiento de compresión en el elemento tensado.

En esta forma el preesfuerzo transferido al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga y no se necesita ningún anclaje especial.

- Postensado

El postensado bien su nombre lo dice, es un método de preesfuerzo en el cual se tensa el tendón después de que ha endurecido el concreto, en este método es conveniente dejar ductos para los tendones en el elemento para evitar fisuras o daños en el elemento; así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él inmediatamente después del preesfuerzo.

Para este método de preesfuerzo los torones o cables, son colocados en forma de catenaria a lo largo de la viga, este con el fin de eliminar esfuerzos no deseados en los extremos del elemento estructural.

- Estructura de concreto presforzado en la red vial de Guatemala

La red vial de Guatemala ha tenido un gran avance en la infraestructura en los últimos tiempos y es uno de los mejores ejemplos de la importancia de preesfuerzo en el país, puesto que hoy en día es más frecuente la implementación de estos sistemas estructurales de concreto presforzado más que el uso de acero o concreto reforzado en la construcción de puentes. A continuación, se encuentra una lista de los puentes presforzados en las principales carreteras del país.

- Puente Machaquilá, Poptún Petén.
- Puente viga AASHTO tipo III, sobre río Cojolote, Siquinalá.
- Puente La Unión, Escuintla.
- Paso a desnivel Las Charcas sobre anillo periférico.
- Puente El Naranjo. Estructura de dovelas en doble voladizo postensadas.

2.3. Descripción de condiciones solicitadas

Antes de realizar los estudios preliminares para el proyecto, se debe tomar en cuenta las solicitudes de acuerdo a las necesidades requeridas, para así tener una idea de cuáles son los parámetros necesarios para el diseño, y determinar la geometría final que tendría el proyecto.

- De acuerdo al estudio de prefactibilidad realizado, se ha solicitado el diseño de un puente vehicular que tenga al menos dos carriles y dos banquetas peatonales.
- El tramo total que cubriría la sección longitudinal del puente junto a las losas de aproximación es de 65 metros, teniendo así un diseño de un puente vehicular de luz de 35,00 metros y un ancho de 8,80 metros, con diseño de concreto presforzado, postensado.
- Para la carga viva de diseño se tomará un camión de diseño será el HL-93.
- El puente estará ubicado 14,5 km de la aldea El Copante sobre la carretera principal del municipio de San José del Golfo, que conduce hacia la cabecera municipal.
- Se deberá realizar sondeos dinámicos de penetración estándar STP en la ubicación de apoyos del puente.
- Cada parámetro de diseño tendrá como base las normas AASHTO LRFD 2017 y el ACI 318S-19.

2.4. Estudio hidrológico

Un estudio hidrológico es de vital importancia al momento de planificar el diseño de una obra hidráulica u obras de infraestructura que lo requieran, tal caso es para el diseño de una infraestructura como lo es un puente. El objetivo de los estudios es dar a conocer las características hidrológicas y factores hidráulicos del cuerpo de agua que llevan a una real apreciación del comportamiento del mismo y definir los requisitos mínimos del puente, su ubicación óptima, tomando en cuenta los niveles de seguridad o riesgos a evitar y tomar decisiones de las características aceptables de la estructura.

Existen métodos de estudios que ayudan a determinar el comportamiento del río, el cual cada método se encuentra fundamentado teóricamente para calcular la cantidad de volumen de agua que corre sobre el punto de interés de donde se colocara la estructura. De estos se pueden mencionar los métodos más utilizados actualmente los cuales son: el método racional, el método sección y pendiente. Para este proyecto se contempló el cálculo por método racional para determinar la crecida máxima en el punto de interés.

2.4.1. Método racional

Este método permite determinar el caudal máximo que escurrirá por una determinada sección bajo el supuesto que éste acontecerá para una lluvia de intensidad máxima constante y uniforme en la cuenca de interés a una duración, de igual al tiempo de concentración de la sección. De lo cual se puede deducir por la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

- Q = Caudal máximo en la sección de cálculo (m^3/s).
- C = Coeficiente de escorrentía medio ponderado de la cuenta.
- I = Intensidad de lluvia media máxima para un tiempo de concentración y periodo de retorno (mm/h).
- A = Área tributaria de la cuenta en la sección de cálculo (Ha).

- Coeficiente de escorrentía

Tabla I. Valores de coeficiente de escorrentía

Uso del suelo	Pendiente el terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto	Medio	Bajo
		(Suelo arenoso)	(Suelos francos)	(Suelos arcilloso)
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	0,45	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: LÓPEZ, Marly. *Estudio hidrológico para el diseño de obra de protección contra Inundaciones del río xulá, cantón santo teresa, municipio de Cuyotenango, departamento de Suchitepéquez.* p. 38.

- Área tributaria de la cuenca

Para determinar el área de la cuenca, se hizo uso de la herramienta del software Qgis para determinar la morfología de la cuenca y obtener sus

parámetros y características de la misma, por ende, se tiene los siguientes resultados.

Área de la cuenca = 56,20 km²

Longitud de cause = 35,50 km

Diferencia de altura = 750,00 metros

- Tiempo de concentración

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

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

Entonces se tiene que:

$$t_c = \frac{3(35500)^{1,15}}{154(750)^{0,38}} = 269,05 \text{ s}$$

- Intensidad de lluvia

Los valores a utilizar para hallar la intensidad de lluvia, que se muestran en la siguiente tabla, serán los proporcionados por el INSIVUMEH correspondientes a la estación meteorológica El Progreso Sanarate; ya que se encuentra ubicada en la aldea El Copante San José del Golfo lugar en donde se ubica el presente

proyecto. Se tomó la estación más cercana el cual es la estación de Morazán El Progreso.

Tabla II. **Parámetros de ajuste intensidad de lluvia**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
MORAZAN - EL PROGRESO								
a	12 935	15 075	19 570	59 430	57 400	55 670	54 070	53 020
b	27	30	36	36	50	50	50	50
n	1,326	1,287	1,296	1,462	1,451	1,444	1,436	1,429
R2	0,998	0,994	0,989	0,986	0,985	0,985	0,985	0,985

Fuente: RAMÍREZ, Julio. Informe de Intensidades de Lluvia:

www.studocu.com/gt/document/universidad-de-san-carlos-de-guatemala/hidrologia/informe-de-intensidades-de-lluvia-guatemala-segun-insivumeh/18004441. Consulta: marzo de 2021.

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

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm)

a, b, n = parámetros de ajuste

Por lo tanto, se tiene lo siguiente para un periodo de retorno de 100 años:

$$I = \frac{a}{(b + t_c)^n} = \frac{53\,020}{(50 + 264,7)^{0,985}} = 181,02 \text{ mm/h}$$

- Cálculo del caudal

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0,55 \times 181,02 \times 56,20}{360} = 15,557 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo a la sección en donde se ubicará el puente, se determina que la altura final se tomará como referencia la estructura existente de puente de hamaca, por lo cual no existe problema con el estudio hidrológico.

2.5. Levantamiento topográfico

La topografía es la ciencia geométrica que permite conocer de forma gráfica la superficie terrestre, la cual para el diseño o planificación de una obra de infraestructura tal como lo es un puente, es de vital importancia conocer las características físicas del terreno en donde se ubicará la estructura.

Un estudio topográfico ejecutado de forma apropiada permite determinar satisfactoriamente, la ubicación del puente para salvar un río o un barranco, aunque siempre de gran ayuda realizar inspecciones de campo previamente al trabajar un levantamiento topográfico para conocer el área, apoyándose de fotografías del lugar, mapas de la zona, entre otros.

Son necesarios además del reconocimiento cuatro tipos de trabajos topográficos que pueden combinarse entre sí a lo largo del desarrollo de una planificación, construcción y desarrollo de un puente, los cuales son: levantamiento preliminar, levantamiento para el proyecto, levantamiento para el control de situación y replanteos. De igual manera dentro de la topografía se presenta dos ramas importantes, las cuales son la altimetría y planimetría.

2.5.1. Altimetría

Recibe el nombre de nivelación o altimetría el conjunto de los trabajos que suministran los elementos para conocer las alturas y forma del terreno en sentido

vertical, es decir es la rama de la topografía que estudia las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de mostrar una representación gráfica de la zona.

En el presente trabajo la medición altimétrica se realizó por medio de una Estación total electrónica marca SOKKIA modelo SET CX-105; se procedió a realizar un levantamiento topográfico para conocer las características físicas del lugar en donde se ubicará la estructura del puente, conociendo así los puntos de apoyo y eje central del puente. Se procedió a realizar un levantamiento topográfico a 50 metros aguas arriba y 50 metros aguas debajo de donde está ubicada la estructura; y también se tomó 50 metros a cada extremo del puente, así como el eje central de la carretera actual que lo une.

2.5.2. Planimetría

Planimetría es el conjunto de los trabajos efectuado para tomar en el campo los datos geométricos necesarios que permitan construir o definir gráficamente el terreno, proyectado en un plano horizontal”.²

Para el levantamiento topográfico del proyecto se tomó como punto de referencia el norte magnético para su orientación que de igual manera para una Estación Total SOKKIA se puede tomar un punto arbitrario como referencia del norte. El método de levantamiento fue por medio de un polígono abierto con el método de radiaciones, esto para conocer los puntos necesarios y de importancia que forman parte del terreno y del área y definir las curvas de nivel del lugar.

² ELIVO, Francina; MOLINA, Eligio. *Topografía de puentes y túneles*. p. 17.

- Curvas de nivel

Las curvas de nivel proyectadas en un plano horizontal definidas en gabinete, son de importancia ya que estas muestran el comportamiento del terreno horizontalmente así también como la información altimétrica.

2.6. Estudio de suelos

Las cargas provenientes de la estructura y del suelo serán transmitidas al suelo, es por esto que es importante conocer sus propiedades físicas y mecánicas de donde estará ubicado los puntos de apoyo. Existen diferentes ensayos de que se pueden aplicar a un suelo y estos depende del proyecto a realizar, para el diseño de un puente vehicular es requerido hacer un ensayo de penetración estándar STP o un ensayo de compresión triaxial, por lo que se ha optado esta segunda opción para el diseño de este proyecto.

2.6.1. Ensayo triaxial

En el presente proyecto para determinar el tipo de suelo y sus características, se tomaron dos muestras inalteradas de 1,00 pie cubico, a una profundidad de 2,00 metros y otra de 1,75 metros, se extrajo una muestra por cada ubicación de los apoyos ya que el suelo puede contener diferentes características físicas y mecánicas por la separación de estas, que para este proyecto estarían separadas aproximadamente 35,00 metros cada muestra de la otra. El ensayo a aplicarse será de compresión triaxial no drenado, no consolidado (Ver anexos 7 y 8)

- Resultado de ensayo compresión triaxial no drenado no consolidado en muestra CA1 (Lado izquierdo de puente hacia aldea El Carmen).

- Cohesión (Cu) = 2,97 ton/m²
 - Peso específico (γ_s) = 1,75 ton/m²
 - Angulo de fricción interna (∅) = 29,89°
 - Desplante (D_f) = 1,75 m
 - Densidad de humedad = 2,03 ton/m²
- Resultado de ensayo compresión triaxial no drenado no consolidado en muestra CA2 (Lado derecho de puente hacia cabecera municipal).
 - Cohesión (Cu) = 1,84 ton/m²
 - Peso específico (γ_s) = 1,80 ton/m²
 - Angulo de fricción interna (∅) = 32,09°
 - Desplante (D_f) = 2,00 m
 - Densidad de humedad = 2,02 ton/m²

2.6.2. Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo será determinado mediante las ecuaciones de la Teoría de Terzaghi, desarrolladas por el doctor Karl Von Terzaghi (año 1883 y año 1963), con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial. Aplicando los resultados del ensayo y la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, se determinó el valor soporte del suelo, siguiendo el procedimiento de cálculo desarrollado a continuación.

$$q_u = 1,3 c' N_c + \gamma D_f N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada})$$

Donde:

$$q_u = \text{Capacidad de carga limite (ton/m}^2\text{)}$$

- c' = Coeficiente de cohesión del suelo (ton/m²)
 γ = Peso específico del suelo (ton/m³)
 D_f = Desplante o profundidad de muestra obtenida (m)
 B = Base de zapata para 1 metro de longitud (m)
 N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Los factores N_c, N_q, N_γ se pueden calcular mediante fórmulas o mediante tablas gráficas, en este caso los valores serán determinados mediante la siguiente tabla obtenida de la teoría de Terzaghi para carga última.

Tabla III. **Comparación normal y sin sangría**

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. p. 140.

De acuerdo a la tabla III se obtendrán los factores de capacidad de carga de Terzaghi en función del ángulo de fricción interno, realizando una interpolación básica para cada factor.

- Cálculo de valor soporte para muestra CA1 (Lado izquierdo de puente hacia aldea El Carmen).

Interpolando de la tabla I, los valores N'_c , N'_q , N'_γ que están en función del ángulo de fricción interna $\phi = 29,89^\circ$

Datos de diseño:

$$c' = 2,97 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,75 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 1,75 \text{ m}$$

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

$$N'_c = 18,88$$

$$N'_q = 8,24$$

$$N'_\gamma = 4,32$$

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

$$q_u = 1,3(2,97)(18,88) + 1,33(1,75)(8,24) + (0,4)(1,00)(1,75)(4,321)$$

$$q_u = 101,168 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo al resultado anterior el valor teórico del valor soporte del suelo debe estar afectado por un factor de seguridad recomendado por Terzaghi, que de igual manera esta sugerido por las normas AGIES 2018 el aplicar un factor de seguridad al valor soporte del suelo de valor de tres, por lo tanto:

$$q_{perm} = \frac{q_u}{3} = \frac{101,168 \text{ T/m}^2}{3} = 33,72 \text{ ton/m}^2$$

- Cálculo de valor soporte para muestra CA2 (Lado derecho hacia cabecera municipal).

Interpolando de la tabla I, los valores N'_c , N'_q , N'_γ que están en función del ángulo de fricción interna $\phi = 32,09^\circ$.

Datos de diseño:

$$c' = 1,84 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,80 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 2,00 \text{ m}$$

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

$$N'_c = 18,12$$

$$N'_q = 7,72$$

$$N'_\gamma = 3,82$$

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

$$q_u = 1,3(1,84)(18,12) + 1,80(2,00)(7,72) + (0,4)(1,00)(1,80)(3,82)$$

$$q_u = 73,869 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo al resultado anterior el valor teórico del valor soporte del suelo debe estar afectado por un factor de seguridad recomendado por Terzaghi, que de igual manera esta sugerido por las normas AGIES 2018 el aplicar un factor de seguridad al valor soporte del suelo de valor de tres, por lo tanto:

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{3} = \frac{73,869 \text{ T/m}^2}{3} = 24,62 \text{ ton/m}^2$$

2.7. Diseño de puente vehicular

Para la ejecución de proyectos de infraestructura, se debe considerar algunos factores de diseños importantes, que deben cumplir con las normas requeridas tal como la AASHTO LRFD 2017; el puente consta de una luz de 35,00 metros de longitud, con sistema de concreto postensado.

2.7.1. Generalidades de diseño

De acuerdo a los estudios preliminares mencionados y realizados anteriormente, se proyectarán los parámetros de diseño basado en las normas AASHTO LRFD 2017 y las condiciones mencionadas en el inciso 2.3 de este informe.

2.7.1.1. Superestructura

Para el diseño de la superestructura inicialmente es importante definir los parámetros de diseño, el cual para este proyecto se tomaron las dimensiones mínimas según AASHTO para establecer las dimensiones de los elementos.

2.7.1.1.1. Geometría de sección

El ancho de la sección transversal del puente no debe ser menor que el ancho del camino de acceso al puente, por lo cual según las solicitudes el puente estará constituido por dos carriles de 3,60 metros cada carril ya que es el ancho

mínimo establecido por la norma de diseños AASHTO Art. 3.6.1.1.1. y tendrá dos banquetas de 0,80 metros cada una, dando así un ancho total de 8,80 metros.

La altura con respecto a la crecida máxima será de 3,00 metros, ya que se ha tomado como referencia la altura del puente tipo Hamaca existente en el lugar, aunque normalmente se exige una altura de 2,00 sobre crecida máxima.

2.7.1.1.2. Barandas

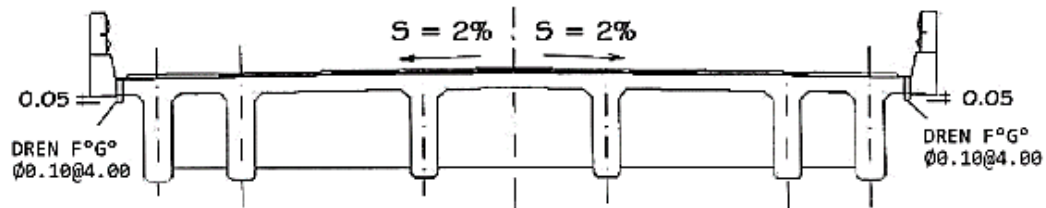
Debido a que la velocidad de diseño es de 45 km/h, aun no es considerado el sistema de parachoques, según AASHTO LRFD los parachoques se diseñaran cuando la velocidad de diseño es mayor a 75 km/h por lo que para el diseño se tiene un nivel de ensayo de TL-2.

Se propone en este caso un modelo de barrea de concreto tipo poste. Cabe destacar que un sistema de barrera y su conexión a la cubierta solo se autoriza después de demostrar que es satisfactorio a través de pruebas de choques en barrea a escala natural para el nivel de prueba deseado según AASHTO Art. 13.7.2.

2.7.1.1.3. Drenajes

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible recomendado un mínimo de 0,5%; la pendiente de drenaje transversal mínima es de 2 % la cual se utilizará para el diseño. Son típicos drenes de material anticorrosivo utilizando acero galvanizado, que estarán separadas 4,00 metros como mínimo en ambos lados de las banquetas.

Figura 2. Drenaje típico



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Diseño de puente con AASHTO LRFD 2014*. p. 7.

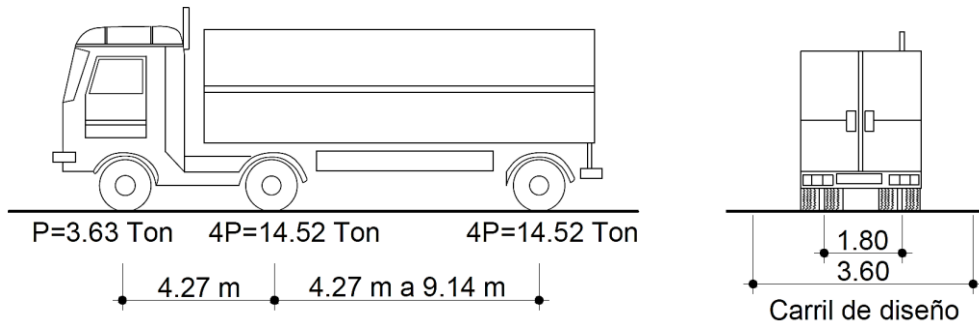
2.7.1.2. Tipo de cargas aplicadas

Se ha realizado el diseño de con las cargas sugeridas por parte de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes - AASHTO LRFD- 2014/2017³., de las cuales podemos mencionar dos tipos de cargas, las cuales son las cargas permanentes y las cargas por sobrecarga viva, en la siguiente tabla se presentan las cargas de diseño consideraras para la superestructura y la subestructura.

Para este proyecto se diseñó con la carga de diseño sugerido por la AASHTO, la cual es la carga HL-93, de las cuales posee los siguientes pesos y dimensiones de diseño, de la cual esta debe ser magnificada con la carga de pista según la norma AASHTO Art. 3.6.1.3

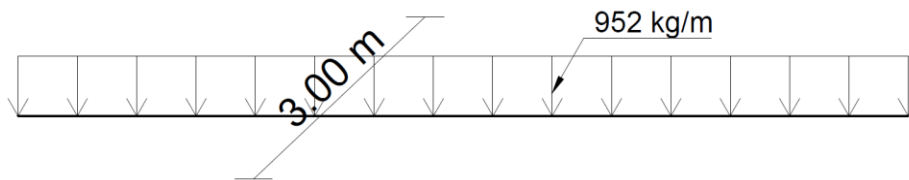
³ ASOCIACIÓN Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. p. 235.

Figura 3. **Carga de diseño HL-93**



Fuente: elaboración propia, empleado AutoCAD, 2021.

Figura 4. **Carga de carril de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleado AutoCAD, 2021.

Tabla IV. **Cargas vivas de diseño aplicadas**

Factores	Descripción	Valor	Artículo
Factores de presencia múltiple	2 carriles cargados	1,00	AASHTO 3.6.1.1.2-1
	1 carril cargado	1,20	
Incremento por carga dinámica, IM	Estado límite de fatiga	15,00%	AASHTO 3.6.2.1-1
	Todos los demás Estados	33,00%	

Fuente: elaboración propia.

Nota: La carga viva del camión de diseño HL-93 se tomará para una luz de 35,00 metros, la cual se debe verificar aplicando el teorema de Barré y aplicar los factores de modificación requeridos. (Ver anexo 1).

2.7.1.3. Factores de modificación utilizados

Los factores aplicados y considerados en todo el desarrollo en el diseño de los elementos estructurales, tanto como para la super estructura como para la subestructura, ya que las cargas verticales en la superestructura serán soportadas por los estribos y apoyos. Según norma Art. 3.6.2.1

Tabla V. Factores de modificación

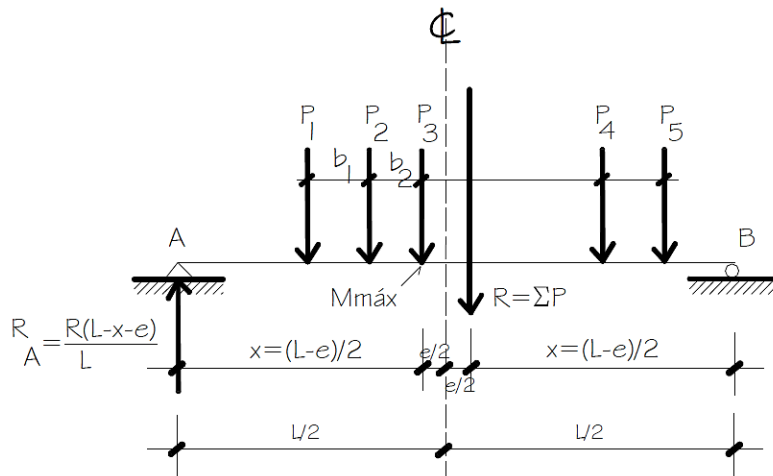
Factores	Descripción	Valor	Artículo
Factores de presencia múltiple	2 carriles cargados	1.00	AASHTO 3.6.1.1.2-1
	1 carril cargado	1.20	
Incremento por carga dinámica, IM	Estado límite de fatiga	15.00%	AASHTO 3.6.2.1-1
	Todos los demás Estados	33.00%	

Fuente: elaboración propia, basado en AASHTO LRFD 2017 8va edición, Art. 3.6.2.1, 2021.

2.7.1.4. Teorema de Barré

El teorema de Barré expresa que, Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de carga y la carga más próxima a esta, y que por un eje que pasa por el centro de la luz del tramo del puente, indica que el momento máximo de flexión para un elemento simplemente apoyado, se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancia, este momento máximo se encontrará ubicado bajo la carga más pesada como se muestra en la figura 5.

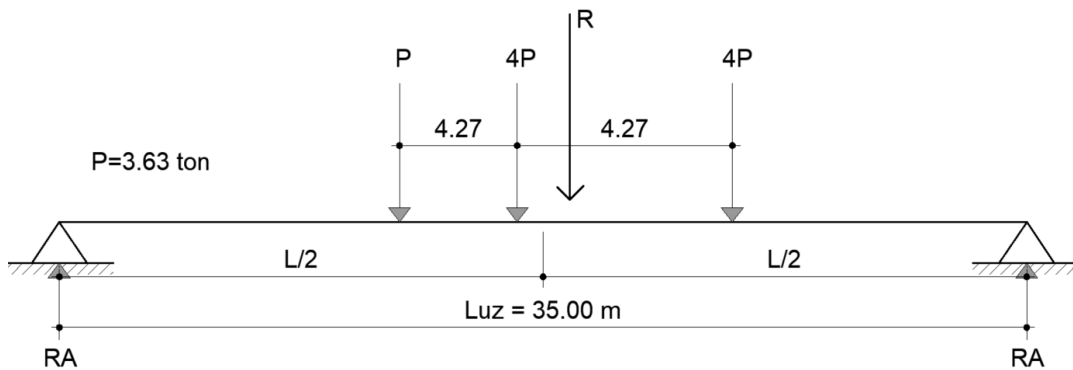
Figura 5. Teoría de teorema de Barré



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Diseño de puente con AASHTO LRFD 2014*. p. 15.

Entonces aplicando la teoría del Teorema de Barré se calcula la resultante del tren de carga de HL-93, del cual se utilizará el camión de diseño con la separación máxima entre ejes de sus ruedas.

Figura 6. Teorema de Barré, carga resultante



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

$$X = \frac{3,63(9,14) + 14,52(4,27)}{3,63 + 14,52 + 14,52} = 2,847 \text{ m}$$

$$e = 4,27 \text{ m} - X = 4,27 \text{ m} - 2,847 \text{ m} = 1,423 \text{ m}$$

$$z = \frac{L - e}{2} = 16,788 \text{ m}$$

Por lo tanto, la reacción y momento actuante que se genera por el tren de carga es:

$$R_a = \frac{(3,63 + 14,52 + 14,52)(35 - 16,788 - 1,423)}{35} = 15,671 \text{ ton}$$

$$M_{LL} = 15,671 \times 16,788 - 3,63 \times 4,27 = 247,585 \text{ ton-m}$$

- Cálculo de carga de pista

Se calcula la carga de pista que se genera en el carril de los 952 kg/m². Por lo tanto, se tiene que:

$$R_p = \frac{w \times L}{2} = \frac{0,952 \times 35}{2} = 16,66 \text{ ton}$$

$$M_{imp} = R_p \times z - \frac{w \times z^2}{2} = 16,66 \times 16,788 - \frac{0,952 \times 16,8^2}{2} = 154,53 \text{ ton-m}$$

Por consiguiente, se calcula el momento de diseño que se debe mayorar según AASHTO con los factores de modificación de la tabla V.

$$M_{LLIMP} = 1,33 M_{LL} + M_{IMP} = 1,33 (247,585) + 154,53$$

$$M_{LLIMP} = 474,822 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto, se puede comparar el valor que se obtiene de las tablas de resultado de las iteraciones realizadas en la tabla del anexo 1.

- Cálculo de cortante máximo

Se calcula el cortante de la reacción que se genera cuando el tren de carga se encuentra ingresando el puente y su cara más pesada se encuentra directamente sobre el eje de apoyo del puente, por lo tanto, se tiene que:

$$R_{LL} = \frac{3,63 (35-9,14)+14,52(35-4,27)+14,52(35)}{35} = 30,016 \text{ ton}$$

$$R_{IMP} = \frac{0,952 (35)}{2} = 16,66 \text{ ton}$$

$$V_{LLIMP} = 1,33 R_{LL} + R_{IMP} = 56,577 \text{ ton}$$

2.7.1.5. Combinaciones de carga

La normativa AASHTO LRFD 2017 sugiere unas series de combinaciones de cargas de acuerdo al artículo 3.4 la cual indica los estados límites para el diseño de los elementos estructurales y en qué caso se deba aplicar, por lo siguiente los estados límites aplicados para este diseño son:

- Resistencia I: combinación básica de cargas que representan el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Servicio I: combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- Fatiga I: combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida y fatiga infinita por carga inducida.
- EVENTO EXTREMO I: combinación de cargas que incluye sismos.

Cada elemento estructural se encontrará sometido a diferentes combinaciones, tanto para la súper estructura y la sub estructural, de las cuales se presenta a continuación cada límite aplicado en cada caso.

Tabla VI. **Combinación de carga para fuerzas verticales actuantes**

Estado limite	DC	DCs	DW	EV	LL+IMP	LSv
Resistencia 1a	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75
Resistencia 1b	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75
Evento extremo 1a	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50
Evento extremo 1b	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50
Servicio 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fuente: elaboración propia, AASHTO LRFD 2017.

Tabla VII. **Combinación de carga para fuerzas horizontales actuantes**

Estado limite	LSH	EH	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	BR
Resistencia 1a	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75
Resistencia 1b	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75
Evento extremo	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
Evento extremo	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
Servicio 1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

Fuente: elaboración propia, AASHTO LRFD 2017.

- Se las cargas hidráulicas (WA) según el Art. 3.7 no se tomaron en cuenta dado a que la altura del caudal que atraviesa el puente no es mayor y no generaría complicaciones en el diseño del puente y en los estribos.
- Las cargas de viento son despreciables Art. 3.8.

2.7.2. Predimensionamiento de elementos de superestructura

Para el predimensionamiento de la superestructura abarcara los elementos que componen y que serán los portantes de las cargas viva que serán transmitidas posteriormente a hacia la subestructura.

2.7.2.1. Losa

- Según AASHTO 9.7.1.1 para tableros de concreto apoyado en elementos longitudinales, $t_{\min} = 0,175$ m.
- Aunque el acero principal perpendicular al tráfico es posible tomar como referencia como versiones anteriores del AASHTO, la expresión:

$$t_{\min} = 1,2 \left(\frac{S + 3}{30} \right) \geq 0,165 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 1,2 \left(\frac{1,60 + 3}{30} \right) \geq 0,165 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 0,184 \text{ m} \geq 0,165 \text{ m}$$

Donde:

S = Luz libre entre vigas (Ver figura 10).

- En voladizo de concreto que soportan barreas de concreto, el espesor mínimo de losa es $t_{\min} = 0,20$ m, AASHTO 13.7.3.1.2.

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa se tomarán como criterio propio el espesor de $t = 0,175$ m, en el ancho de carril y para el ancho peatonal, se tomará $t = 0,20$ m para el espesor de losa.

2.7.2.2. Viga principal y viga de borde

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. Por lo que la norma AASHTO 2.5.2.6.3-1 establece la altura mínima que debe de tener los elementos, y para un elemento presforzado señala la altura mínima como:

$$h_v = 0,045L = 0,045 (35,00 \text{ m}) = 1,575 \text{ m}$$

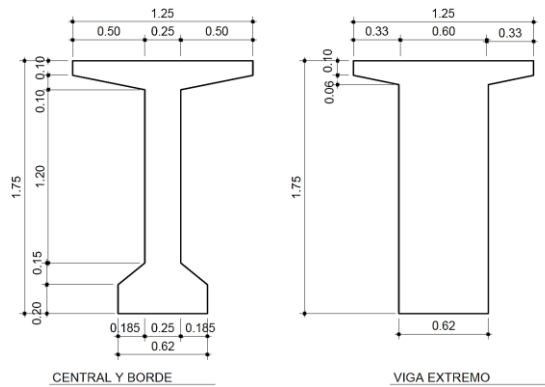
Donde:

- L = Longitud del puente.
- h_v = altura mínima de viga.

Pero para efectos de parámetros mínimos de diseño que debe cumplir la viga, se ha propuesto la siguiente geometría de la viga, basándose en las vigas tipo AASHTO V, para diseño de vigas postensadas. (Ver anexo 3).

Se tomaron parámetros de predimensionamiento inicial para, para luego así comprobar que las dimensiones propuestas cumplieran con resistir los esfuerzos generados y las sollicitaciones en los cálculos posteriores, por lo que, finalmente se tubo las dimensiones de la viga mostradas en la figura 7.

Figura 7. **Sección de viga central y de borde**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Cabe mencionar que la geometría propuesta de las vigas, deben cumplir con parámetros de estabilidad y geométricos establecidos por la norma AASHTO LRFD, de los cuales que, si no se llegaran a cumplir con dichos parámetros que se mencionaran más adelante, se deberá modificar la geometría de la viga, aumentando sus dimensiones o disminuyéndolas dependiendo sea el caso, para así tener una geometría óptima y funcional.

2.7.2.3. Diafragmas

Los diafragmas son elementos que proveen rigidez a la superestructura del puente, esto se suelen colocar en los extremos de las vigas, y para luces muy grandes a una separación máxima de 10,00 metros, para este proyecto se colocarán 5 diafragmas, separados cada uno a cada 8,25 metros, y lo de los extremos estarán ubicadas a 1,00 metro separado de la cara externa de la viga.

- $h_{\text{diaf}} = h_v - 0,35 \text{ m} = 1,30 \text{ m}$
- $h_{\text{diaf}} = 1,30 \text{ m}$
- $b_{\text{diaf}} = 0,30 \text{ m}$

Donde:

- h_{diaf} = Altura de diafragma
- b_{diaf} = Base de diagrama
- h_v = Altura de viga principal o de borde

Por facilidad de construcción se diseña la altura del diafragma se establece como la altura de la viga principal, menos el bulbo inferior, y se deja como base de 0,30 a 0,40 cm, por ser únicamente un elemento que genera rigidez a la estructura, no soporta cargas importantes.

2.8. Diseño de la superestructura

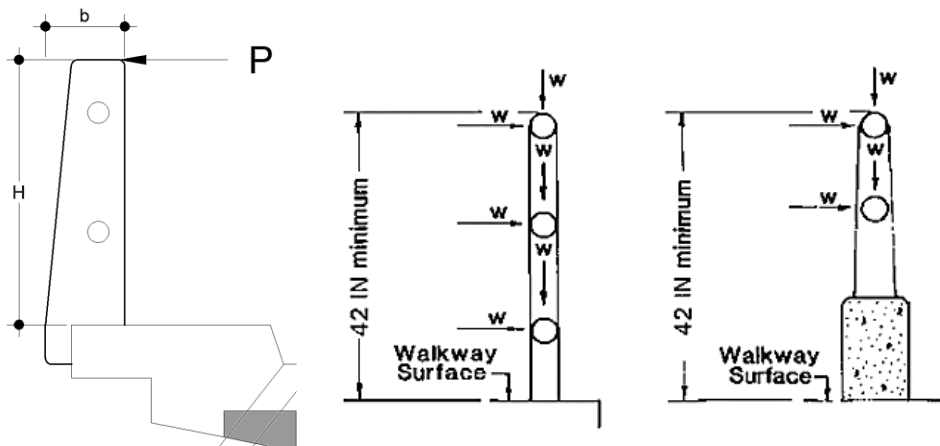
Como bien se ha dicho, la superestructura es la que se encuentra conformada por los elementos que soportaran las cargas vivas directamente y serán las encargadas de transmitir las directamente a la sub estructura, por lo que se debe de hacer el análisis de cada elemento,

2.8.1. Diseño de baranda

Se instalarán a lo largo del borde de la estructura el puente, esto es para protección de los usuarios que transiten el paso peatonal, de acuerdo al inciso 2.7.1.1.2, se diseñara para una velocidad de diseño de 45 km/h y para un Pick Up de 5,00 kips y una altura de 1,00 metros (42 pulgadas) según el nivel de proyección TL-2, por lo tanto, se tienen los siguientes datos de diseño.

- Datos de diseño
 - Altura de baranda (H_{bar}) = 1,00 m
 - Carga de colisión Pick Up (P_{bar}) = 5 Kips = 2,27 Ton
 - Resistencia del concreto (f'_c) = 280 kg/cm²
 - Resistencia del acero (f_y) = 4 200 kg/cm²
 - Ancho de poste o baranda (b_{bar}) = 0,15 m
 - Largo de poste o baranda (L_{bar}) = 0,30 m

Figura 8. Geometría de baranda y aplicación de carga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

2.8.1.1. Cálculo de momento de colisión

Se calcula un momento de colisión magnificado según el límite de resistencia 1.

$$M_{col} = 1,75 (H_{bar}) (P_{bar}) = 1,75 (2,27 \text{ ton}) (1,00 \text{ m}) = 3,97 \text{ ton-m}$$

2.8.1.2. Cálculo de refuerzo

En base a los dispuesto por la norma AASHTO 5.10.1, el recubrimiento mínimo para estructuras o encofrados in situ, será de 2,50 cm, por lo tanto, el peralte efectivo será:

- Cálculo de peralte efectivo
 - $d = L_{\text{bar}} - r$
 - $d = 0,30 - 0,025$
 - $d = 0,275 \text{ m}$

Donde:

- r = Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (m)
- L_{bar} = Largo de poste o baranda (m)
- d = Peralte efecto (m)

- Cálculo de área de acero

Se calcula el área de acero mediante iteraciones con las siguiente formulas, asumiendo un valor $a = 5 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{M_{\text{col}}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{3,97(1\ 000)(100)}{1,00 (4\ 200) \left(27,5 - \frac{5}{2}\right)}$$

$$A_s = 3,781 \text{ cm}^2$$

- Numero de varillas a utilizar

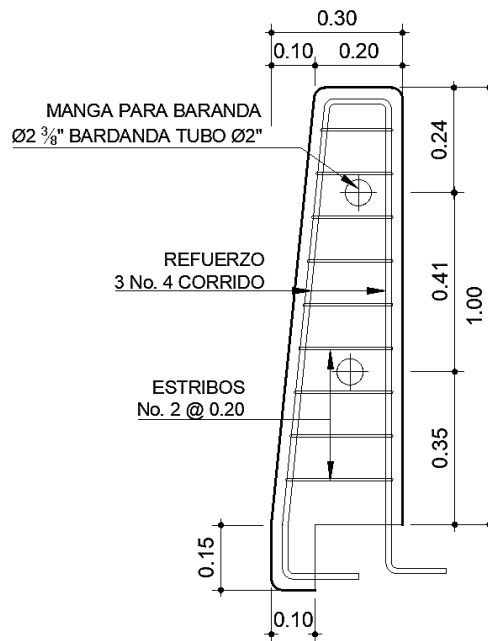
Proponiendo armado con varillas No. 4 ϕ 1/2" ($A = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{Varillas} = \frac{A_s}{A} = \frac{3,781}{1,27} = 2,97$$

#Varillas = 3 varillas No. 4

Se armará cada poste de baranda con 3 varillas No. 4 con estribos No. 2 @ 20 cm, para más detalle ver en planos.

Figura 9. **Armado de Baranda, Elevación**

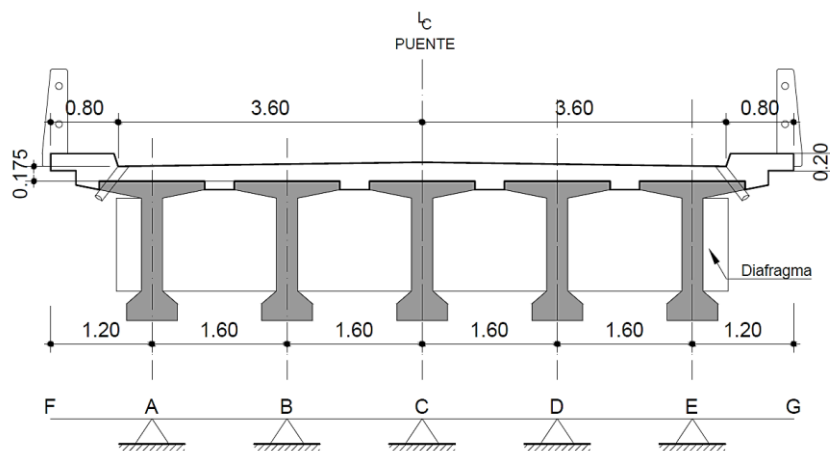


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

2.8.2. Diseño de losa

De acuerdo al predimensionamiento propuesto, se ha decidido utilizar 5 vigas principales en la sección del puente, que están separadas por un espaciamiento (S) de 1,60 metros, lo cual es válido ya que la norma AASHTO indica que la separación entre vigas no debe ser mayor de 2,50 metros, en la figura 10 muestra la geometría final propuesta de acuerdo al predimensionamiento en los incisos anteriores.

Figura 10. Geometría final de sección de viga y funcionamiento de losa

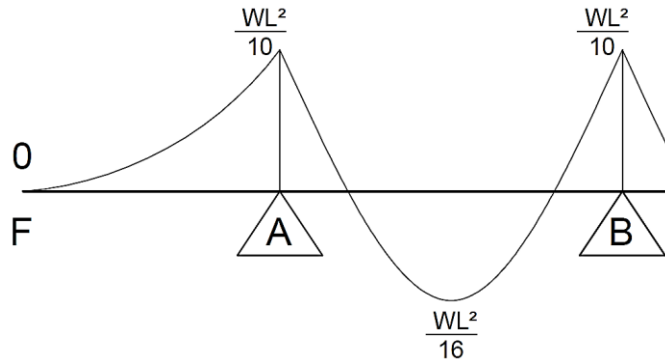


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

2.8.2.1. Integración de cargas

Para el diseño de losa, se tomará únicamente 1,00 metro longitudinal para facilidad de cálculo y para el cálculo de momentos se aplicarán los coeficientes de ACI 318S-19 de la tabla 6.5.2, para vanos continuos, por lo tanto, se tiene lo que se representa en la figura 11.

Figura 11. Momentos en losa por DC, DW



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

- Datos de diseño

Peso específico del concreto (γ_c)	= 2 400 kg/m ³
Peso específico del asfalto (γ_{asf})	= 2 250 kg/m ³
Espesor de asfalto (t_{asf})	= 0,05 m
Espaciamiento entre vigas (S)	= 1,60 m
Resistencia del concreto (f'_c)	= 280 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 2,50 cm
Espesor de losa (t_{losa})	= 0,175 m

- Integración para carga muerta, peso propio losa (DC)

$$W_{DC} = t_{losa} (\gamma_c) (1 \text{ m}) = (0,175) (2\,400) (1,00)$$

$$W_{DC} = 0,42 \text{ ton/m}$$

$$M_{DC(-)} = \frac{W_{DC} (S)^2}{10} = \frac{0,42 (1,60)^2}{10} = 0,108 \text{ ton-m}$$

$$M_{DC(+)} = \frac{W_{DC} (S)^2}{16} = \frac{0,42 (1,60)^2}{16} = 0,067 \text{ ton-m}$$

- Integración para peso de asfalto (DW)

$$W_{DW} = t_{asf} (Y_{asf}) (1 \text{ m}) = (0,05) (2\ 250) (1,00)$$

$$W_{DW} = 0,113 \text{ ton/m}$$

$$M_{DW(-)} = \frac{W_{DW} (S)^2}{10} = \frac{0,113 (1,60)^2}{10} = 0,029 \text{ ton-m}$$

$$M_{DW(+)} = \frac{W_{DW} (S)^2}{16} = \frac{0,113 (1,60)^2}{16} = 0,018 \text{ ton-m}$$

- Integración por carga viva + impacto (LL+IMP)

Utilizando el camión de diseño HL-93 de la figura 3, se toma la carga de 14,52 toneladas, pero se aplica únicamente un eje, por lo tanto, la carga actuante en 1 carril será la mitad de esta y aplicando los factores para 1 carril y carga dinámica de impacto mostrados en la Tabla III, según AASHTO 3.6.2.1.1

$$P = \frac{14,52 \text{ ton}}{2} = 7,26 \text{ ton}$$

$$M_{LL+IMP(-)} = \frac{P (S)}{8} (1,2)(1,33) = \frac{7,26(1,60)}{8} (1,2)(1,33) = 2,317 \text{ ton-m}$$

$$M_{LL+IMP(+)} = \frac{P (S)}{9} (1,2)(1,33) = \frac{7,26(1,60)}{9} (1,2)(1,33) = 2,06 \text{ ton-m}$$

- Momentos finales magnificados

Aplicando el estado límite de Resistencia 1b, (Tabla IV):

- Momento negativo

$$M_{u(-)} = 1,25 M_{DC(-)} + 1,50 M_{DW(-)} + 1,75 M_{LL+IMP(-)}$$

$$M_{u(-)} = 1,25 (0,108) + 1,50 (0,029) + 1,75 (2,317)$$

$$M_{u(-)} = 4,233 \text{ ton-m}$$

- Momento positivo

$$M_{u(+)} = 1,25 M_{DC(+)} + 1,50 M_{DW(+)} + 1,75 M_{LL+IMP(+)}$$

$$M_{u(+)} = 1,25 (0,067) + 1,50 (0,018) + 1,75 (2,06)$$

$$M_{u(+)} = 3,716 \text{ ton-m}$$

2.8.2.2. Cálculo de acero requerido

- Cálculo de peralte efectivo

Utilizando varillas No. 5 ϕ 5/8" y recubrimiento $r = 2,50$ cm

$$z = r + \frac{\phi_{5/8}}{2} = 2,50 + \frac{1,588}{2} = 3,294 \text{ cm}$$

$$d = t_{\text{losa}} - r = 17,5 \text{ cm} - 3,294 \text{ cm} = 14,206 \text{ cm}$$

- Cálculo de acero para momento negativo superior (perpendicular al tráfico)

Aplicando el método de iteraciones se calcula el área de acero necesario y se calcula el espaciamiento para 1 metro de longitud, asumiendo el valor $a = 5$ cm.

- 1ra iteración

$$A_{s(-)} = \frac{M_{u(-)}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s(-)} = \frac{4,233(1\ 000)(100)}{0,9 (4200) \left(14,206 - \frac{5}{2} \right)} = 9,566 \text{ cm}^2$$

$$a_{(-)} = \frac{A_{s(-)} \times f_y}{0,85 f_c' * 100 \text{ cm}}$$

$$a_{(-)} = \frac{9,566(4\ 200)}{0,85 (280)(100 \text{ cm})} = 0,965$$

- 2da iteración (reemplazando a)

$$A_{s(-)} = \frac{M_{u(-)}}{\phi f_y \left(d - \frac{a_{(-)}}{2} \right)}$$

$$A_{s(-)} = \frac{4,233(1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(14,206 - \frac{0,965}{2} \right)} = 8,16 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento requerido

Utilizando varilla No. 5 ϕ 5/8 ($A_s = 1,977 \text{ cm}^2$)

$$S_{(-)} = \frac{A_{s5/8}}{A_{s(-)}} = \frac{1,977}{8,16} = 24,51 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Utilizar No. 5 ϕ 5/8" @ 0,20 m

- Chequeo de acero mínimo (AASHTO 5.6.3.3)

AASHTO LRFD 2017 determina que el área de acero mínimo que debe tener la sección debe ser capaz de resistir el menor valor entre momento crítico (M_{cr}) y el momento M_u .

$$M_{cr(-)} = 1,10 f_r (S_x) = 1,10 (33,364) (5\ 104,167) = 1,888 \text{ ton-m}$$

Donde:

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'_c} \text{ kg / cm}^2 = 2,01 \sqrt{280} = 33,634 \text{ kg / cm}^2$$

$$S_x = b \times t_{\text{losa}}^2 / 6 = 100 (17,5)^2 / 6 = 5\ 104,167 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, como M_{cr} es mucho menor que M_u (-), cumple con resistir las cargas actuantes.

- Cálculo de acero para momento positivo inferior (perpendicular al tráfico)

Asumiendo el valor $a = 5 \text{ cm}$.

- 1ra iteración

$$A_{s(+)} = \frac{M_{u(+)}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s(+)} = \frac{3,716(1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(14,206 - \frac{5}{2} \right)} = 7,172 \text{ cm}^2$$

$$a_{(+)} = \frac{A_{s(+)} \times f_y}{0.85 f'_c * 100 \text{ cm}}$$

$$a_{(+)} = \frac{7,12 (4\ 200)}{0,85 (280)(100\ \text{cm})} = 0,723$$

- 2da iteración (reemplazando a)

$$A_{s(+)} = \frac{M_{u(+)}}{\phi f_y \left(d - \frac{a_{(+)}}{2} \right)}$$

$$A_{s(+)} = \frac{3,716 (1\ 000)(100)}{0,9 (4200) \left(14,206 - \frac{0,723}{2} \right)} = 7,101\ \text{cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento requerido

Utilizando No. 5 ϕ 5/8 $A_s = 1,977\ \text{cm}^2$

$$S_{(-)} = \frac{A_{s_{5/8}}}{A_{s(+)}} = \frac{1,977}{7,101} = 28,167\ \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Utilizar No. 5 ϕ 5/8" @ 0,20

- Chequeo de acero mínimo (AASHTO 5.7.3.3.2)

AASHTO LRFD 2017 determina que el área de acero mínimo que debe tener la sección debe ser capaz de resistir el menor valor entre momento crítico (M_{cr}) y el momento M_u .

$$M_{cr(-)} = 1,10\ \text{fr} (S_x) = 1,10 (33,364) (5\ 104,167) = 1,88\ \text{ton-m}$$

Donde:

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2,01 \sqrt{280} = 33,634 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = b \times t_{\text{losa}}^2 / 6 = 100 (17,5)^2 / 6 = 5 104,167 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, como M_{cr} es mucho menor que $M_{u(+)}$, cumple con resistir las cargas actuantes.

- Chequeo por acero máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite (Art. 5.7.3.3.1).

2.8.2.3. Cálculo de acero por distribución

Según el artículo 9.7.3.2 de AASHTO LRFD 2017 la cantidad de acero no debe superar el 50 % para refuerzo paralelo al tráfico, se aplica el porcentaje del acero positivo.

$$\rho = \frac{100 \%}{\sqrt{S}} = \frac{100 \%}{\sqrt{1,60}} = 79,057 \%$$

Como la cuantía de acero calculada es mayor a la cual exige la norma, se deberá utilizar el 50 % como cuantía máxima; utilizando No. 4 \emptyset 1/2" $A = 1,3 \text{ cm}^2$.

$$A_{s_d} = 50 \% \times A_{s(+)} = 0,5 (7,101) = 3,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$S_{\text{dist}} = \frac{A_s}{A_{s_d}} = \frac{1,27}{3,55} = 35,77 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Utilizar No. 4 $\emptyset 1/2''$ @ 30 cm

2.8.2.4. Cálculo de acero por temperatura

El acero debe estar comprendido entre 2,33 cm²/m – 12,70 cm²/m según el artículo AASHTO 5.10.6.2-2, el cual indica la fórmula para el área de acero.

$$A_{s_{temp}} = \frac{18 \times W \times t_{losa}}{2 (W+t_{losa})} = \frac{18(8,80)(0,175)}{2(8,80+0,175)} = 1,544 \text{ cm}^2$$

Donde:

W = Ancho total del puente (m)

A_{temp} = Área de acero por temperatura

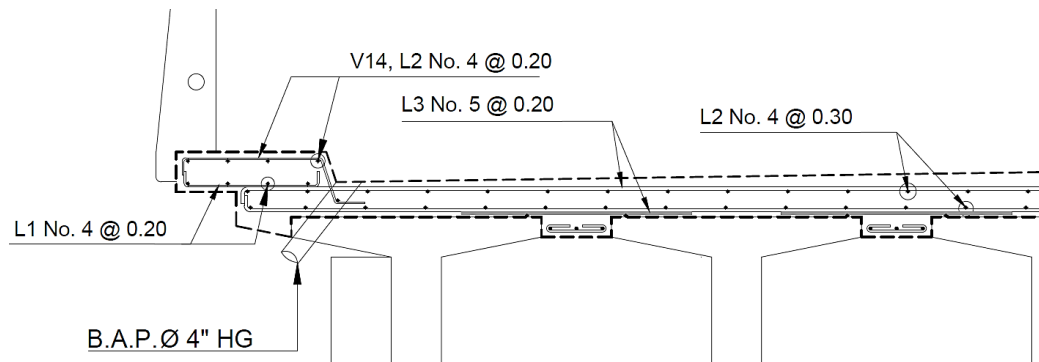
Usar A_{temp} = 2,33 cm²/m

$$S_{temp} = \frac{A_{s_{4/8}}}{A_{s_{temp}}} = \frac{1,27}{2,33} = 54,50 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Por simetría utilizar N4 $\emptyset 1/2''$ @ 30 cm

La función del acero por temperatura no es más que, el evitar el agrietamiento del concreto endurecido cuando ya se encuentra en servicio, y que este logre aportar una cierta resistencia a la flexión del elemento.

Figura 12. Armado de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

2.8.3. Diseño de viga postensada interior y externa

El presforzado es una técnica de pre-cargar el concreto en forma tal que se eliminen o reduzcan los esfuerzos de tensión que son inducidos por las cargas de gravedad, y las cargas vivas. Para el diseño de las vigas presforzadas, se debe establecer muy bien la geometría de la viga ya que de esta dependerá su estabilidad y su funcionalidad para soportar cargas flexionantes a lo largo del tramo de luz, por ende, se menciona las propiedades utilizadas para el diseño de este proyecto.

2.8.3.1. Propiedades del puente

Para el diseño de una viga de preesfuerzo, se requiere dos valores de resistencia de concreto f'_c , una a resistencia a la compresión inicial, que esta es cuando la viga está cargando únicamente su peso propio, y una resistencia de concreto de final, que es cuando se aplican las cargas de tensado al estar completamente la superestructura. El diseño se basa en torno a la resistencia del concreto inicial f'_{ci} .

- Datos de diseño

Resistencia de concreto inicial (f'_{ci})	= 350 kg/cm ²
Resistencia de concreto final (f'_c)	= 420 kg/cm ²
Longitud del puente (L)	= 35,00 m
Ancho del puente (W)	= 8,80 m
Numero de vigas (N_v)	= 5 vigas postensadas
Espesor de losa (t_{losa})	= 0,175 m
Espesor de asfalto (t_{asf})	= 0,05 m
Número de carriles (N_c)	= 2 carriles

- Ancho tributario

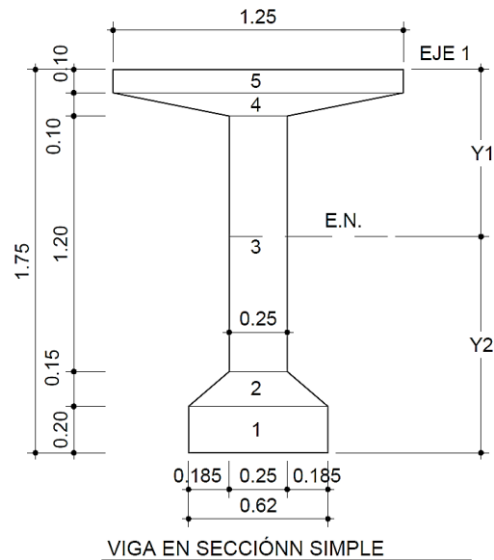
Para el cálculo de las vigas, estas tendrán un ancho tributario el cual serán distribuidas las cargas; tomando en cuenta el voladizo para el ancho tributario por ser más crítico, entonces:

$$A_T = \frac{W}{N_v} = \frac{8,80}{5} = 1,76 \text{ m}$$

2.8.3.2. Geometría de la viga

La fundamentación teórica explica que el diseño de una viga presforzada se debe realiza para dos condiciones, sección simple y sección compuesta, por lo tanto, se seleccionó una geometría de viga muy similar a las vigas tipo AASHTO V, (Ver anexo 3), esto para tener como base un predimensionamiento optimo preliminar para el diseño.

Figura 13. **Propiedades de viga en sección simple**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

2.8.3.3. Propiedades de la viga

Se debe establecer las propiedades de la viga cuando se trabaja inicialmente antes de plasmarse en la subestructura y en sección compuesta que es cuando esta ya se encuentra cargando las solicitaciones de carga viva, tanto, así como si fuera un solo elemento.

2.8.3.3.1. Propiedades de viga en sección simple

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{Y} (distancia hacia el centroide de sección) el borde superior del patín (Eje 1), tomando cada sección de la Figura 13, para el cálculo se tiene la tabla VIII.

Tabla VIII. **Propiedades de sección simple**

Sección	Área (cm ²)	Y	YA _{gs}	Y ² A _{gs}	I _{cg}
	(cm)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
1	62X20=1 240	165,0	204 600,0	33 759 000,0	41 333,3
2	0.5X15X(62+25)=652,5	147,5	96 243,8	14 195 953,1	12 234,4
3	120X25=3 000	80,0	240 000,0	19 200 000,0	3 600 000,0
4	0.5X10X(125+25)=750	15,0	11 250,0	168 750,0	6 250,0
5	10X125=1 250	5,0	6 250,0	31 250,0	10 416,7
Total	6 892,50		558 343,8	67 354 953,1	3 670 234,4

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel. 2021.

- Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{Y}A}{\sum A_{gs}} = \frac{558\,343,80}{6\,892,5} = 81,007 \text{ cm}$$

Luego: Y_{1s} = 81,007, entonces: Y_{2s} = 175 – 81,007 = 93,993 cm

- Inercia hacia el centro de gravedad (I_{cg})

$$I_i = \sum I_{cg} + \sum \bar{Y}^2 A = 3\,670\,234 + 67\,354\,953,10 = 71\,025\,187,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{cgs} = I_i - \sum A_{gs} Y_{1s}^2 = 71\,025\,187 - (6892,5)(81,007)^2 = 25\,795\,192,12 \text{ cm}^4$$

- Módulos de sección (S₁, S₂)

$$S_{1s} = \frac{I_{cg}}{Y_{1s}} = \frac{25\,795\,192,12}{81,007} = 318\,429,93 \text{ cm}^3$$

$$S_{2s} = \frac{I_{cg}}{Y_{2s}} = \frac{25\,795\,192,12}{93,993} = 274\,438,65 \text{ cm}^3$$

- Distancias de núcleo (K_1 , K_2)

$$K_{1s} = \frac{S_{2s}}{A_{gs}} = \frac{274\,438,65}{6\,892,5} = 39,82 \text{ cm}$$

$$K_{2s} = \frac{S_{1s}}{A_{gs}} = \frac{318\,429,93}{6\,892,5} = 46,20 \text{ cm}$$

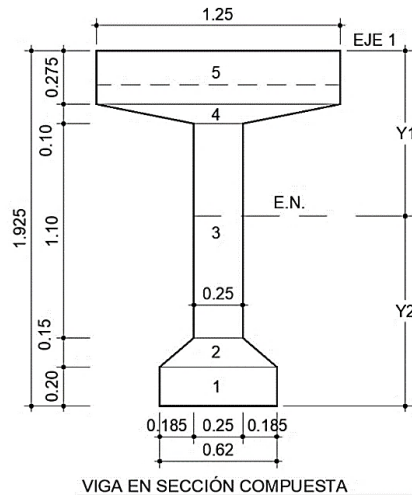
Donde:

- A_{gs} = Área gruesa de viga en sección simple (cm^2)
- Y_{1s} = Distancia hacia eje neutro medido hasta fibra superior (cm)
- Y_{2s} = Distancia hacia eje neutro medido hasta fibra inferior (cm)
- I_i = Inercia inicial a fibra superior (cm^4)
- I_{cg} = Inercia a centro de gravedad (cm^4)
- S_{1s} = Modulo de sección hacia fibra superior (cm^3)
- S_{2s} = Modulo de sección hacia fibra inferior (cm^3)
- K_{1s} = Distancia de núcleo en fibra superior (cm)
- K_{2s} = Distancia de núcleo en fibra inferior (cm)

2.8.3.3.2. Propiedades de viga en sección compuesta

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{Y} (distancia hacia el centroide de sección) el borde superior del patín (Eje 1), tomando cada sección de la figura 14, para el cálculo se tiene la tabla IX.

Figura 14. **Propiedades de viga en sección simple**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021

Tabla IX. **Propiedades de sección compuesta**

Sección	Area (cm ²)	Y	YA _{gs}	Y ₂ A _{gs}	I _{gs}
	(cm)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
1	62X20=1 240	182,5	226 300,0	41 299 750,0	41 333,3
2	0,5X15X(62+25)=652,5	165,0	107 662,5	17 764 312,5	12 234,4
3	120X25=3 000	97,5	292 500,0	28 518 750,0	3 600 000,0
4	0,5X10X(125+25)=750	32,5	24 375,0	792 187,5	6 250,0
5	27,5X125=3437,5	13,8	47 265,6	649 902,3	216 634,1
Total	9 080,00		698 103,1	89 024 902,3	3 876 451,8

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel. 2021.

- Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{Y}A_{gc}}{\sum A_{gc}} = \frac{698\,103,1}{9080} = 76,884 \text{ cm}$$

Luego: Y_{1c} = 76,884, entonces: Y_{2c} = 192,5 – 76,884 = 115,616 cm

- Inercia hacia el centro de gravedad (I_{cg})

$$I_i = \sum I_{cgc} + \sum \bar{Y}_c^2 A = 3\,876\,451,8 + 89\,024\,902,30 = 92\,901\,354,167 \text{ cm}^4$$

$$I_{cgc} = I_i - \sum A_{gc} Y_{1c}^2 = 92\,901\,354,167 - (9\,080)(76,884)^2 = 39\,228\,669,9 \text{ cm}^4$$

- Módulos de sección (S_1, S_2)

$$S_{1c} = \frac{I_{cgc}}{Y_{1c}} = \frac{39\,228\,669,9}{76,884} = 510\,234\,534 \text{ cm}^3$$

$$S_{2c} = \frac{I_{cgc}}{Y_{2c}} = \frac{39\,228\,669,9}{115,616} = 339\,300\,231 \text{ cm}^3$$

- Distancias de núcleo (K_1, K_2)

$$K_{1c} = \frac{S_{2c}}{A_{gc}} = \frac{339\,300\,231}{9080} = 37,368 \text{ cm}$$

$$K_{2c} = \frac{S_{1c}}{A_{gc}} = \frac{510\,234\,534}{9080} = 56,193 \text{ cm}$$

Donde:

Y_{1c} = Distancia hacia eje neutro medido hasta fibra superior (cm)

Y_{2c} = Distancia hacia eje neutro medido hasta fibra inferior (cm)

I_{cgc} = Inercia a centro de gravedad (cm^4)

S_{1c} = Modulo de sección compuesta hacia fibra superior (cm^3)

S_{2c} = Modulo de sección compuesta hacia fibra inferior (cm^3)

K_{1c} = Distancia de núcleo en fibra superior (cm)

K_{2c} = Distancia de núcleo en fibra inferior (cm)

2.8.3.4. Integración de cargas y momentos para viga interna

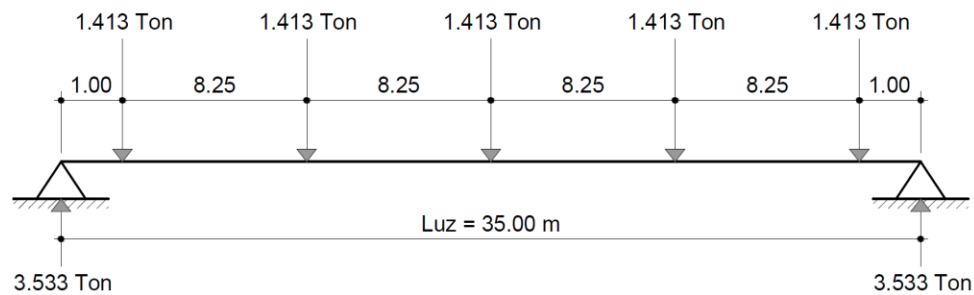
- Integración por peso propio (PP)

$$W_{PP} = A_{gs} \times \gamma_c = (0,689) (2,4) = 1,654 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{pp} = \frac{W_{PP}L^2}{8} = \frac{1,654 (35)^2}{8} = 253,299 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga de diafragma

Figura 15. **Ubicación de cargas de diafragmas para viga interna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

$L_{\text{diaf}} = AT - 0,25 \text{ m} = 1,51 \text{ m}$, donde \$0,25 \text{ m}\$ de espesor de alma de viga

$$P_{\text{diaf}} = b_{\text{diaf}} \times h_{\text{diaf}} \times L_{\text{diaf}} \times \gamma_c = (0,30)(1,30)(1,51) = 1,413 \text{ ton}$$

Entonces de la Figura 15 se tiene el momento al centro de la luz como:

$$M_{\text{diaf}} = 3,533(17,5) - 1,413(16,5) - 1,413(8,25) = 26,85 \text{ ton-m}$$

- Cargas iniciales (M_o)

$$M_o = M_{pp} = 253,299 \text{ ton-m}$$

- Integración por carga de losa

$$W_{\text{losa}} = t_{\text{losa}} * A_T * \gamma_c = 0,175(1,76)(2,4) = 0,739 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{M_{\text{losa}} * L^2}{8} = \frac{(0,739)(35)^2}{8} = 113,19 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga de asfalto

$$W_{\text{DW}} = t_{\text{asf}} \times A_T \times \gamma_{\text{asf}} = (0,05) (1,76) (2,25) = 0,198 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{W_{\text{DW}} L^2}{8} = \frac{0,198 (35)^2}{8} = 30,32 \text{ ton-m}$$

- Cargas muertas actuantes

$$M_{\text{ppa}} = M_{\text{diaf}} + M_{\text{pp}} + M_{\text{losa}} + M_{\text{DW}} = 26,85 + 253,299 + 113,19 + 30,319$$

$$M_{\text{ppa}} = 423,658 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga viga HL-93

De modo conservador se tomó el mayor momento por carga viva que ocurre en la viga de la tabla del anexo 1, de mismo modo se puede comprobar el momento máximo realizando el teorema de Barré.

$$M_{\text{LL+IMP}} = 474,82 \text{ ton-m}$$

Se debe verificar la constante de diseño, comparando entre constante de diseño para 1 carril cargado y la constante de diseño para 2 carriles cargados, según la tabla AASHTO 4.6.2.2.2b-1, se tomará el factor de presencia múltiple $F_d = 1,00$ (2 carriles cargados) de la tabla III.

- Parámetro de rigidez longitudinal (k_g)

$$k_g = n[I_{cgs} + A_{gs} * e_g^2]$$

Donde:

k_g = Parámetro de rigidez longitudinal (cm^4).

n = Relación modular entre losa y viga (ad).

I_{cgs} = Inercia a centro de gravedad en sección simple (cm^4).

A_{gs} = Área gruesa en sección simple (cm^2).

e_g = Distancia entre centro de gravedad de viga y losa (cm).

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1$$

$$e_g = \frac{t_{losa}}{2} + Y1s = \frac{17,5}{2} + 81,007 = 89,757 \text{ cm}$$

$$k_g = n[I_{cgs} + A_{gs} * e_g^2]$$

$$= 1[25\,795\,192,2 + 6892,5(89,757)^2] = 81\,323\,910,16 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{k_g}{L \times t_{losa}^3}\right)^{0,1} = \left(\frac{81\,323\,910,16}{3\,500(17,5)^3}\right)^{0,1} = 1,158$$

(Comparar este valor con 1,05, obtenido de la tabla 4.6.2.2.1-2 Caso (e) y utilizar el valor más alto.

- Para un carril cargado (AASHTO 4.6.2.2.2b-1)

$$g_1 = 0,06 + \left(\frac{S}{4,3}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} * \left(\frac{k_g}{L t_{losa}^3}\right)^{0,1} * Fd$$

$$g_1 = 0,06 + \left(\frac{1,76}{4,3}\right)^{0,4} \left(\frac{1,76}{35}\right)^{0,3} (1,158) (1) = 0,39$$

- Para dos carriles cargados (AASHTO 4.6.2.2.2b-1)

$$g_2 = 0,075 + \left(\frac{S}{2,9}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{k_g}{L t_{losa}^3}\right)^{0,1}$$

$$g_2 = 0,075 + \left(\frac{1,76}{2,9}\right)^{0,6} \left(\frac{1,76}{35}\right)^{0,2} (1,158) = 0,547$$

$$M_{LL+IMP} = 0,547 (474,82) = 259,685 \text{ ton-m}$$

- Cargas en servicio

$$M_{d+I} = M_{losa} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+IM} = 113,19 + 26,85 + 30,32 + 259,685 = 430,044 \text{ ton-m}$$

2.8.3.5. Integración de cargas y momentos para viga externa

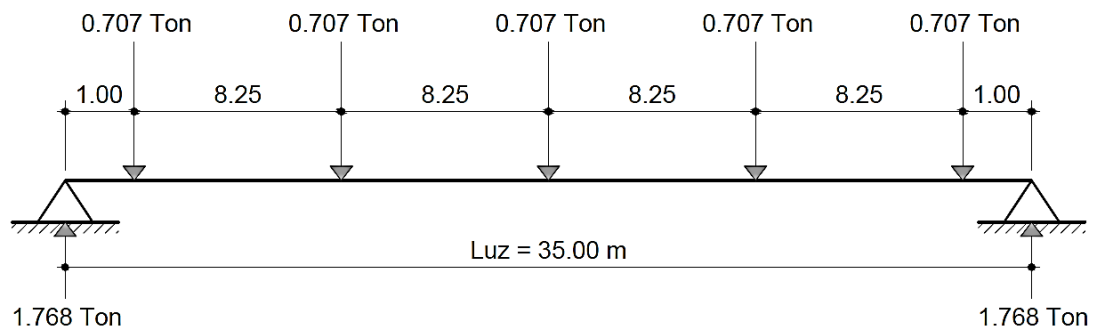
- Integración por peso propio (PP)

El peso de la viga externa es igual al peso propio de la viga interior, por lo tanto:

$$W_{PP} = 1,6454 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \quad M_{pp} = 253,299 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga de diafragma

Figura 16. **Ubicación de cargas de diafragmas para viga externa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

$$L_{\text{diaf}} = (A_T - 0,25 \text{ m}) / 2 = 0,755 \text{ m, donde } 0,25 \text{ m de espesor de alma de viga}$$

$$P_{\text{diaf}} = b_{\text{diaf}} * h_{\text{diaf}} * L_{\text{diaf}} * \gamma_c = (0,30)(1,30)(0,755) = 0,707 \text{ ton}$$

$$M_{\text{diaf}} = 1,768(17,5) - 0,707(16,5) - 0,707(8,25) = 13,442 \text{ ton-m}$$

- Cargas iniciales (M_o)

$$M_o = M_{pp} = 253,299 \text{ ton-m}$$

- Integración por carga de losa

$$W_{\text{banqueta}} = 0,80 \text{ m} \quad S_{\text{vol}} = AT / 2 + W_{\text{banqueta}} = 1,76 / 2 + 0,80 = 1,68 \text{ m}$$

$$W_{\text{losa}} = t_{\text{losa}} * S_{\text{vol}} * \gamma_c = 0,175(1,68)(2,4) = 0,706 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{M_{\text{losa}} * L^2}{8} = \frac{(0,706)(35)^2}{8} = 108,045 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga de asfalto

$$L_{\text{asf}} = S_{\text{vol}} - W_{\text{banqueta}} = 1,68 \text{ m} - 0,80 \text{ m} = 0,88 \text{ m}$$

$$W_{\text{DW}} = t_{\text{asf}} \times L_{\text{asf}} \times \gamma_{\text{asf}} = (0,05) (0,88) (2,25) = 0,099 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{W_{\text{DW}} L^2}{8} = \frac{0,099 (35)^2}{8} = 15,159 \text{ ton-m}$$

- Integración de carga de baranda

Para este proyecto se tomó el criterio de colocar cada poste de baranda a cada 2,05 m, por lo tanto, el cálculo de momento actuante se puede tomar como:

$$W_{\text{bar}} = H_{\text{bar}} \times b_{\text{bar}} \times L_{\text{bar}} \times \gamma_c = 0,15(0,30)(1,00)(2400) = 0,108 \text{ ton}$$

$$M_{\text{bar}} = \frac{\left(\frac{L}{2,059 \text{ m}}\right) \times W_{\text{bar}}}{8} = \frac{\left(\frac{35 \text{ m}}{2,059 \text{ m}}\right) \times 0,108}{8} = 8,033 \text{ ton-m}$$

- Cargas muertas actuantes

$$M_{\text{ppa}} = M_{\text{diaf}} + M_{\text{pp}} + M_{\text{losa}} + M_{\text{DW}} + M_{\text{bar}} = 13,442 + 253,299 + 108,045 + 15,159 + 8,033$$

$$M_{\text{ppa}} = 397,978 \text{ ton-m}$$

- Integración para carga viga HL-93

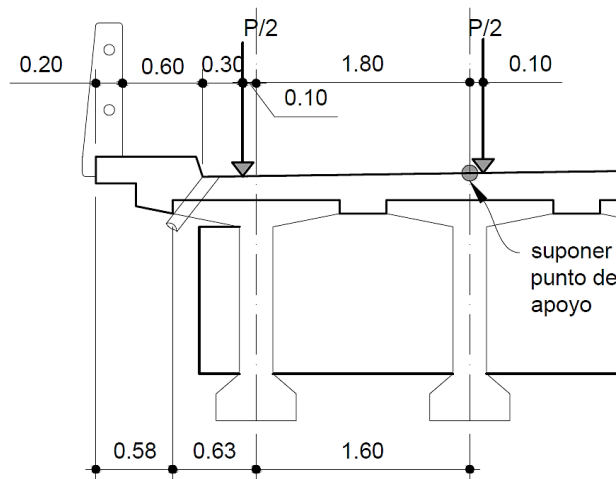
Tomando de igual manera la carga viva para una luz de 35,00 m y camión de diseño HL-93. (Ver tabla anexo 1).

$$M_{LL+IMP} = 474,82 \text{ ton-m}$$

Se debe verificar la constante de diseño, comparando entre constante de diseño para 1 carril cargado y la constante de diseño para 2 carriles cargados, según la tabla AASHTO 4.6.2.2.2d-1, se tomará el factor de presencia múltiple $F_d = 1,2$ (1 carriles cargados) de la tabla III.

- Para un carril cargado (AASHTO 4.6.2.2.2d-1).

Figura 17. **Aplicación de carga viva en viga exterior y losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

De acuerdo a la figura 17 la única carga que se tomara en cuenta es la que permanece entre los ejes centrales de vigas, por lo tanto, la reacción se tomada como:

$$R_A = \left(\frac{1,60 - (0,80 + 0,30 - 0,58)}{1,60} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0,34 P$$

Luego $g_1 = 0,34$, factor a ser usado en el diseño por Fatiga al no estar afectado por el factor de presencia múltiple. Para los estados límites de Resistencia y Servicio, se incluye el factor de presencia múltiple $F_d = 1,20$

$$g_1 = 1,20 \times 0,34 = 0,408$$

- Para dos carriles cargados (AASHTO 4.6.2.2d-1)

$$g_2 = e \times g_{int}$$

Donde:

d_e = Distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara del barandal = 0,53 m.

$$e = 0,77 + d_e / 2,80$$

$$= 0,77 + 0,58 / 2,80 = 0,977$$

$$g_{int} = 0,547$$

$$g_2 = 0,977 \times 0,547 = 0,534$$

$$M_{LL+IMP} = 0,534 (474,82) = 253,749 \text{ ton-m}$$

- Integración de carga peatonal

Para las vigas exteriores se considerará una carga peatonal de 0,363 ton/m

$$W_{pl} = 0,363 \times 0,80 = 0,29 \text{ ton/m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl}L^2}{8} = \frac{0,29 (35^2)}{8} = 44,468 \text{ ton-m}$$

- Cargas en servicio

$$M_{d+i} = M_{losa} + M_{diaf} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{pl}$$

$$M_{d+i} = 108,045 + 13,442 + 15,159 + 253,75 + 44,468$$

$$M_{d+i} = 434,863 \text{ ton-m}$$

2.8.3.6. Resumen de momentos aplicados

Al obtener los momentos que generan esfuerzos en las vigas, son los que se utilizaran para el diseño, de los cuales se tiene los siguientes.

2.8.3.6.1. Momentos en viga interna

Momento inicial	M_o	= 253,299 ton-m
Momento por cargas muertas	M_{ppa}	= 423,658 ton-m
Momentos de servicio	M_{d+i}	= 430,044 ton-m
Momento total ($M_{ppa} + M_{d+i}$)	M_T	= 683,343 ton-m

2.8.3.6.2. Momentos en viga externa

Momento inicial	M_o	= 253,299 ton-m
Momento por cargas muertas	M_{ppa}	= 397,978 ton-m
Momentos de servicio	M_{d+l}	= 434,863 ton-m
Momento total ($M_{ppa}+M_{d+l}$)	M_T	= 696,195 ton-m

2.8.3.6.3. Cargas y momentos a utilizar

Debido a que algunas cargas en la viga exterior son más críticas se diseñaran con los momentos más grandes entre las cargas de la viga de borde y viga interna.

Momento inicial	M_o	= 253,299 ton-m
Momento por cargas muertas	M_{ppa}	= 423,658 ton-m
Momentos de servicio	M_{d+l}	= 434,863 ton-m
Momento total ($M_{ppa}+M_{dl}$)	M_T	= 696,195 ton-m

2.8.3.7. Límites para la tensión en el hormigón

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayores que los valores recomendados por la AASHTO Tabla 5.9.2.3.1b-1 que indica los esfuerzos permisibles antes de que ocurran las pérdidas. (Ver anexo 5), ya que el concreto no soporta cargas de tensión no se debe superar los límites establecidos a continuación.

- Esfuerzos permisibles iniciales o de transferencia (AASHTO 5.9.2.3.1b-1)
 - Fibra superior (tensión)

$$f_{ti} = 0,80\sqrt{f'_{ci}} = 0,80\sqrt{350} = 14,967 \text{ kg/cm}^2$$

- Fibra inferior (compresión)

$$f_{ci} = -0,60f'_{ci} = -0,60 (350) = - 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos permisibles aplicados en servicio (AASHTO 5.9.2.3.2a-1)

- Fibra superior (compresión)

- CASO I: Carga total

$$f_{cs} = -0,60f'_c = -0,60 (420) = - 252 \text{ kg/cm}^2$$

- CASO II: Presforzado + cargas permanentes

$$f_{csp} = -0,45f'_c = -0,45 (420) = - 189 \text{ kg/cm}^2$$

- Fibra inferior (tensión)

$$f_{fs} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

Se busca el diseño de presforzado para que la viga trabaje únicamente a compresión en toda su geometría, por eso los esfuerzos de compresión en la fibra inferior, no debe existir tensión quedando como cero el esfuerzo límite.

2.8.3.8. Módulos de sección mínimos

Los módulos mínimos indican la funcionalidad de la sección propuesta, dicho esto se debe calcular los parámetros mínimos para la fibra superior y la fibra inferior, en este apartado entra en función las pérdidas por relajación de los tendones (R) de las cuales estas se pueden tomar como un 15 % las pérdidas por relajación, se debe verificar las pérdidas por los métodos de diseño de ACI 318S – 19 y la norma AASHTO LRFD 2017, pero por estudios previos se puede asumir un valor de pérdidas de 15 %.

$$S_{1min} = \frac{M_{d+l} + (1-R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{ti}}$$
$$S_{2min} = \frac{M_{d+l} + (1-R)M_o}{-Rf_{ci} + f_{ts}}$$

Donde:

- S_{1min} = Módulo de sección referido a la fibra superior.
- S_{2min} = Módulo de sección referido a la fibra inferior.
- M_o = 253,299 ton-m
- M_{d+l} = 434,863 ton-m
- f_{ci} = - 210 kg/cm²
- f_{ti} = 14,967 kg/cm²
- f_{ts} = 0 kg/cm²
- f_{cs} = - 252 kg/cm²
- R = 0,85 (% de pérdidas iniciales)

Entonces:

$$S_{1min} = \frac{M_{d+I} + (1-R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{ti}} = \frac{434,86 \times 10^5 + (1-0,85)(253,299 \times 10^5)}{-(-252) + 0,85(14,967)}$$

$$S_{2min} = \frac{M_{d+I} + (1-R)M_o}{-Rf_{ci} + f_{ts}} = \frac{434,86 \times 10^5 + (1-0,85)(253,299 \times 10^5)}{-0,85(-252) + (0)}$$

$$S_{1min} = 178\,624,536 \text{ cm}^3$$

$$S_{2min} = 264\,906,326 \text{ cm}^3$$

- Comparando o buscando la relación entre módulos de sección propuestos contra módulos de sección mínimos.

$$\frac{S_{1min}}{S_{1s}} = \frac{178\,624,536}{318\,429,931} * 100 \% = 56,1 \%$$

$$\frac{S_{2min}}{S_{2s}} = \frac{264\,906,326}{274\,439,646} * 100 \% = 96,53 \%$$

Como los valores calculados son superior al mínimo la sección es adecuada; se busca que además de cumplir con el valor mínimo, los módulos de sección se encuentren alrededor del 90 % para S₂ ya que se tiene una buena optimización con respecto a su geometría.

2.8.3.9. Cálculo de excentricidad de los cables en centro de luz

La magnitud de la fuerza de presforzado de un miembro de concreto no es constante, sino que toma diferentes valores durante la vida útil del elemento. Algunos cambios suelen ocurrir de manera inmediata o casi instantánea, otros dependen del tiempo y otros en función de la carga supuesta. Después de un periodo de tiempo de muchos meses se alcanza una fuerza de preesfuerzo casi constante. Esto se define como fuerza de preesfuerzo efectivo (P), ya habiendo ocurrido las pérdidas $P = RP_i$ siendo R= 1-% perdidas. Por lo tanto, se tiene una

serie de inecuaciones básicas para determinar el valor de P para condiciones finales y condiciones iniciales.

- Inecuaciones básicas
 - En condiciones iniciales

$$-\frac{P_i}{A} + \frac{P_{ie}}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq f_{ti} \quad (1) \text{ Fibra superior}$$

$$-\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq f_{ci} \quad (2) \text{ Fibra inferior}$$

- En condiciones finales

$$-\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_{ie}}{S_2} + \frac{M_T}{S_2} \leq f_{ts} \quad (3) \text{ Fibra inferior}$$

$$-\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_{ie}}{S_1} - \frac{M_T}{S_1} \geq f_{cs} \quad (4) \text{ Fibra superior}$$

Donde:

- Pi = Fuerza pretensora inicial (ton)
- P = Fuerza pretensora final (P=RPi) (ton)
- A = Área gruesa de la viga en sección simple (cm²)
- e = excentricidad del cable resultante (cm)
- S1 = Modulo de sección fibra superior (cm³)
- S2 = Modulo de sección fibra inferior (cm³)

La excentricidad (e) se debe asumir un valor dispuesto hacia donde se encontrarán ubicados los cables de preesfuerzo al centro del claro, que por general esta excentricidad se encuentra entre el 5 % al 15 % de la altura de la viga, medido desde la fibra inferior hasta el centro de los cables de preesfuerzo.

- Diagramas de Magnel

Las inecuaciones anteriores también pueden expresarse como:

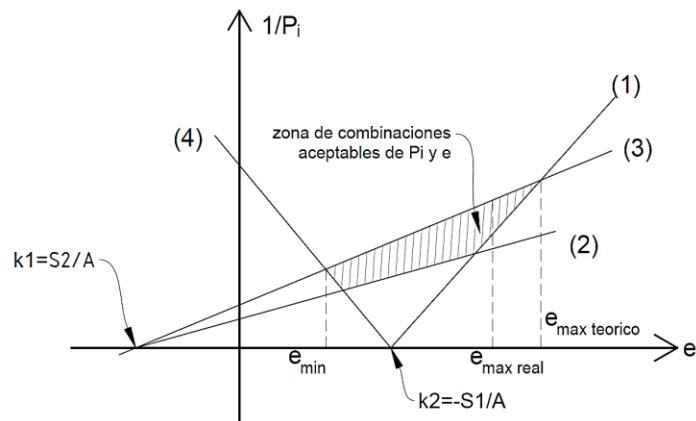
$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - K_{2s}}{M_o + f_{ti} S_{1s}} \quad (1)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + K_{1s}}{M_o - f_{ci} S_{2s}} \quad (2)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e + K_{1s})}{M_T - f_{ts} S_{2s}} \quad (3)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - K_{2s})}{M_T + f_{cs} S_{1s}} \quad (4)$$

Figura 18. Diagrama de Magnel Teórico



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Diseño de puente con AASHTO LRFD 2014*. p. 121.

Entonces se procede a calcular los valores de P en función de la excentricidad (e) de la siguiente manera:

- Condiciones iniciales

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - K_{2s}}{M_o + f_{ti} S_{1s}} \quad (1)$$

$$\frac{1}{P} \geq \frac{e - 46,199}{253,299 \times 10^5 + 14,967(318\ 529)} = \frac{e - 46,199}{30\ 097\ 323}$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e + K_{1s}}{M_o - f_{ci} S_{2s}} \quad (2)$$

$$\frac{1}{P} \geq \frac{e - 39,817}{253,299 \times 10^5 - (-210)(274\ 438)} = \frac{e - 39,817}{82\ 961\ 880}$$

- Condiciones finales

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e + K_{1s})}{M_T - f_{ts} S_{2s}} \quad (3)$$

$$\frac{1}{P} \leq \frac{0,85 (e - 39,817)}{696,195 \times 10^5 - (0)} = \frac{e - 39,817}{81\ 905\ 294}$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - K_{2s})}{M_T + f_{cs} S_{1s}} \quad (4)$$

$$\frac{1}{P} \leq \frac{0,85 (e - 46,199)}{696,195 \times 10^5 + (-252)(318\ 429)} = \frac{e - 46,199}{-12\ 499\ 538}$$

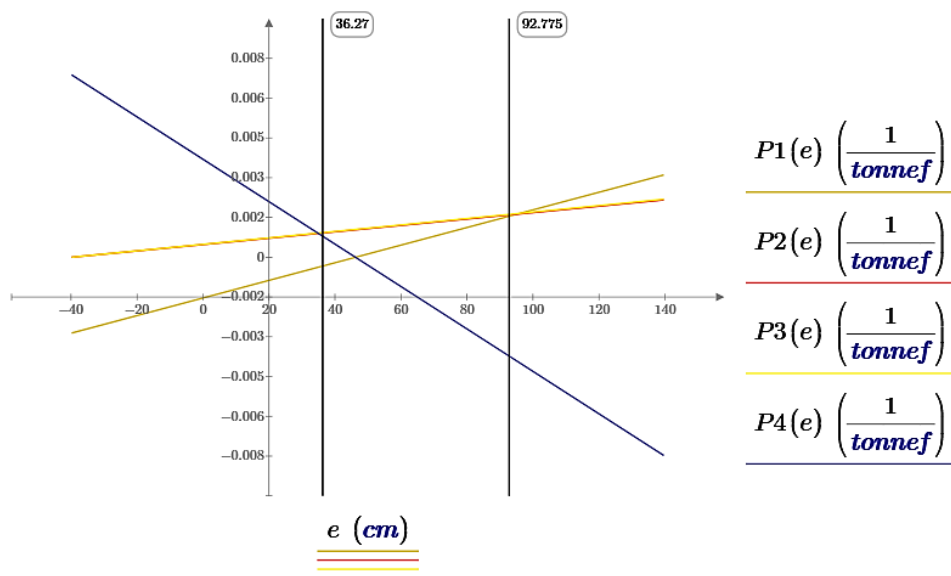
Una vez planteadas las inecuaciones básicas para el cálculo de la fuerza de preesfuerzo, se procede a graficar con respecto a la excentricidad (e), el cual este tendrá un rango de (-35,130) tal como se muestra en la tabla VIII.

Tabla X. **Cálculo de Inecuaciones de diagrama de Magnel**

e	Ecuacion 1	Ecuacion 2	Ecuacion 3	Ecuacion 4
-35	-2,69801E-06	-1,49123E-07	5,88118E-08	6,49602E-06
-20	-2,19961E-06	-6,13487E-07	2,4195E-07	5,296E-06
-5	-1,7012E-06	-1,07785E-06	4,25089E-07	4,09598E-06
10	-1,20279E-06	-1,54222E-06	6,08227E-07	2,89596E-06
25	-7,04383E-07	-2,00658E-06	7,91365E-07	1,69595E-06
40	-2,05975E-07	-2,47095E-06	9,74504E-07	4,95927E-07
55	2,92432E-07	-2,93531E-06	1,15764E-06	-7,0409E-07
70	7,9084E-07	-3,39967E-06	1,34078E-06	-1,90411E-06
85	1,28925E-06	-3,86404E-06	1,52392E-06	-3,10413E-06
100	1,78766E-06	-4,3284E-06	1,70706E-06	-4,30414E-06
115	2,28606E-06	-4,79277E-06	1,8902E-06	-5,50416E-06
130	2,78447E-06	-5,25713E-06	2,07333E-06	-6,70418E-06

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel, 2021.

Figura 19. **Gráfico de Diagrama de Magnel**



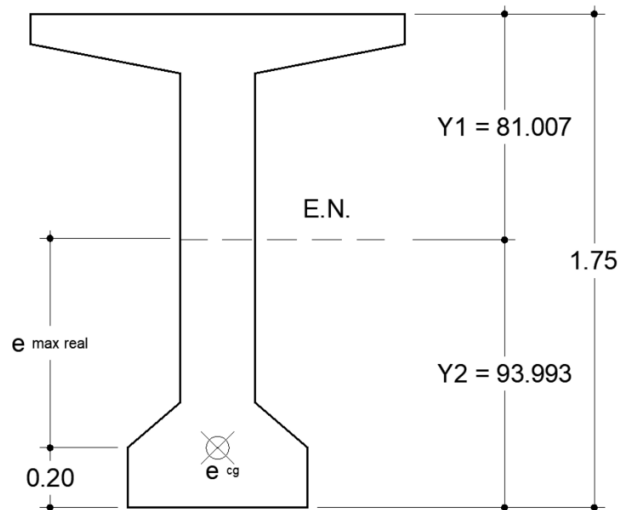
Fuente: elaboración propia, empleando PTC Mathcad, 2021.

De la gráfica se puede tomar: $e_{\max} \approx 92,775$ cm y $e_{\min} \approx 36,27$ cm

Asumiendo un valor de excentricidad de diseño de $e = 0,20$ m se tiene obtiene la excentricidad real máxima.

$$e_{\max \text{ real}} = Y2s - e = 93,993 - 20 = 73,993 \text{ cm}$$

Figura 20. **Ubicación de excéntricas real máxima**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

Entonces de la inecuación (3) en el centro de luz, se tiene con $e = 73,993$:

$$\frac{1}{P_3} = \frac{e - 39,817}{81\,905\,294} = \frac{73,993 + 39,817}{81\,905\,294}$$

$$P = 719,669 \text{ ton}$$

2.8.3.10. Estados limite aplicables

Se verifica los estados limites según las combinaciones establecidas por la tabla 3.4.1-1 AASHTO (Ver anexo 6), de los cuales son los siguientes.

Servicio I	$U = n (1,00 (DC+DW) + 1,00 (LL+IM))$
Servicio III	$U = n (1,00 (DC + DW) + 0,80 (LL+IM))$
Resistencia I	$U = n (1,25 (DC) + 1,50 (DW) + 1,75 (LL+IM))$

2.8.3.10.1. Estado de límite de Servicio I

Estas cargas se generan cuando se ejecuta inicialmente el postensado de la viga, y se verifica igualmente para condiciones iniciales y condiciones finales utilizando la carga P calculada anteriormente; tomar en consideración que los valores de compresión serán tomados como valores negativos y para la tracción o tensión serán valores positivos.

Servicio I	$U = n (1,00 (DC+DW) + 1,00 (LL+IM))$
Momento inicial	$M_o = 253,299 \text{ ton-m}$
Momento por cargas muertas	$M_{ppa} = 423,658 \text{ ton-m}$
Momento total	$M_T = 696,195 \text{ ton-m}$

- En condiciones iniciales
 - Fibra superior

$$f_{t\text{tir}} = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e}{S_{1s}} - \frac{M_o}{S_{1s}} \quad (1) \text{ Fibra superior}$$

$$f_{t\text{tir}} = -\frac{719\,669}{6\,892,5} + \frac{719\,669(73,993)}{318\,429} - \frac{253,299 \times 10^5}{318\,429} = -16,732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tir} = -16,732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ti} = 14,967 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- Fibra inferior

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_{2s}} + \frac{M_o}{S_{2s}} \quad (2) \text{ Fibra inferior}$$

$$f_{cir} = -\frac{719\,669}{6\,892,5} - \frac{719\,669(73,993)}{274\,438} + \frac{253,299 \times 10^5}{274\,438} = -206,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cir} = -206,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ci} = -210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- En condiciones finales

Se calcula para condiciones finales, es decir cuando la viga ya se encuentra cargada con todas las cargas de losa, asfalto, baranda y diafragma, al igual que la carga viva de diseño aplicada, utilizando las propiedades de la sección compuesta de viga. Para sección compuesta la excentricidad es:

$$e_{real} = Y_{2c} - e = 115,616 - 20 = 95,61 \text{ cm}$$

- Fibra inferior

$$f_{tsr} = -\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_{ie_{real}}}{S_{2c}} + \frac{M_T}{S_{2c}} \quad (3) \text{ Fibra inferior}$$

$$f_{tsr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{339\,300} + \frac{696,195 \times 10^5}{339\,300} = -34,57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tsr} = -34,57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ts} = 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- Fibra superior

- CASO I

$$f_{csr} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e_{real}}{S_{1c}} - \frac{M_T}{S_{1c}} \quad \text{Fibra superior}$$

$$f_{csr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{510\,234} + \frac{696,195 \times 10^5}{510\,234} = -89,182 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{csr} = -89,182 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{cs} = -252 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- CASO II

$$f_{cspr} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e_{real}}{S_{1s}} - \frac{M_{ppa}}{S_{1s}} \quad (4) \text{ Fibra superior}$$

$$f_{cspr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{510\,234} + \frac{423\,658 \times 10^5}{510\,234} = -79,654 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cspr} = -79,654 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{csp} = -189 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

2.8.3.10.2. Estado de límite de Servicio III

Para este estado límite AASHTO considera los esfuerzos cuando la viga actúa como una viga de sección simple recién aplicada las cargas externas, sin llegar a ser considerada como viga compuesta tomar en consideración que los valores de compresión serán tomados como valores negativos y para la tracción o tensión serán valores positivos.

Servicio III	$U = n (1,00 (DC + DW) + 0,80 (LL+IM))$
Momento inicial	$M_o = 253,299 \text{ ton-m}$
Momento por cargas muertas	$M_{ppa} = 423,658 \text{ ton-m}$

$$\begin{aligned} \text{Momento total} \quad M_T &= M_{ppa} + 0,80 M_{LL+IMP} = 423,658 + 0,80(304,153) \\ M_T &= 666,98 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

- En condiciones iniciales

- Fibra superior

$$\begin{aligned} f_{tir} &= -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_{ie}}{S_{1s}} - \frac{M_o}{S_{1s}} && (4) \text{ Fibra superior} \\ f_{tir} &= -\frac{719\,669}{6\,892,5} + \frac{719\,669(73,993)}{318\,429} - \frac{253\,299 \times 10^5}{318\,429} = -16,732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_{tir} &= -16,732 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ti} = 14,967 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} && (\text{Cumple}) \end{aligned}$$

- Fibra inferior

$$\begin{aligned} f_{ci} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_{2s}} + \frac{M_o}{S_{2s}} && (5) \text{ Fibra inferior} \\ f_{cir} &= -\frac{719\,669}{6\,892,5} - \frac{719\,669(73,993)}{274\,438} + \frac{253\,299 \times 10^5}{274\,438} = -206,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_{cir} &= -206,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ci} = -210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} && (\text{Cumple}) \end{aligned}$$

- En condiciones finales

Se calcula para condiciones finales, es decir cuando la viga ya se encuentra cargada con todas las cargas de losa, asfalto, baranda y diafragma, al igual que la carga viva de diseño aplicada, utilizando las propiedades de la sección compuesta de viga. Para sección compuesta la excentricidad es:

$$e_{real} = Y_{2c} - e = 115,616 - 20 = 95,616 \text{ cm}$$

- Fibra inferior

$$f_{tsr} = -\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_i e_{real}}{S_{2c}} + \frac{M_T}{S_{2c}} \quad (6) \text{ Fibra inferior}$$

$$f_{tsr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{339,300} + \frac{666,98 \times 10^5}{339,300} = -43,18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tsr} = -43,18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{ts} = 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- Fibra superior

- CASO I

$$f_{csr} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e_{real}}{S_{1c}} - \frac{M_T}{S_{1c}} \quad \text{Fibra superior}$$

$$f_{csr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{510,234} + \frac{666,98 \times 10^5}{510,234} = -83,456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{csr} = -83,465 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{cs} = -252 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- CASO II

$$f_{cspr} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e_{real}}{S_{1s}} - \frac{M_{ppa}}{S_{1s}} \quad (5) \text{ Fibra superior}$$

$$f_{cspr} = -\frac{0,85(719\,669)}{9\,080} - \frac{0,85(719\,669)(95,61)}{510,234} + \frac{423,658 \times 10^5}{510,234} = -79,654 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cspr} = -79,654 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \text{admitido } f_{csp} = -189 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

2.8.3.11. Número de strands requeridos por viga

Para el diseño y el cálculo de acero para presfuerzo, de las cuales se debe seleccionar el diámetro con el cual se quiere diseñar los elementos, por lo tanto, se seleccionó de la tabla IX el diámetro del torón o strands, el alambre de presfuerzo de baja relajación de cumplir con la norma ASTM A-416. Las propiedades de preesfuerzo se puede encontrar en la tabla 5.4.4.1-1 AASHTO.

Tabla XI. Especificaciones de diámetro para acero de presfuerzo

Diámetro Estándar	Grado (ksi)	Peso (lbs/1000 ft)	Resistencia Mínima (lbs)	Pie Lineal por Torón	Área Nominal (plg ²)
Baja Relajación Brillante					
3/8"	270	289	23 000	22 000	0,085
7/16"	270	391	31 000	16 000	0,115
1/2"	270	512	41 300	12 000	0,153
9/16"	270	637	51 700	10 000	0,192
0,600"	270	744	58 600	8 500	0,217
0,618"	270	796	62 270	8 000	0,230
Baja Relajación Galvanizado					
3/8"	240	299	21 200	12 000	0,085
1/2"	240	517	41 300	12 000	0,153
0,600"	240	750	54 500	7 700	0,217
Baja Relajación de Extrusión					
1/2"	270	577	41 300	5 720	0,153
0,600"	270	806	58 600	4 100	0,217

Fuente: elaboración propia, obtenido de la empresa, grupo Muratori S.A., 2021.

- Propiedades del cable de refuerzo

$$\text{Diámetro de strand } (\varnothing_{\text{strand}}) = 0,6'' = 1,524 \text{ cm}$$

$$\text{Área de strand } (A_{\text{str}}) = 1,387 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia de strand } (f_{\text{pu}}) = 18\,982,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño según AASHTO 5.9.2.2-1 } (f_{\text{pu}}) &= 0,70 f_{\text{pu}} \\ &= 13\,288,015 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Capacidad de cada strand

$$\text{Capacidad de 1 strand } \varnothing 0,6" = A_{\text{str}} \times f_{\text{pu}}$$

$$\text{Capacidad de 1 strand } \varnothing 0,6" = (1,387)(13\,288,015)$$

$$C_{\text{str}} = 18,43 \text{ ton}$$

- Numero de strand necesario

Con $P_i = 719,669$ ton (centro de luz), después de las pérdidas $P = R P_i$

$$\# \text{Strand} = \frac{R P_i}{C} = \frac{0,85(719,669)}{18,43} = 33,191 \text{ strands}$$

$$\# \text{Strand} = 30 \text{ strand (por criterio propio)} = 5 \text{ cables de 7 torones o strands}$$

$$\text{Área total de cables} = A_{\text{sp}} = A_{\text{str}} \times \# \text{Strand} = 35 \times 1,387 = 48,54 \text{ cm}^2$$

2.8.3.12. Cálculo por flexión en viga

- Momento aplicado para estado límite de Resistencia I

$$\text{Resistencia I} \quad U = 1,25 M_{\text{DC}} + 1,50 M_{\text{DW}} + 1,75 M_{\text{LL+IM}}$$

Aplicando el estado límite asignado por la tabla 3.4.1-1 AASHTO, utilizando los valores máximos entre la viga extrema y la viga interna, se tiene:

$$M_u = 1,25 (M_{\text{pp}} + M_{\text{diar}} + M_{\text{losa}} + M_{\text{bar}}) + 1,50 M_{\text{DW}} + 1,75 (M_{\text{LL+IMP}} + M_{\text{pl}})$$

$$M_u = 1,25 (2253,3 + 26,85 + 113,19 + 8,033) + 1,50 (30,32) + 1,75 (259,69 + 44,468)$$

$$M_u = 1079,46 \text{ ton-m}$$

- Momento resistente de la viga

Para el cálculo de la resistencia de la viga, se debe contemplar el uso del acero de refuerzo no presforzado, que este aporta una resistencia adicional a los esfuerzos flexionantes, por lo tanto, para este diseño se utilizó 6 varillas de $\emptyset 1''$, por ende, los datos de diseño serán los siguientes.

- Datos de diseño

Diámetro de varillas = $\emptyset 1''$

Numero de varillas de acero de refuerzo (#Var) = 6 varillas

Resistencia del acero de refuerzo (f_y) = 4 200 kg/cm²

Esfuerzo promedio en el acero de refuerzo AASHTO 5.6.3.1.1-1 se calcula cuando $f_{pe} > 0,50 f_{pu}$ por lo tanto se tiene la siguiente expresión.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Donde:

f_{pe} = tensión en el acero de presforzado debido al presfuerzo, luego de las pérdidas.

$$= P/A = 0,85 (719,669) / 48,54 = 12,82 \text{ ton-m}$$

$$= 12,601 \text{ ton-m} \geq 0,50 (18,98).$$

f_{pu} = Resistencia a la tensión especificada del acero de presfuerzo.

$$= 18 984 \text{ kg/cm}^2 (270 \text{ ksi}).$$

f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo.

k = Constante de modificación para cables de baja relajación artículo.

AASHTO 5.6.3.1.1-2

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$= 0,28,$$

d_p = Distancia desde la fibra extrema superior en compresión al centroide del tendón del preesfuerzo en sección compuesta.

$$= 1,925 \text{ m} - 0,20 \text{ m} = 1,725 \text{ m}$$

c = Distancia desde el eje neutro a la cara en compresión AASHTO 5.6.3.1.1-4

Para el cálculo del valor de c se asume un comportamiento rectangular de la sección y luego se comprueba la profundidad de bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c, debe ser menor o igual que el espesor de la losa final en sección compuesta.

$$c = \frac{A_s f_y + A_{sp} f_{pu} - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{sp} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

A_{sp} = Área de refuerzo de presfuerzo, $A_{sp} = 48,54 \text{ cm}^2$.

A_s = Área del refuerzo de acero no presforzado, $A_s = 30,40 \text{ cm}^2$.

A'_s = Área del refuerzo de compresión = 0.

f_{pu} = Resistencia del refuerzo presforzado = $18\,984 \text{ kg/cm}^2$.

f_y = Resistencia del refuerzo no presforzado.

f'_s = Resistencia de refuerzo no presforzado de compresión.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, $f'_c = 490 \text{ kg/cm}^2$

B = Ancho tributario de viga, $A_T = 1,76 \text{ m}$

$$\beta_1 = 0,85 \frac{0,05 (f'_c - 280)}{70} = 0,85 \frac{0,05 (490 - 280)}{70}$$

$$\beta_1 = 0,75$$

Por lo tanto, se tiene:

$$c = \frac{30,40 (4200) + 48,54 (18,984)}{0,85 (490)(0,75)(176) + 0,28 (48,54) \left(\frac{18,984}{162,5}\right)} = 21,597 \text{ cm}$$

$$c = 21,597 \text{ cm} < 27,5 \text{ cm} \quad \text{Ok cumple!}$$

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo es:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 18,984 \left(1 - 0,28 \frac{21,57}{172,5}\right) = 18\,317,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Momento nominal de la viga (M_n)

Como se ha considerado el acero de refuerzo longitudinal no presforzado la ecuación para el cálculo del momento nominal resistente, se le debe agregar el momento de preesfuerzo y el momento no presforzado.

$$M_n = A_{sp} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_v - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

$$d_v = 1,725 - r = 1,825 - 0,0522 = 1,87,28 \text{ m}$$

$$r = 2,50 \text{ cm} + \emptyset 1'' / 2 + \emptyset 3/8'' = 5,22 \text{ cm}$$

$$a = \beta c = 0,75 (21,597) = 16,198 \text{ cm}$$

$$M_n = 48,45 (18\ 317,414) \left(172,5 - \frac{16,198}{2}\right) + 30,40 (4\ 200) \left(187,3 - \frac{16,198}{2}\right)$$

$$M_n = 1\ 692,169 \text{ ton-m}$$

- Momento resistente (M_u)

$$M_u = \phi M_n \quad \text{AASHTO 5.7.3.2.1-1}$$

$$M_u = 0,90 (1\ 692,169) = 1\ 522,952 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1\ 522,952 \text{ ton-m} > 1\ 079,46 \text{ ton-m} \quad \text{Ok cumple!}$$

2.8.3.13. Cálculo de deformación de viga

Para determinar la deformación de la viga la norma AASHTO determina que el límite de deformación vendría dado por la expresión $L/800$, según el artículo 5.7.3.6 y para verificar este límite se deberá verificar la sección del puente para el estado de Servicio I. Se determinará considerando únicamente los esfuerzos de resistencia del pretensado y en sección simple de viga.

$$M_{\text{pret}} = \phi M_n = \phi A_{\text{sp}} f_{\text{ps}} \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{\text{pret}} = 0,90(48,45) (1\ 8317,414) \left(172,5 - \frac{21,597}{2}\right) = 1\ 315,697 \text{ ton-m}$$

- Datos de viga en sección simple

$$W_{\text{pp}} = 1,654 \text{ ton/m}$$

$$L = 35,00 \text{ m}$$

$$I_{\text{cgs}} = 25\ 795\ 192,12 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f_{ci}} = 15\,100 \sqrt{350} = 282\,495.133 \text{ kg/cm}^2$$

Deformación por peso propio viene dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_{pp} = \frac{5 W_{pp} L^4}{384 E_c I_{cgs}} = \frac{5 (1654,2)(3\,500)^4}{384 (282\,495,133)(25\,795\,192,12)} = 4,436 \text{ cm}$$

La deformación por pretensado aplica una contra flecha a la viga, el cual está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_{pret} = -\frac{40 M_{pret} L^2}{384 E_c I_{cgs}} = -\frac{40 (1\,315,697 \times 10^5)(3\,500)^2}{384 (282\,495,133)(25\,795\,192,12)} = -23,039 \text{ cm}$$

$$\Delta_{inicial} = \Delta_{pp} + \Delta_{pret} = 4,436 \text{ cm} - 23,039 \text{ cm} = -18,604 \text{ cm}$$

La deformación por cargas de servicio según AASHTO LRFD, por lo tanto, las cargas de servicio serán tomadas las cargas totales calculadas en la sección 2.8.3.1.5 de este informe.

$$M_s = M_T = 666,98 \text{ ton-m}$$

$$\Delta_{real} = \frac{40 M_s L^2}{384 E_c I_{cgs}} = \frac{40 (666,98 \times 10^5)(3\,500)^2}{384 (282\,495,1)(25\,795\,192)} = 11,68 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} = \Delta_{real} + \Delta_{inicial} = 11,68 \text{ cm} - 18,604 \text{ cm} = -6,924 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{800} = \frac{3\,500}{800} = 4,375 \text{ cm}$$

Como se puede observar la deformación final con cargas de servicio no supera la deformación máxima establecida por AASHTO, con lo cual la viga mantendrá una contra flecha de 6,631 cm.

2.8.3.14. Determinación de trayectoria resultante de los cables

La ecuación que describe la trayectoria de los cables de tensionamiento es se puede describir como una parábola de forma $y = kx^2 + r$, se tiene en consideración las recomendaciones del WF Chen y el WS DOT indicando los valores mínimos. Por criterio se tiene que.

$r = 0,225$ m para los cables 1 y 2

$r = 0,100$ m para los cables 3, 4 y 5

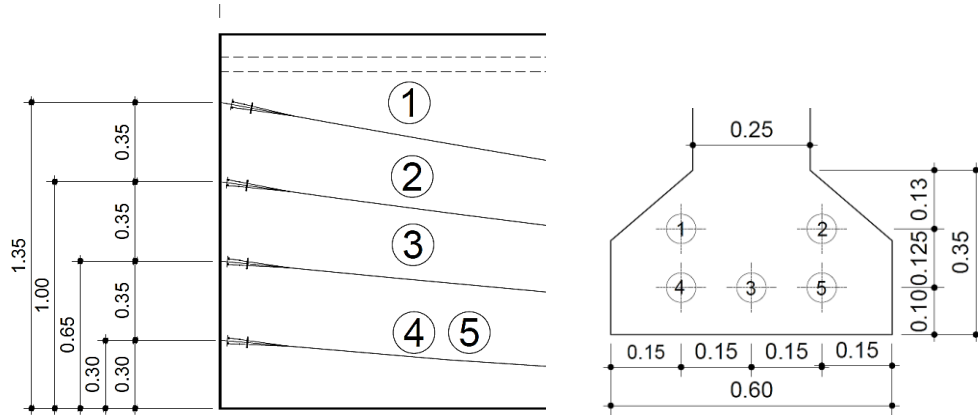
Donde r la distancia medida desde la fibra inferior, y será constante al centro de la luz de la viga. El valor de k será la relación entre la altura máxima en la que estará ubicado el cable entre el cuadrado de la luz máxima de la parábola, que para en este caso se utilizará una luz de 14,00 m y se mantendrá constante 3,50 m; dando así la mitad del tramo total 17,50 m (tramo de 35,00 m) tal y como se muestra a en la figura 22.

Tabla XII. **Alturas de cables de postensado**

	h_o	r	K
y1	1,125 m	0,225 m	0,00574
y2	0,775 m	0,225 m	0,00395
y3	0,55 m	0,10 m	0,00281
y4	0,20 m	0,10 m	0,00102
y5	0,20 m	0,10 m	0,00102

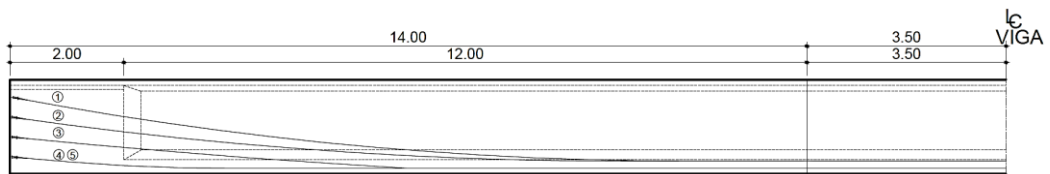
Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Figura 21. **Ubicación de cables de presforzado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

Figura 22. **Longitud de desarrollo de cables de presforzado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

En consecuencia y de acuerdo con la trayectoria propuesta de los cables de tensionamiento, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$y_1 = \frac{1,125}{14^2} x^2 + 0,225 = 0,00574 x^2 + 0,225$$

$$y_2 = \frac{0,775}{14^2} x^2 + 0,225 = 0,00395 x^2 + 0,225$$

$$y_3 = \frac{0,55}{14^2} x^2 + 0,10 = 0,00281 x^2 + 0,10$$

$$y_4 = \frac{0,20}{14^2} x^2 + 0,10 = 0,00102 x^2 + 0,10$$

$$y_5 = \frac{0,20}{14^2} x^2 + 0,10 = 0,00102 x^2 + 0,10$$

La tabla siguiente resume los valores de las ordenadas (m) de cada uno de los 5 cables de tensionamiento, cuya trayectoria es descrita por las ecuaciones descritas anteriormente. Se tomarán intervalos de 2,00 metros para el cálculo de cada altura que debe tener el cable de preesfuerzo, medido de derecha a izquierda para cada altura se determinará su excentricidad respecto al eje neutro tomando en cuenta si es sección compuesta o sección simple. A partir de 14,00 m la altura será constante para todos los cables y el origen será en X = 14.

$$e_s = Y_{2s} - y = 93,993 - y$$

$$e_c = Y_{2c} - y = 115,616 - y$$

Tabla XIII. **Ubicación de cables de preesfuerzo**

X	y₁	y₂	y₃	y₄	y₅
m	m	m	m	m	m
0	1,350	1,000	0,650	0,300	0,300
2	1,052	0,794	0,504	0,247	0,247
4	0,799	0,620	0,381	0,202	0,202
6	0,592	0,478	0,280	0,165	0,165
8	0,432	0,367	0,201	0,137	0,137
10	0,317	0,288	0,145	0,116	0,116
12	0,248	0,241	0,111	0,104	0,104
14	0,225	0,225	0,100	0,100	0,100

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel, 2021.

2.8.3.15. Determinación de esfuerzos generados por excentricidad real

Es necesario determinar que los esfuerzos generados a lo largo de la viga, no sobre pasen los esfuerzos límites calculados en el inciso 2.8.3.1.6 de este informe. Con las trayectorias de los cables de presfuerzo se estimará los esfuerzos para estado límite de Servicio I y Servicio III, distribuido en tres etapas.

- ETAPA I: etapa de transferencia de preesfuerzo

Debido a que la fuerza de preesfuerzo y el peso propio de la viga son los mismo para la viga exterior e interior, los esfuerzos que se generan en esta etapa aplican para las vigas exteriores e interiores en todo el tramo, por lo tanto, se analizara en esta etapa los esfuerzos (antes de pérdidas), aplicando las inecuaciones básicas mencionadas en el inciso 2.8.3.7.2 de este informe.

- En condiciones iniciales

$$-\frac{P_i}{A} + \frac{P_{ie}}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq f_{ti} \quad (1) \text{ Fibra superior}$$

$$-\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq f_{ci} \quad (2) \text{ Fibra inferior}$$

- Determinación de momento generado en viga

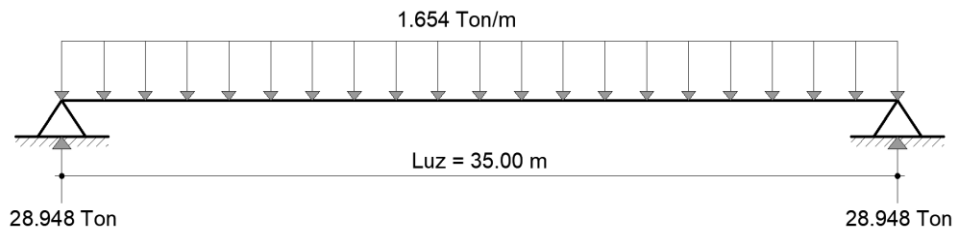
Ya que el momento generado por el peso propio de la viga, va variando con forme su longitud, y que para método de análisis la viga esta simplemente apoyada, se calcula las reacciones actuantes.

$$M_o = 242,091 \text{ ton-m}$$

$$W_o = \frac{M_o \times 8}{L^2} = \frac{(253,299)(8)}{35,00^2} = 1,654 \text{ ton/m}$$

$$R_a = \frac{W_o \times L}{2} = \frac{1,654 (35)}{2} = 28,948 \text{ ton}$$

Figura 23. **Carga distribuida de momento inicial y reacciones**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

Por lo tanto, la ecuación que describe el comportamiento del momento a lo largo de la viga queda descrita como.

$$M_o = R_a x - \frac{W_o x^2}{2} = 28,948 x - 0,827 x^2$$

Tabla XIV. **Momento actuante inicial**

X	0	2	4	6	8	10	12	14	15	17,5
Mo	0,00	54,89	102,56	143,915	178,65	206,78	228,28	243,17	248,13	253,3

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft EXCEL, 2021.

- Capacidad de cada cable

Capacidad para 7 cables con $C = 18,430$ ton, ($7 \times 18,430 = 129,013$ ton).

Tabla XV. **Capacidad de cada cable**

Ductos de cables	Cantidad	P (Ton)	Mr (L=17.5m)
Ducto 1	7	129,013	231,144
Ducto 2	7	129,013	231,144
Ducto 3	7	129,013	251,152
Ducto 4	7	129,013	251,152
Ducto 5	7	129,013	251,152
TOTAL	35	645,067	1215,746

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft EXCEL, 2021.

Como se espera la capacidad total de los cables de postensado supera la sollicitación última ($M_u = 1079,46$ ton-m), sin contar el acero no preesforzado.

- Excentricidad real de cada cable y momento resistente en sección simple.

Bien se sabe que el comportamiento de cada cable, varía su altura con respecto a la distancia que se encuentre a lo largo de la viga, por lo tanto, con los datos calculados de la trayectoria de los cables en la tabla XI se calcula la excentricidad hacia el eje neutro para la sección simple. Se tomará la primera iteración con $x = 4$ m para la primera corrida y cable 1 (tabla XIV).

$$Y_{2s} = 93,99 \text{ cm}$$

$$e_{\text{real}} = 93,99 - 79,9 = 14,09 \text{ cm}$$

$$P \times e_{\text{real}} = 129,01 \times 0,1409 = 18,18 \text{ ton-m}$$

- Cálculo de verificación de esfuerzos admisibles en tensión y compresión iniciales.

De acuerdo a las ecuaciones 1 y 2, se procede a calcular los esfuerzos resistentes a tensión y compresión de la viga con las cargas totales y el momento de la tabla XV (para X = 4 m). (ver tabla XVII).

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} = -\frac{645\,000}{6\,892} + \frac{321\,960\,000}{318\,429} - \frac{10\,300\,000}{318\,429} = -24,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} = -\frac{645\,000}{6\,892} + \frac{321\,960\,000}{318\,429} - \frac{10\,300\,000}{318\,429} = -174 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla XVI. **Excentricidad real en sección simple**

L	m	0	2	4	6	8	10	12	14	15	17.5
P	ton	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01	129.01
Y2s	m	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940	0.940
y1	m	1.35	1.05	0.80	0.59	0.43	0.32	0.25	0.23	0.23	0.23
es1	m	-0.41	-0.11	0.14	0.35	0.51	0.62	0.69	0.71	0.71	0.71
P · es1	ton-m	-52.91	-14.40	18.18	44.84	65.58	80.39	89.27	92.23	92.23	92.23
y2	m	1.00	0.79	0.62	0.48	0.37	0.29	0.24	0.23	0.23	0.23
es2	m	-0.06	0.15	0.32	0.46	0.57	0.65	0.70	0.71	0.71	0.71
P · es2	ton-m	-7.75	18.78	41.22	59.59	73.87	84.07	90.19	92.23	92.23	92.23
y3	m	0.65	0.50	0.38	0.28	0.20	0.14	0.11	0.10	0.10	0.10
es3	m	0.29	0.44	0.56	0.66	0.74	0.80	0.83	0.84	0.84	0.84
P · es3	ton-m	37.40	56.23	72.16	85.19	95.33	102.57	106.91	108.36	108.36	108.36
y4	m	0.30	0.25	0.20	0.17	0.14	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10
es4	cm	0.64	0.69	0.74	0.77	0.80	0.82	0.84	0.84	0.84	0.84
P · es4	ton-m	82.56	89.40	95.20	99.94	103.62	106.26	107.84	108.36	108.36	108.36
y5	m	0.30	0.25	0.20	0.17	0.14	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10
es5	cm	0.64	0.69	0.74	0.77	0.80	0.82	0.84	0.84	0.84	0.84
P · es5	ton-m	82.56	89.40	95.20	99.94	103.62	106.26	107.84	108.36	108.36	108.36

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021,

Aplicando las inecuaciones 1 y 2 se tiene la siguiente tabla

$$A_s = 6\,892,50 \text{ cm}^2$$

$$S1_s = 318\,429,93 \text{ cm}^3$$

$$S2_s = 274\,438,65 \text{ cm}^3$$

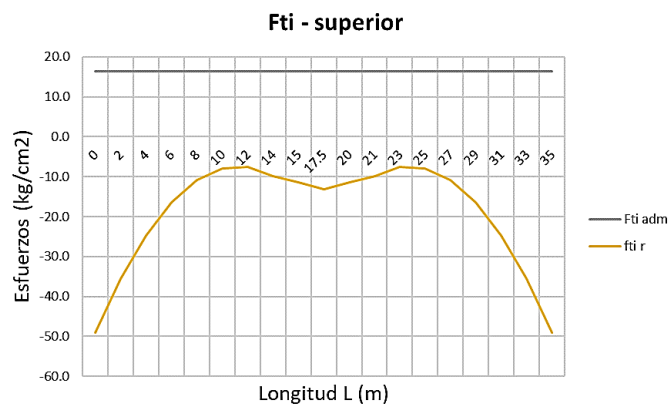
Tabla XVII. Estado de esfuerzos etapa I

L	ΣPe	ΣP total	Mo	f _{ti}	f _{ti adm}	f _{ci}	f _{ci adm}	Cumple
m	ton-m	ton	ton-m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
0	141,9	645,1	0	-49,0	14,9	-145	-210	<i>¡Ok!</i>
2	239,4	645,1	55	-35,5	14,9	-161	-210	<i>¡Ok!</i>
4	322,0	645,1	103	-24,7	14,9	-174	-210	<i>¡Ok!</i>
6	389,5	645,1	144	-16,5	14,9	-183	-210	<i>¡Ok!</i>
8	442,0	645,1	179	-10,9	14,9	-190	-210	<i>¡Ok!</i>
10	479,5	645,1	207	-7,9	14,9	-193	-210	<i>¡Ok!</i>
12	502,1	645,1	228	-7,6	14,9	-193	-210	<i>¡Ok!</i>
14	509,6	645,1	243	-9,9	14,9	-191	-210	<i>¡Ok!</i>
15	509,6	645,1	248	-11,5	14,9	-189	-210	<i>¡Ok!</i>
17,5	509,6	645,1	253	-13,1	14,9	-187	-210	<i>¡Ok!</i>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

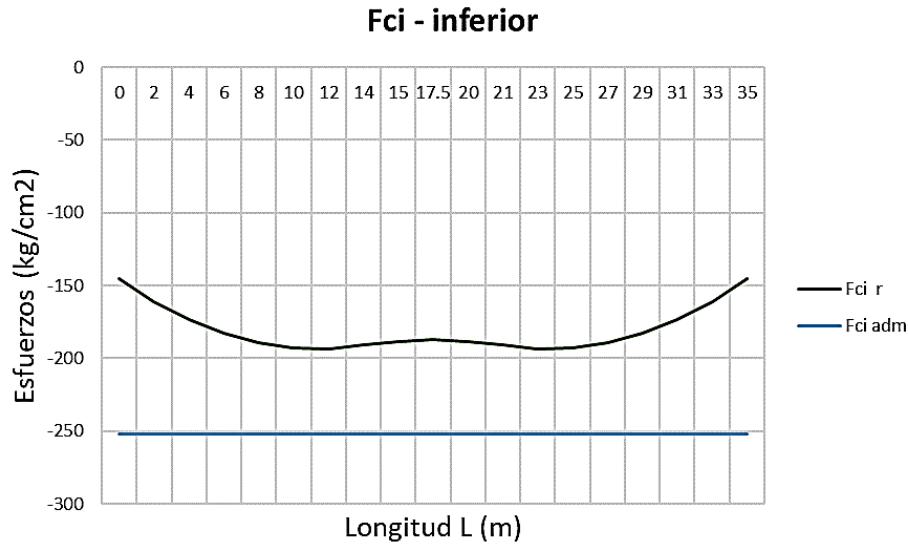
- Gráficos de comparación de esfuerzos generados

Figura 24. Gráfico de esfuerzo en viga a tensión



Fuente: elaboración propia, Microsoft EXCEL, 2021

Figura 25. Gráfico de esfuerzo en viga a compresión



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- ETAPA II: Etapa de Servicio

La viga resiste cargas permanentes y la fuerza de preesfuerzo después de pérdidas, aplicando las inecuaciones 3, y 4.

- En condiciones finales

$$-\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_i e}{S_2} + \frac{M_T}{S_2} \leq f_{ts} \quad (3) \text{ Fibra inferior}$$

$$-\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e}{S_1} - \frac{M_T}{S_1} \geq f_{cs} \quad (4) \text{ Fibra superior}$$

$$f_{ts \text{ adm}} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs \text{ adm}} = -252 \text{ kg/cm}^2$$

- Determinación de momento generado en viga

Se tomarán las cargas totales cuando la viga ya se encuentra en funcionamiento, con esto sabemos que la viga trabaja como sección compuesta.

$$M_T = 696,195 \text{ ton-m}$$

$$W_T = \frac{M_T \times 8}{L^2} = \frac{(696,195)(8)}{35,00^2} = 4,547 \text{ ton/m}$$

$$R_T = \frac{W_O \times L}{2} = \frac{4,547 (35)}{2} = 79,565 \text{ ton}$$

Al igual que la figura 23 se puede deducir la ecuación del momento total con respecto a la longitud de la viga.

$$M_T = R_T x - \frac{W_T x^2}{2} = 79,565 x - 2,273 x^2$$

Tabla XVIII. **Momento total actuante sobre viga**

L	0	2	4	6	8	10	12	14	15	17,5
M_T	0,0	150,0	281,9	395,6	491,0	568,3	627,4	668,3	682,0	696,2

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Capacidad de cada cable

Tabla XIX. **Capacidad de cada cable aplicando las perdidas**

Ductos de cables	Cantidad	PR (Ton)	Mr (L=17.5m)
Ducto 1	7	109,661	259,156
Ducto 2	7	109,661	259,156
Ducto 3	7	109,661	279,164
Ducto 4	7	109,661	279,164
Ducto 5	7	109,661	279,164
TOTAL	35	548,307	1355,802

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Como se espera la capacidad total de los cables de postensado supera la sollicitación última ($M_u = 1079,46 \text{ ton-m}$), sin contar el acero no preesforzado.

- Excentricidad real de cada cable y momento resistente en sección compuesta.

Realizando la primera iteración corrida para el cálculo de la excentricidad para $x = 4 \text{ m}$ y cable 1. (tabla XVIII).

$$Y_{2c} = 115,62 \text{ cm}$$

$$e_{\text{real}} = 115,62 - 79,9 = 35,7 \text{ cm}$$

$$P \times e_{\text{real}} = 109,66 \times 0,357 = 39,17 \text{ ton-m}$$

- Cálculo de verificación de esfuerzos admisibles en tensión y compresión finales.

De acuerdo a las inecuaciones 3 y 4, se procede a calcular los esfuerzos resistentes a tensión y compresión de la viga con las cargas totales y el momento de la tabla XVIII (para $X = 4 \text{ m}$). (ver tabla XXI).

$$f_{ts} = -\frac{RP_i}{A_{gc}} - \frac{RP_{ie}}{S_{2c}} + \frac{M_T}{S_{2c}} = -\frac{0,85 \times 645\,000}{9080} - \frac{392\,230\,000}{339\,300} + \frac{28\,187\,000}{339\,300} = -92,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A_{gc}} - \frac{RP_{ie}}{S_{1c}} + \frac{M_T}{S_{1c}} = -\frac{0,85 \times 645\,000}{9080} + \frac{392\,230\,000}{510\,234} - \frac{28\,187\,000}{510\,234} = -38,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla XX. **Excentricidad real en sección compuesta**

L	m	0	2	4	6	8	10	12	14	15	17.5
P	ton	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7	109.7
Y2c	m	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6	115.6
y1	m	1.35	1.05	0.80	0.59	0.43	0.32	0.25	0.23	0.23	0.23
ec 1	m	-0.19	0.10	0.357	0.56	0.72	0.84	0.91	0.93	0.93	0.93
P · ec1	ton-m	-21.26	11.47	39.17	61.83	79.45	92.04	99.59	102.11	102.11	102.11
y2	m	1.00	0.79	0.62	0.48	0.37	0.29	0.24	0.23	0.23	0.23
ec 2	m	0.16	0.36	0.54	0.68	0.79	0.87	0.92	0.93	0.93	0.93
P · ec2	ton-m	17.13	39.67	58.75	74.36	86.50	95.17	100.38	102.11	102.11	102.11
y3	m	0.65	0.50	0.38	0.28	0.20	0.14	0.11	0.10	0.10	0.10
ec 3	m	0.51	0.65	0.78	0.88	0.96	1.01	1.04	1.06	1.06	1.06
P · ec3	ton-m	55.51	71.51	85.05	96.13	104.74	110.90	114.59	115.82	115.82	115.82
y4	m	0.30	0.25	0.20	0.17	0.14	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10
ec 4	cm	0.86	0.91	0.95	0.99	1.02	1.04	1.05	1.06	1.06	1.06
P · ec4	ton-m	93.89	99.71	104.63	108.66	111.79	114.03	115.37	115.82	115.82	115.82
y5	m	0.30	0.25	0.20	0.17	0.14	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10
ec 5	cm	0.86	0.91	0.95	0.99	1.02	1.04	1.05	1.06	1.06	1.06
P · ec5	ton-m	93.89	99.71	104.63	108.66	111.79	114.03	115.37	115.82	115.82	115.82

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Aplicando las inecuaciones 3 y 4 se tiene la siguiente tabla

$$A_{gc} = 9\,080 \text{ cm}^2$$

$$S1_c = 510\,234 \text{ cm}^3$$

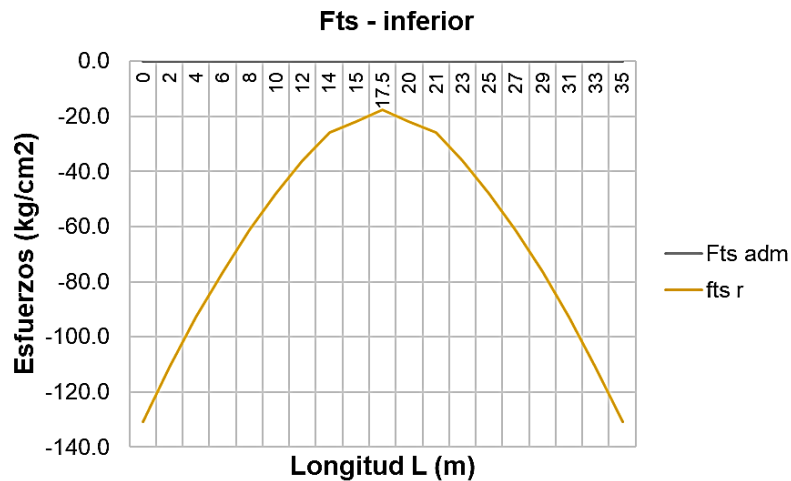
$$S2_c = 339\,300 \text{ cm}^3$$

Tabla XXI. **Estado de esfuerzos en el concreto Etapa II**

L	Σpe	ΣP total	M τ	f _{ts}	f _{ts adm}	f _{cs}	f _{cs adm}	Cumple
m	ton-m	ton	ton-m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
0	239,2	548,3	0,0	-132,0	0,0	-17	-252	¡OK!
2	322,1	548,3	150,0	-111,3	0,0	-31	-252	¡OK!
4	392,2	548,3	281,9	-92,1	0,0	-43,2	-252	¡OK!
6	449,6	548,3	395,6	-74,6	0,0	-55	-252	¡OK!
8	494,3	548,3	491,0	-58,8	0,0	-65	-252	¡OK!
10	526,2	548,3	568,3	-44,5	0,0	-74	-252	¡OK!
12	545,3	548,3	627,4	-31,9	0,0	-82	-252	¡OK!
14	551,7	548,3	668,3	-20,9	0,0	-90	-252	¡OK!
15	551,7	548,3	682,0	-16,5	0,0	-92	-252	¡OK!
17,5	551,7	548,3	696,2	-12,0	0,0	-95	-252	¡OK!

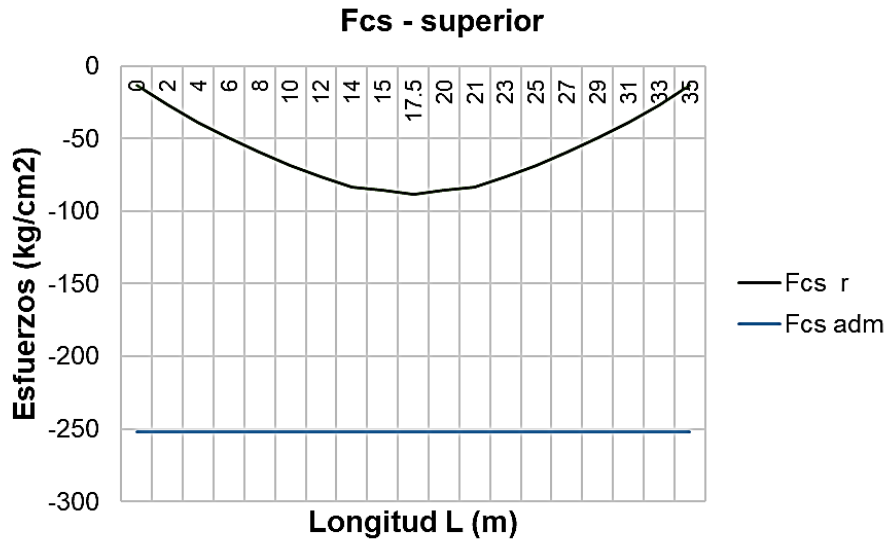
Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Figura 26. **Gráfico de esfuerzo en viga a tensión**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Figura 27. **Gráfico de esfuerzo en viga a compresión**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- ETAPA III: Estado de Servicio III

La viga resiste cargas permanentes y la fuerza de preesfuerzo después de pérdidas, ya que el estado límite impuesto por la AASHTO indica que el momento total generado se debe reducir el momento de las cargas vivas a un 80 % por lo tanto no es necesario realizar estos chequeos ya que, sí cumple con el límite de estado de Servicio I, este límite no se sobre pasará en el estado de Servicio III, a no ser que se exija verificar estos esfuerzos.

- Chequeo de momento resistente en viga

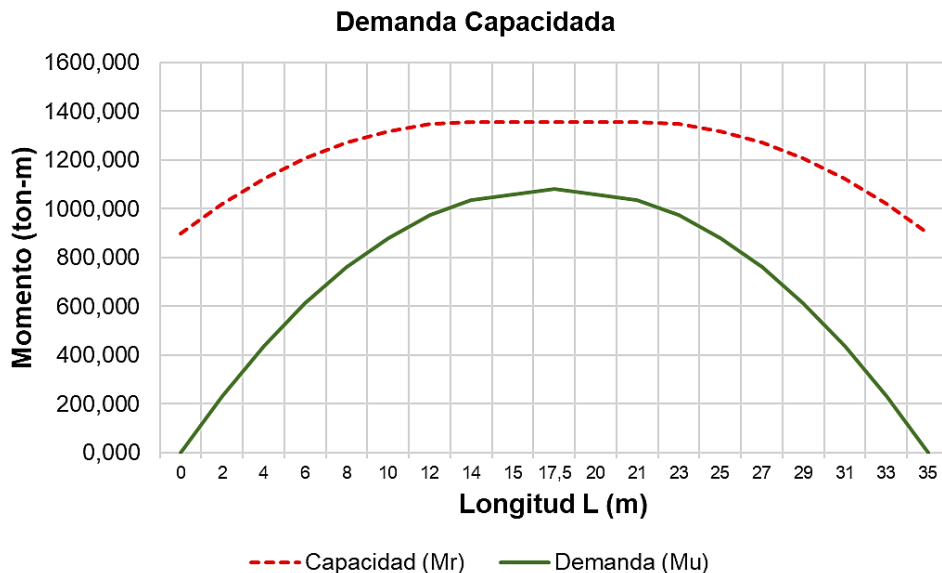
Si bien se sabe con anterioridad que los esfuerzos generados en la viga no sobrepasan los esfuerzos resistentes. (Ver tabla XVII y tabla XIX), se demostrará gráficamente las solicitaciones dadas.

Tabla XXII. **Gráfico de demanda capacidad en estado Resistencia I**

L	M_u	M_{r s}	M_{r c}	M_u/M_{r c}	M_u/M_{r c}
m	ton-m	ton-m	ton-m		
0	0,000	759,564	899,620	0,0%	0,0%
2	232,635	880,592	1020,648	26,4%	22,8%
4	437,071	983,000	1123,056	44,5%	38,9%
6	613,310	1066,789	1206,845	57,5%	50,8%
8	761,350	1131,958	1272,013	67,3%	59,9%
10	881,192	1178,507	1318,563	74,8%	66,8%
12	972,836	1206,436	1346,492	80,6%	72,2%
14	1036,282	1215,746	1355,802	85,2%	76,4%
15	1057,430	1215,746	1355,802	87,0%	78,0%
17,5	1079,460	1215,746	1355,802	88,8%	79,6%

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Figura 28. **Grafica de demanda – capacidad de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.8.3.16. Verificación de acero mínimo

La cantidad de acero de presforzado y de refuerzo debe ser tal que desarrolle una resistencia, en cualquier sección del elemento que sea mayor o igual al menor de los siguientes valores según el artículo AASHTO 5.6.3.3.

$$1,33 M_u = 1,33 (1\ 079,46) = 1\ 435,681 \text{ ton-m}$$

$$M_{cr}$$

Donde M_{cr} se define según el artículo AASHTO 5.6.3.3-1.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_{1c} - M_{ppa} \left(\frac{S_{2c}}{S_{2s}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

γ_1 = 1,6; Factor de variabilidad del agrietamiento por flexión.

γ_2 = 1,1; Factor de variabilidad de preesforzado para tendones adheridos.

γ_3 = 1,0; Radio del límite elástico mínimo especificado a la resistencia máxima a la tracción del refuerzo no pretensado.

f_r = Módulo de ruptura del hormigón especificado en AASHTO 5.4.2.6.

$$= 0,24 \sqrt{f'_c} = 0,24 \sqrt{420/70} = 0,588 \text{ ksi}$$

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado efectivo solo en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por una carga aplicada externamente.

$$= \frac{PR}{A} + \frac{RP \times e}{S_{2c}} = \frac{719,669 \times 0,85}{0,908} + \frac{0,85 (719,669) (0,956)}{0,3393} = 2\ 397,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3,41 \text{ ksi}$$

$$M_{ppa} = 423,658 \text{ ton-m} = 36\ 771,901 \text{ kip-in.}$$

$$M_{cr} = 1 \left[(1,6 \times 0,588 + 1,1 \times 3,41)(0,339)(39,37)^3 - 35\,799,025 \left(\frac{0,304}{0,244} - 1 \right) \right]$$

$$M_{cr} = 88,453,384 \text{ kips-in} = 1019,093 \text{ ton-m.}$$

Como $M_{cr} < \phi M_n = 1\,522,952 \text{ ton-m}$, entonces la sección cumple con el refuerzo mínimo.

2.8.3.17. Diseño por cortante

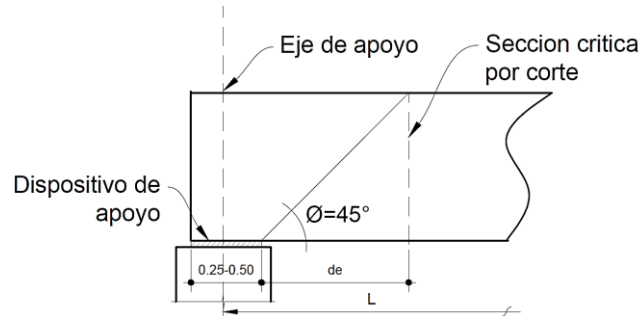
Para el diseño por cortante es importante hacer revisión y cálculo en la sección donde los esfuerzos generados son los más grandes, por lo tanto se procede a calcular la sección crítica y posteriormente se calcula, el cortante que aporta el concreto, el acero de presfuerzo y el acero normal.

2.8.3.17.1. Verificación de sección crítica a corte

La sección crítica para corte se encuentra a una distancia d_v de la cara de apoyo del elemento, de acuerdo al Art. 5.7.3.2 cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se debe tomar como el mayor de los siguientes valores.

- $d_v = d_e - a/2 = 187,28 \text{ cm} - 16,198 \text{ cm} = 1,792 \text{ m} \quad \text{Ok!}$
- $d_v = 0,90 d_e = 0,90 (187,28 \text{ cm}) = 1,686 \text{ m}$
- $d_v = 0,72 H_c = 0,72 (1,925 \text{ m}) = 1,386 \text{ m}$

Figura 29. **Longitud crítica en apoyo de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Ya que la ubicación de la sección crítica se encuentra a una distancia d_e después de la cara de apoyo, y se tiene un ancho de dispositivo de apoyo de 0.45 metros entonces la longitud crítica es:

$$L_c = \frac{0,45}{2} + 1,792 = 2,017 \text{ m}$$

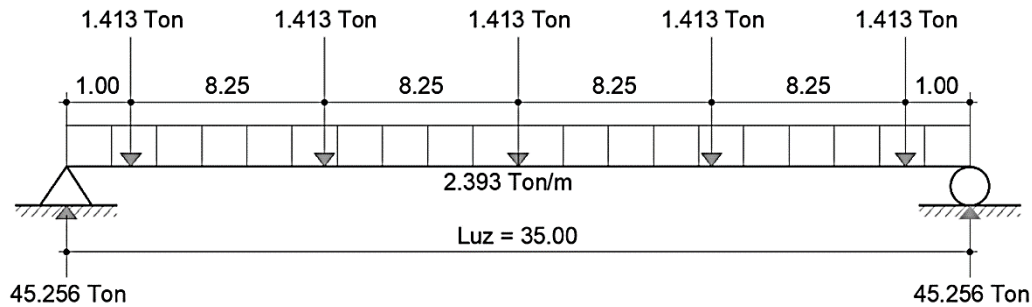
2.8.3.17.2. Integración para cortante ultimo (V_u)

- Integración de cargas muertas (DC)

Calculados previamente en la integración de cargas de la sección 2.8.3.4 de este informe:

Peso propio	= 1,654 ton/m
Peso diafragmas	= 1,413 ton
Peso losa	= 0,739 ton/m

Figura 30. Reacción por peso propio en Lc



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

Para $x=2,017$ m; $V_{DC}=(45,256-1,413) - 2,017 (2,393)= 39,016$ ton

- Integración de superficie de rodadura (DW)

Peso por carpeta asfáltica = 0,198 ton/m

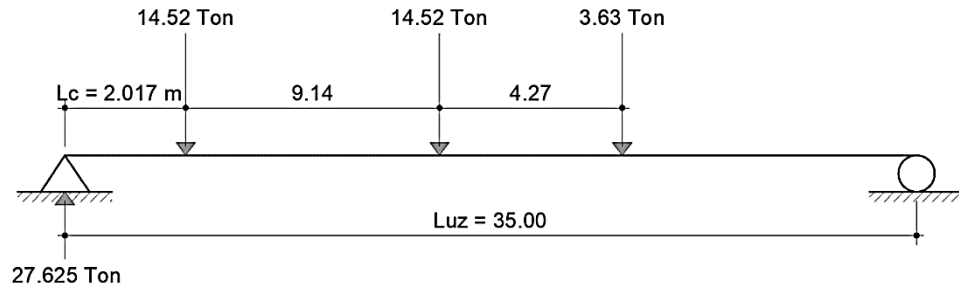
$$R_a = \frac{0,198(35)}{2} = 3,465 \text{ ton}$$

Para $x=2,07$ m; $V_{DW} = 3,465 - 2,07 (0,198)= 3,066$ ton

- Integración para carga viva
 - Carga viva HL-93

Se analiza la carga viva del camión de diseño HL-93 y las reacciones que se generan en la sección crítica de la viga. El cual para determinar las reacciones actuantes se utilizó el teorema de Barré.

Figura 31. Reacción generada por carga viva en Lc



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021.

$$R_a = \frac{14,52 (35-2,017)+14,52 (35-4,27-2,02)+3,63 (35-3 \times 4,27-2,02)}{35} = 27,625 \text{ ton}$$

- Carga de pista

Peso por carga de pista = 0,952 ton/m

$$R_a = \frac{0,952(35 - 2,017)^2}{15} = 14,795 \text{ ton}$$

$$V_{LLIM} = 14,795 + 1,33 \times 27,625 = 51,537 \text{ ton}$$

- Porcentaje de cortante g que se distribuye (4.6.2.2.3a – 1)

- Para 1 carril cargado

$$g_1 = 0,36 + \frac{S}{7,6} = 0,36 + \frac{1,76}{7,6} = 0,592$$

- Para 2 carriles cargado

$$g_2 = 0,2 + \frac{S}{3,6} + \left(\frac{S}{10,7} \right)^2 = 0,2 + \frac{1,76}{3,6} + \left(\frac{1,76}{10,7} \right)^2 = 0,662$$

Por lo tanto, el cortante que se genera la carga viva será tomada como:

$$V_{LLIM} = 0,662 \times 51,537 = 34,109 \text{ ton}$$

- Cortante final de diseño mayorado

Aplicando el estado límite de Resistencia I de la tabla IV, se tiene que el cortante actuante es:

$$V_u = 1,25 V_{DC} + 1,50 V_{DW} + 1,75 V_{LLIM}$$

$$V_u = 1,25 (39,016) + 1,50 (3,066) + 1,75 (34,109)$$

$$V_u = 113,059 \text{ ton}$$

De manera similar se hace el cálculo para los cortantes últimos en las demás secciones de la viga, obteniendo así la siguiente tabla:

Tabla XXIII. **Cortantes ultimas a lo largo de la viga exterior e interior**

X (m)	V_{DC} (m)	V_{DW} (ton)	V_{LLim} (ton)	V_u (ton)
0,00	43,84	3,465	37,00	124,74
2,02	39,01	3,066	34,11	113,05
2,00	39,05	3,069	34,13	113,15
5,00	31,87	2,475	29,97	95,99
10,00	19,91	1,485	23,38	68,03
14,00	10,33	0,693	18,44	46,23
17,50	1,96	0,000	14,35	27,56

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.8.3.17.3. Cálculo de cortantes resistentes (V_n)

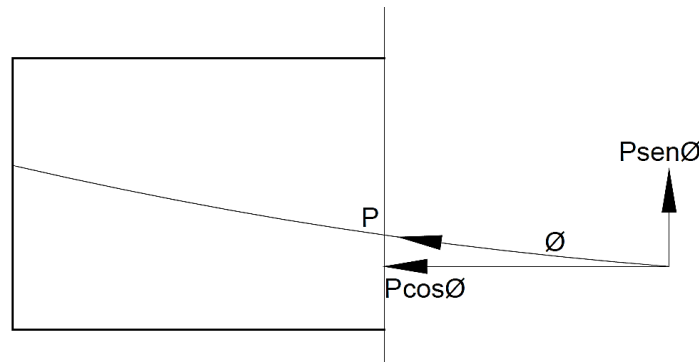
La resistencia nominal al corte de la sección se tomará como el menor valor de las siguientes expresiones según AASHTO 5.7.3.3.

$$V_n = V_c + V_p + V_s \quad \text{AASHTO 5.7.3.3 - 1}$$

$$V_n = 0,25 f'_c \times b_v \times d_v + V_p \quad \text{AASHTO 5.7.3.3 - 2}$$

- Determinación de la resistencia que aporta el postensado (V_p)

Figura 32. Fuerza de postensado descompuesta



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

La resistencia al corte que aporta el postensado resulta de descomponer rectangularmente la fuerza de postensado, sobre el concreto, en servicio.

$$V_p = P \sin \theta = P \tan \theta$$

Por lo tanto, el ángulo \emptyset se puede obtener a partir del cálculo de la primera derivada de las ecuaciones de las trayectorias de los cables de postensado, de los cuales serían los siguientes, si se sabe que $y' = \tan \emptyset$.

$$y_1 = 0,00574 x^2 + 0,225$$

$$y'_1 = 0,01148 x$$

$$y_4 = 0,00102 x^2 + 0,10$$

$$y'_4 = 0,00204 x$$

$$y_2 = 0,00395 x^2 + 0,225$$

$$y'_2 = 0,0079 x$$

$$y_5 = 0,00102 x^2 + 0,10$$

$$y'_5 = 0,00204 x$$

$$y_3 = 0,00281 x^2 + 0,10$$

$$y'_3 = 0,00562 x$$

Tabla XXIV. **Aporte del acero de postensado en la resistencia a corte**

X	y' ₁	V _{p1}	y' ₂	V _{p2}	y' ₃	V _{p3}	y' ₄	V _{p4}	y' ₅	V _{p5}	Σ V _p
0	0,16	17,62	0,22	24,28	0,16	17,23	0,06	6,27	0,06	6,27	71,67
2,02	0,14	15,09	0,19	20,78	0,13	14,75	0,05	5,36	0,05	5,36	61,35
2	0,14	15,11	0,19	20,81	0,13	14,77	0,05	5,37	0,05	5,37	61,43
5	0,10	11,33	0,14	15,61	0,10	11,08	0,04	4,03	0,04	4,03	46,07
10	0,05	5,04	0,06	6,94	0,04	4,92	0,02	1,79	0,02	1,79	20,48
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Determinación de la resistencia que aporta el concreto (V_c)

La resistencia al corte que aporta el concreto se puede hallar empleando la siguiente expresión.

$$V_c = 0,0316 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v$$

AASHTO 5.7.3.3 - 3

Donde:

b_v = Ancho efectivo tomado como mínimo cuando se encuentra dentro de la profundidad d_v determinada en Art. 5.7.2.8 (plg).

d_v = Profundidad sección de corte Art. 5.7.2.8 (plg).

β = Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente para transmitir tensión y corte según se especifica el Art. 5.7.3.4.

Entonces:

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750\varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0,5 \times N_u + |V_u - V_p| - A_{sp} \times f_{pu}}{E_s \times A_s + E_p \times A_{sp}}$$

Para la sección crítica a corte:

$$\varepsilon_s = \frac{\left| \frac{234,9 \times 10^5}{138,6} \right| + |113,05 - 61,35| \times 10^3 - 48,545 \times 13\,288,015}{2\,000\,000 \times 48,545 + 210\,000 \times 30,40} = -0,003$$

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750(0)} = 4,8$$

$$V_c = 0,0316 \times 4,8 \times \sqrt{\frac{420}{70}} \times \frac{25}{2,54} \times \frac{138,6}{2,54} = 199,54 \text{ kips} = 91,513 \text{ ton}$$

De manera similar hallamos el aporte del concreto en las demás secciones:

Tabla XXV. **Aporte del concreto en la resistencia a corte**

X	Aporte de concreto			
	d _v (cm)	β	ε _s	V _c
0	1,386	4,8	0	90,51
2,02	1,386	4,8	0	90,51
2	1,386	4,8	0	90,51
5	1,386	4,8	0	90,51
10	1,7285	4,07	0,00024	95,80
14	1,7634	2,83	0,00092	68,01
17,5	1,775	2,74	0,00100	66,17

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Las secciones donde se cumpla $V_u \geq 0,50 \times \phi (V_c + V_p)$ necesitan refuerzo transversal ($\phi = 0,90$).

Para la zona critica debido al corte se tiene que:

$$V_u = 113,059 \text{ ton} \geq 0,5 \times 0,9 \times (91,51 + 61,35) = 68,787 \text{ ton}$$

Comparando la resistencia (V_u) con los aportes de resistencia del concreto (V_c) y acero de postensado (V_p) se determina la resistencia mínima que debe aportar el refuerzo transversal a colocar, por lo tanto, se tiene que:

- Determinación de resistencia que aporta el acero (V_s) AASHTO 5.7.3.3-4

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

Donde:

- θ = Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonales según se determina en AASHTO 5.7.3.4.
- α = ángulo de inclinación del refuerzo transversal al eje longitudinal.
- S = Separación de la armadura transversal medida en una dirección paralela a la armadura longitudinal (cm).

En donde:

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Por lo tanto, para estimar la resistencia a cortante del acero se asumirá un espaciamiento del refuerzo transversal, al igual que su diámetro de varilla a utilizar, por ende, se usará varillas #3 ($A_s = 0,71 \text{ cm}^2$) a cada 20 cm, como criterio.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$V_s = \frac{2 \times 0,71 \times 4 \ 200 \times 179,2 \times (\cot 29 + \cot 90) \sin 90}{20}$$

$$V_s = 95,045 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el refuerzo nominal en la sección crítica era dado por:

$$V_n = V_c + V_p + V_s = 90,51 + 61,35 + 95,045 = 246,905 \text{ ton}$$

$$V_n = 0,25 f'_c \times b_v \times d_v + V_p = 0,25 (420)(25)(179,2) + 61,35 = 531,75 \text{ ton}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$0,90 (246,905) > 113,059 \text{ ton}$$

222,215 > 113,059 ton ¡Ok!

- Cheque por espaciamiento máximo para la zona crítica

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder el máximo de las siguientes condiciones según AASHTO 5.7.2.6, por lo tanto, se buscará complementar la siguiente condición.

$$v_u < 0,125 f'_c$$

Donde:

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v \times d_v} = \frac{(113,06 - 0,9(61,35)) \times 10^3}{0,9 \times 25 \times 179,2} = 14,346 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0,125 \times 420 = 52,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$s_{\max} = 0,8d_v = 143 \text{ cm o } 61 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 61 \text{ cm, se eligió, } s = 20 \text{ cm} < s_{\max}$$

Por lo tanto, para las regiones en las secciones críticas se utilizará armado de estribos a cada 10 cm y el parte central a cada 20 cm.

- Determinación del acero mínimo transversal

Viene dado por la formula indicada en el artículo AASHTO 5.7.2.5-1.

$$A_s \geq 0,0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v \times s}{f_y}$$

$$A_s = 0,0316 \sqrt{\frac{420}{70}} \left(\frac{\frac{25}{2,54} \times \frac{20}{2,54}}{\frac{4 \times 200}{70}} \right) = 0,08 \text{ in}^2 = 0,516 \text{ cm}^2$$

$$0,516 \text{ cm}^2 < 1,42 \text{ cm}^2$$

- Resumen de armado a lo largo de viga en su longitud critica.

Tabla XXVI. **Diseño por corte de secciones de la viga postensada**

X	Vc	Vp	Vs	ØVn	Vu	Cumple
0,00	90,51	71,67	180,65	308,55	124,74	!Ok!
2,02	90,51	61,35	180,65	299,26	113,05	!Ok!
2,00	90,51	61,43	180,65	299,34	113,15	!Ok!
5,00	90,51	46,07	180,65	285,51	95,99	!Ok!
10,00	95,80	20,48	90,33	185,94	68,03	!Ok!
14,00	68,01	0,00	90,33	142,50	46,23	!Ok!
17,50	66,17	0,00	90,33	140,84	27,56	!Ok!

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XXVII. **Espaciamiento seleccionado para refuerzo transversal**

x	#Varilla	As	Asmin	S	Smax
cm		cm	cm	cm	cm
0,00	#3	1,41	0,258	10	61,96
2,02		1,41	0,258	10	61,96
2,00		1,41	0,258	10	61,96
5,00		1,41	0,258	10	61,96
10,00		1,41	0,516	20	61,96
14,00		1,41	0,516	20	61,96
17,50		1,41	0,516	20	61,96

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.8.3.18. Diseño de acero por temperatura

El acero debe está comprendido entre 2,33 cm²/m – 12,70 cm²/m según el artículo AASHTO 5.10.6.2-2, para el diseño por temperatura se tomó la alama de la viga para estimar el acero requerido.

$$A_{s_{temp}} = \frac{18 \times b_v \times h_v}{2(b_v + h_v)} = \frac{18(0,25)(1,20)}{2(0,25 + 1,20)} = 1,862 \text{ cm}^2 < 2,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{temp}} = 1,20 \text{ m} \times 2,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2,796 \text{ cm}^2$$

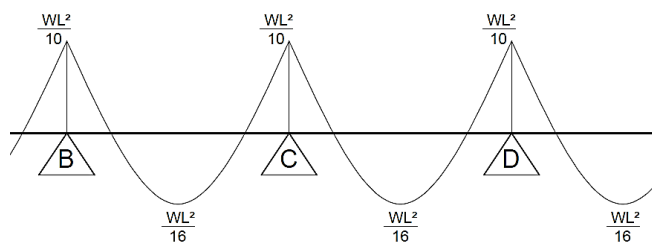
$$\#varillas = \frac{A_{s_{temp}}}{A_{s_{1/2''}}} = \frac{2,76}{1,27} = 2,151 = 2 \text{ varillas}$$

Armar con 2 No. 4 ϕ 1/2" @ 0,25 cm ambas caras del alma de viga.

2.8.4. Diseño de diafragma

Para el diseño del diafragma, por ser un elemento que únicamente su función estructura es la de darle rigidez a la estructura y riostras de las vigas, se considerara de modo conservativo el diseño de un diagrama interior.

Figura 33. Momentos actuantes en diafragmas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

2.8.4.1. Integración de cargas

- Datos de diseño

Peso específico del concreto (γ_c)	= 2 400 kg/m ³
Peso específico del asfalto (γ_{asf})	= 2 250 kg/m ³
Espesor de asfalto (t_{asf})	= 0,05 m
Espaciamiento entre vigas (S)	= 1,60 m
Resistencia del concreto (f'_c)	= 280 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm

- Integración para peso propio (DC)

$$W_{DC} = h_{d\text{iaf}} (b_{d\text{iaf}}) (S)(\gamma_c) = (1,30) (0,30) (1,60)(2,54)$$

$$W_{DC} = 0,936 \text{ ton/m}$$

$$M_{DC(-)} = \frac{W_{DC} (S)^2}{10} = \frac{0,936 (1,60)^2}{10} = 0,24 \text{ ton-m}$$

$$M_{DC(+)} = \frac{W_{DC} (S)^2}{16} = \frac{0,936 (1,60)^2}{16} = 0,15 \text{ ton-m}$$

- Integración para peso de asfalto (DW)

$$W_{DW} = t_{asf} (\gamma_{asf}) (1 \text{ m}) = (0,05) (2250) (1,00)$$

$$W_{DW} = 0,113 \text{ ton/m}$$

$$M_{DW(-)} = \frac{W_{DW} (S)^2}{10} = \frac{0,113 (1,60)^2}{10} = 0,029 \text{ ton-m}$$

$$M_{DW(+)} = \frac{W_{DW} (S)^2}{16} = \frac{0,113 (1,60)^2}{16} = 0,018 \text{ ton-m}$$

- Integración por carga viva + impacto (LL+IMP)

Utilizando el camión de diseño HL-93 de la figura 3, se toma la carga de 14,52 toneladas, pero se aplica únicamente un eje, por lo tanto, la carga actuante en 1 carril será la mitad y aplicando los factores para 1 carril y carga dinámica de impacto mostrados en la tabla III, según AASHTO 3.6.2.1.1.

$$P = \frac{14,52 \text{ ton}}{2} = 7,26 \text{ ton}$$

$$M_{LL+IMP(-)} = \frac{P (S)}{8} (1,2)(1,33) = \frac{7,26(1,60)}{8} (1,2)(1,33) = 2,317 \text{ ton-m}$$

$$M_{LL+IMP(+)} = \frac{P (S)}{9} (1,2)(1,33) = \frac{7,26(1,60)}{9} (1,2)(1,33) = 2,06 \text{ ton-m}$$

- Momento negativo

$$M_{u(-)} = 1,25 M_{DC(-)} + 1,50 M_{DW(-)} + 1,75 M_{LL+IMP(-)}$$

$$M_{u(-)} = 1,25 (0,24) + 1,50 (0,029) + 1,75 (2,317)$$

$$M_{u(-)} = 4,602 \text{ ton-m}$$

- Momento positivo

$$M_{u(+)} = 1,25 M_{DC(+)} + 1,50 M_{DW(+)} + 1,75 M_{LL+IMP(+)}$$

$$M_{u(+)} = 1,25 (0,15) + 1,50 (0,018) + 1,75 (2,06)$$

$$M_{u(+)} = 3,819 \text{ ton-m}$$

2.8.4.2. Cálculo de acero requerido

- Cálculo de peralte efectivo

Utilizando As \emptyset 5/8" y recubrimiento r = 5,00 cm

$$z = r + \frac{\emptyset_{5/8}}{2} = 5,00 + \frac{1,588}{2} + 0,953 = 6,75 \text{ cm}$$

$$d = h_{\text{diaf}} - r = 130 \text{ cm} - 6,75 \text{ cm} = 123,25 \text{ cm}$$

- Chequeo de acero mínimo (AASHTO 5.6.3.3)

AASHTO LRFD 2017 determina que el área de acero mínimo que debe tener la sección debe ser capaz de resistir el menor valor entre momento crítico (M_{cr}) y el momento M_u .

$$M_{cr(-)} = 1,10 \text{ fr } (S_x) = 1,10 (33,634) (84\ 500) = 31,26 \text{ ton-m}$$

Donde:

$$\text{fr} = 2,01 \sqrt{f'_c} \text{ kg / cm}^2 = 2,01 \sqrt{280} = 33,633 \text{ kg / cm}^2$$

$$S_x = b_{\text{diaf}} * h_{\text{diaf}}^2 / 6 = 25 (130)^2 / 6 = 84\ 500 \text{ cm}^3$$

Dado $M_u < M_{cr}$ entonces se debe diseñar con el 1,33 M_u , pero principalmente se debe verificar el acero mínimo para la sección de viga para los dos momentos generado.

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14 b_{\text{diaf}} d_{\text{diaf}}}{f_y} = \frac{14 \times 25 \times 123,25}{4\ 200} = 12,323 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de varillas para momento positivo y negativo

Utilizando $A_s \text{ } \emptyset 1" = 5,1 \text{ cm}^2$

$$\#varillas = \frac{A_{s_{min}}}{A_{s_{1"}}} = \frac{12,323}{5,1} = 2,42 \text{ varillas}$$

Utilizar 3 N8 $\emptyset 1"$

2.8.4.3. Diseño de acero por temperatura

El acero debe está comprendido entre 2,33 cm²/m – 12,70 cm²/m según el artículo AASHTO 5.10.6.2-2, para el diseño por temperatura se tomó la alama de la viga para estimar el acero requerido,

$$A_{s_{temp}} = \frac{18 \times b_{diaf} \times h_{diaf}}{2(b_{diaf} + h_{diaf})} = \frac{18(0,30)(1,30)}{2(0,30 + 1,30)} = 2,194 \text{ cm}^2 < 2,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{temp}} = (1,30 \text{ m} - 0,175 - 0,15 \text{ m}) \times 2,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2,272 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas = \frac{A_{s_{temp}}}{A_{s_{3/8"}}} = \frac{2,272}{0,71} = 3,245 = 3 \text{ varillas}$$

Armar con 3 N3 $\emptyset 3/8"$ @ 0,25 cm en ambas caras del alma de viga.

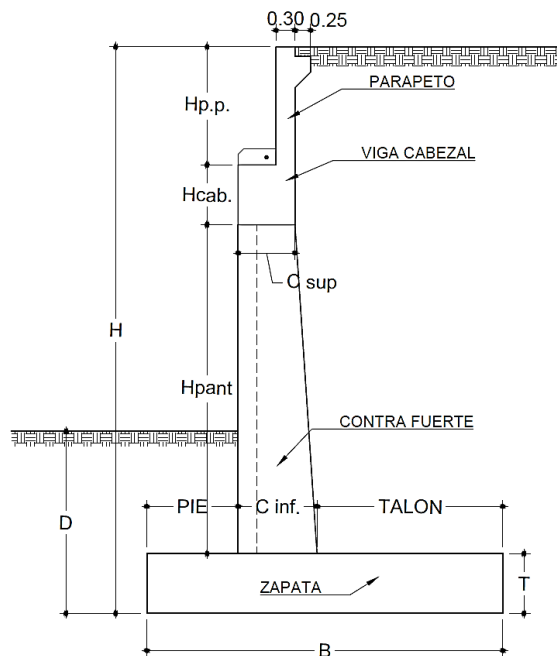
2.9. Diseño de la subestructura

Los estribos son estructura que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso al puente. Para este proyecto se contemplarán el diseño de estribos de concreto armado (muros en voladizo, con pantalla y contrafuerte) para los dos accesos del puente.

2.9.1. Predimensionamiento de estribos

Se pre-dimensiona con los valores mínimos sugeridos por AASHTO el cual su razonamiento se basa en la altura total de la estructura y a partir de ese valor se dan valores característicos a las partes de la infraestructura.

Figura 34. Predimensionamiento de estribo con contrafuerte y pantalla



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021

Estribo de entrada $H = 8.00$ m; Estribo de salida $H = 7.00$ m, entonces:

Tabla XXVIII. **Predimensionamiento de estribo de entrada CA1**

Descripcion	Simbologia	Predimension		Medida adoptado
		(m)		(m)
Ancho de cimiento	B	$0.60 H$	$= 4,80$	5,200
Espesor de zapata	T	$0.10 H$	$= 0,80$	0,950
Ancho sup. contrafuerte	C_{sup}	0,60	$= 0,60$	0,900
Ancho inf. Contrafuerte	C_{inf}	$0.1H$	$= 0,80$	1,100
Largo de pie de zapata	L_p	$B/3$	$= 1,73$	1,450
Largo talon de zapata	L_T	$B - L_p - C_{inf}$	$= 2,65$	2,650
Espesor de pantalla	T_{pan}	0,20	$= 0,30$	0,300
Altura de pantalla	H_{pan}	$H - T - H_{para} - H_{cab}$	$= 4,21$	4,206
Altura de parapeto	H_{para}	$H_{viga} + e_{neo} + T_{losa}$	$= 1,89$	1,894
Espesor de parapeto	T_{para}	0,20	$= 0,30$	0,400
Altura de viga cabezal	H_{cab}	$0.10 h$	$= 0,80$	0,950
Largo de contrafuerte	b_{con}	H_{cab}	$= 0,95$	1,000
Separacion de contrafuerte	S	$W/4$	$= 2,20$	2,200
Desplante	D	$2.00 + T$	$= 2,70$	2,700

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XXIX. **Predimensionamiento de estribo de salida CA2**

Descripcion	Simbologia	Predimension		Medida adoptado
		(m)		(m)
Ancho de cimiento	B	$0.60 H$	$= 4,20$	4,900
Espesor de zapata	T	$0.10 H$	$= 0,70$	0,950
Ancho sup. contrafuerte	C_{sup}	0,60	$= 0,60$	0,900
Ancho inf. Contrafuerte	C_{inf}	$0.1H$	$= 0,70$	1,000
Largo de pie de zapata	L_p	$B/3$	$= 1,63$	1,450
Largo talon de zapata	L_T	$B - L_p - C_{inf}$	$= 2,45$	2,450
Espesor de pantalla	T_{pan}	0,20	$= 0,20$	0,300
Altura de pantalla	H_{pan}	$H - T - H_{para} - H_{cab}$	$= 3,21$	3,206
Altura de parapeto	H_{para}	$H_{viga} + e_{neo} + T_{losa}$	$= 1,89$	1,894
Espesor de parapeto	T_{para}	0,20	$= 0,20$	0,400
Altura de viga cabezal	H_{cab}	$0.10 h$	$= 0,70$	0,950
Largo de contrafuerte	b_{con}	H_{cab}	$= 0,95$	0,900
Separacion de contrafuerte	S	$W/4$	$= 2,20$	2,200
Desplante	D	$2.00 + T$	$= 2,95$	2,950

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2. Diseño de estribos

- Datos de diseño para estribo de entrada CA1

Peso específico del suelo (γ_t)	= 1,75 ton/m ³
Angulo de fricción interna del suelo (ϕ°)	= 29,89°
Cohesión del suelo (c')	= 2,97 ton/m ²
Capacidad soporte del suelo (q_{perm})	= 3,372 ton/m ²
Peso específico del concreto (γ_c)	= 2,40 ton/m ³
Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo (f_y)	= 4 200 kg/cm ²

- Datos de diseño para estribo de salida CA2

Peso específico del suelo (γ_t)	= 1,80 ton/m ³
Angulo de fricción interna del suelo (ϕ°)	= 32,09°
Cohesión del suelo (c')	= 1,84 ton/m ²
Capacidad soporte del suelo (q_{perm})	= 2,4623 ton/m ²
Peso específico del concreto (γ_c)	= 2,40 ton/m ³
Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo (f_y)	= 4 200 kg/cm ²

- Cargas actuantes y ubicación de cargas actuantes de la subestructura

Se tomarán las reacciones generadas hacia los apoyos, tomando la carga distribuida generada por las cargas aplicadas en la superestructura, tal como lo es, el peso propio (DC), la carga de asfalto (DW) y la carga viva HL-93 (LL+IMP).

- Reacción por el peso propio DC

Las reacciones generadas por la superestructura utilizadas en la sección 2.8.3.17.2 de este informe; realizando la sumatoria para las 5 vigas se tiene.

$$R_{DC} = 42,256 \times 5 = 211,28 \text{ ton}$$

- Reacción por peso de asfalto DW

Realizando la sumatoria para las 5 vigas se tiene:

$$R_{DW} = 3,465 \times 5 = 17,325 \text{ ton}$$

- Reacción para carga viva HL-93

Aplicando el teorema de Barré para determinar la carga viva (P_L) de servicio, para una luz de 35,00, (Ver anexo 1), aumentando el doble dado a que se diseña para dos carriles cargado.

$$R_{DW} = 56,58 \times 2 = 113,16 \text{ ton}$$

- Ubicación de las cargas actuantes

Se mide la distancia X_r desde la base del pie de la zapata hacia el extremo de la viga, en posición horizontal, (Ver figura 37). Para cada estribo se tiene:

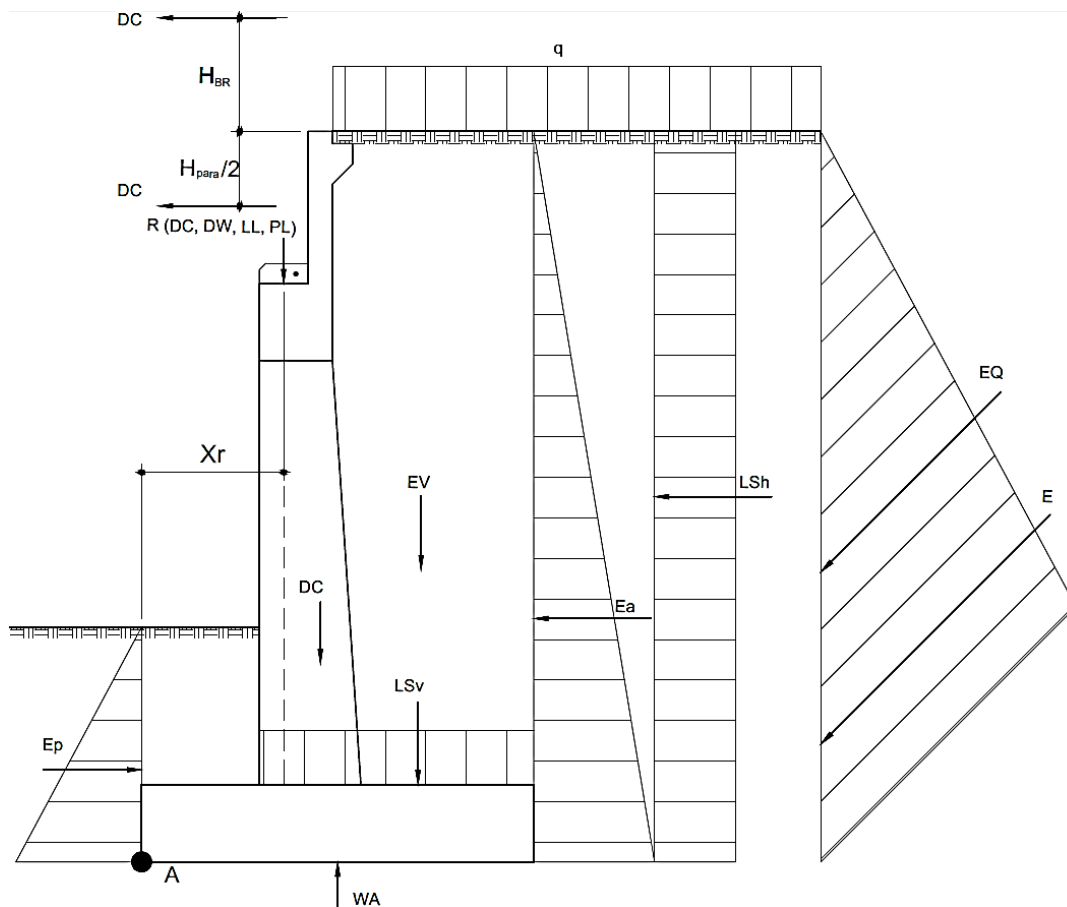
$$X_{rCA1} = \frac{C_{sup} - T_{para}}{2} + L_p = \frac{0,90 - 0,40}{2} + 1,45 = 1,70 \text{ m}$$

$$X_{rCA2} = \frac{C_{sup} - T_{para}}{2} + L_p = \frac{0,90 - 0,40}{2} + 1,45 = 1,70 \text{ m}$$

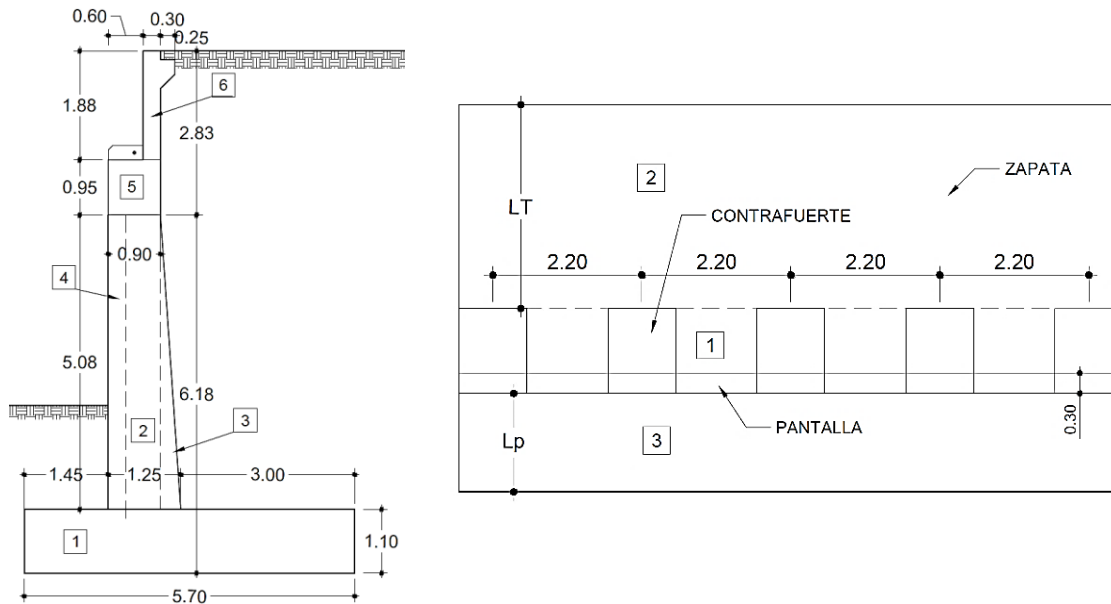
2.9.2.1. Integración de cargas y momentos actuantes

Para la integración de cargas que actúan sobre el estribo, se debe analizar todas las cargas que harán que este se desestabilice, por lo tanto, se debe realizar un diagrama de cuerpo libre en el elemento e identificar todas fuerzas que entran en papel. Para la siguiente figura se representa las cargas actuantes, y un predimensionamiento inicial para el análisis de la subestructura.

Figura 35. Diagrama de presiones y cargas actuantes en estructura



Continua figura 35.



Fuente: elaboración propia, elaboración AutoCAD 2021.

Se verifica las presiones actuantes sobre el muro por 3 chequeos, los cuales son, chequeo por volteo, chequeo por deslizamiento y chequeo por presiones o capacidad soporte, por lo tanto, se debe calcular las presiones verticales y las presiones horizontales que se generan en el muro. Se verificará el estribo con puente.

2.9.2.1.1. Cargas verticales

- Integración de peso propio (DC)

Se deberá obtener el peso propio de los elementos del estribo, y multiplicarlo por el brazo o la distancia hacia el punto A.

Tabla XXX. Cálculo de peso propio de estribo

Estribo de entrada CA1					
Fig.	Volumen		Peso	Brazo	Momento
		m3	ton	m	ton · m
1	$B \cdot T \cdot S = 10,868$		26,08	2,60	67,82
2	$C_{sup} \cdot b_{con} \cdot H_{pan} = 3,785$		9,14	1,90	17,36
3	$0.5 \cdot (C_{inf} - C_{sup}) \cdot b_{con} \cdot H_{pan} = 0,421$		1,02	2,42	2,45
4	$T_{pan} \cdot H_{pan} \cdot (S - b_{con}) = 1,514$		3,66	1,60	5,85
5	$H_{cab} \cdot C_{sup} \cdot S = 1,881$		4,51	1,90	8,58
6	$T_{para} \cdot H_{para} \cdot S = 1,667$		3,95	2,15	8,49
	Total		48,35		110,55

Estribo de salida CA2					
Fig.	Volumen		Peso	Brazo	Momento
		m3	ton	m	ton · m
1	$B \cdot T \cdot S = 10,241$		24,58	2,45	60,22
2	$C_{sup} \cdot b_{con} \cdot H_{pan} = 2,597$		6,23	1,90	11,84
3	$0.5 \cdot (C_{inf} - C_{sup}) \cdot b_{con} \cdot H_{pan} = 0,144$		0,35	2,38	0,83
4	$T_{pan} \cdot H_{pan} \cdot (S - b_{con}) = 1,250$		3,00	1,60	4,80
5	$H_{cab} \cdot C_{sup} \cdot S = 1,881$		4,51	1,90	8,58
6	$T_{para} \cdot H_{para} \cdot S = 1,667$		4,00	2,15	8,60
	Total		42,67		94,86

Fuente: elaboración propia.

Dividiendo entre el espaciamiento de contrafuertes ($S=2,2$ m) se tiene que:

- Estribo de entrada CA1

Momento por peso propio $M_{DC} = 50,231$ ton-m

Peso total elemento $W_{DC} = 21,966$ ton

- Estribo de salida CA2

Momento por peso propio $M_{DC} = 43,12 \text{ ton-m}$

Peso total elemento $W_{DC} = 19,397 \text{ ton}$

- Integración para relleno (EV)

Tabla XXXI. **Cálculo de peso de relleno**

Estribo de entrada CA1					
Fig.	Volumen		Peso	Brazo	Momento
		m3	ton	m	ton · m
1	$(C_{sup} - T_{pan})(H-T)(S-b_{con}) = 5,076$		8,88	2,05	18,21
2	$L_T \cdot (H-T) \cdot S = 41,102$		71,93	3,23	231,97
3	$L_p \cdot (D-T) \cdot S = 5,583$		9,77	0,73	7,08
			90,58		257,26

Estribo de salida CA2					
Fig.	Volumen		Peso	Brazo	Momento
		m3	ton	m	ton · m
1	$(C_{sup} - T_{pan})(H-T)(S-b_{con}) = 4,719$		8,49	2,05	17,41
2	$L_T \cdot (H-T) \cdot S = 32,610$		58,70	3,13	183,43
3	$L_p \cdot (D-T) \cdot S = 6,380$		11,48	0,73	8,33
			78,68		209,17

Fuente: elaboración propia, en base a figura 35.

Dividiendo entre el espaciamiento de contrafuertes ($S=2,2 \text{ m}$) se tiene que:

- Estribo de entrada CA1

Momento por peso propio $M_{EV1} = 116,936 \text{ ton-m}$

Peso total elemento $W_{EV1} = 41,173 \text{ ton}$

- Estribo de salida CA2

Momento por peso propio $M_{EV1} = 95,076 \text{ ton-m}$

Peso total elemento $W_{EV1} = 35,762 \text{ ton}$

- Momento generado por relleno de acción pasiva (EV)

Para determinar fuerzas actuantes de relleno o del terreno sobre el muro se aplicará la teoría de Bowles, para la acción pasiva y acción activa del suelo.

- Estribo de entrada CA1

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 29,89}{1 - \sin 29,89} = 2,987$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_t k_p D^2 = \frac{1}{2} \times 1,75 \times 2,987 \times 2,70 \times 1 \text{ m} = 19,052 \text{ ton}$$

$$M_p = E_p \times \frac{D}{3} = 19,052 \times 0,90 = 17,146 \text{ ton-m}$$

$$M_{EV} = M_{EV1} + M_p = 116,936 + 17,146 = 134,083 \text{ ton-m}$$

- Estribo de salida CA2

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 32,09}{1 - \sin 32,09} = 3,267$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_t k_p D^2 = \frac{1}{2} \times 1,80 \times 3,267 \times 2,95 \times 1 \text{ m} = 25,585 \text{ ton}$$

$$M_p = E_p \times \frac{D}{3} = 25,585 \times 0,983 = 25,159 \text{ ton-m}$$

$$M_{EV} = M_{EV1} + M_p = 95,076 + 25,159 = 120,235 \text{ ton-m}$$

- Momentos generados por superestructura (DCs, DWs, LLIMs)

Convirtiendo las reacciones obtenidas en cargas distribuidas dividiendo entre el ancho del puente $W=8,80$.

Tabla XXXII. **Cálculo de momentos por superestructura**

Estribo de entrada CA1				
Descripción	Simbología	Reacción (ton)	Brazo (m)	Momento (ton·m)
Super estructura	M_{DCs}	24,01	1,7	40,82
Carpeta asfáltica	M_{DWs}	1,97	1,7	3,35
Carga viva HL-93	M_{LLIMs}	12,86	1,7	21,86
Estribo de salida CA2				
Descripción	Simbología	Reacción (ton)	Brazo (m)	Momento (ton·m)
Super estructura	M_{DCs}	24,01	1,7	40,82
Carpeta asfáltica	M_{DWs}	1,97	1,7	3,35
Carga viva HL-93	M_{LLIMs}	12,86	1,7	21,86

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Momento de sobrecarga de tráfico (LS_v)

La norma AGIES NSE 5 indica que se puede considerar una sobrecarga distribuida de $q = 1 \text{ ton/m}$.

- Estribo de entrada CA1

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 29,89}{1 + \sin 29,89} = 0,335$$

$$Ph = q k_a = 1 \times 0,335 = 0,335 \text{ ton /m}$$

$$LS_v = Ph \times L_T = 0,335 \times 2,65 = 1,00 \text{ ton}$$

$$M_{LSV} = LS_v \times \left(\frac{L_T}{2} + (B - L_T) \right) = 1,0 \times \left(\frac{2,65}{2} + (5,2 - 2,65) \right) = 3,438 \text{ ton-m}$$

- Estribo de salida CA2

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 32,09}{1 + \sin 32,09} = 0,306$$

$$Ph = q k_a = 1 \times 0,306 = 0,306 \text{ ton /m}$$

$$LS_v = Ph \times L_T = 0,306 \times 2,45 = 0,75 \text{ ton}$$

$$M_{LSV} = LS_v \times \left(\frac{L_T}{2} + (B - L_T) \right) = 0,75 \times \left(\frac{2,45}{2} + (4,9 - 2,45) \right) = 2,756 \text{ ton-m}$$

2.9.2.1.2. Cargas horizontales

- Momentos o carga de frenado (BR)

Según el artículo AASHTO 3.6.4 se toma como el mayor valor de

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se emplean los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica IM. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80 m sobre la superficie de la calzada.

$$BR = 5 \% R_{LLIM} = 0,05 \times 12,86 = 0,643$$

- Estribo de entrada CA1

$$Y=H+1,80 \text{ m} = 8,00 + 1,80 = 9,8 \text{ m}$$

$$M_{BR}=BR \times Y = 9,80 \times 0,643 = 6,301 \text{ ton-m}$$

- Estribo de salida CA2

$$Y=H+1,80 \text{ m} = 7,00 + 1,80 = 8,80 \text{ m}$$

$$M_{BR}=BR \times Y = 8,8 \times 0,643 = 5,658 \text{ ton-m}$$

- Momento de sobrecarga de tráfico (LS_h)

La norma AGIES NSE 5 indica que se puede considerar una sobrecarga distribuida de $q = 1 \text{ ton/m}$.

- Estribo de entrada CA1

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 29,89}{1 + \sin 29,89} = 0,335$$

$$Ph = q k_a = 1 \times 0,335 = 0,335 \text{ ton /m}$$

$$LS_h = Ph \times H = 0,335 \times 8 = 2,679 \text{ ton}$$

$$M_{LSH} = LS_v \times H/2 = 2,679 \times 8/2 = 10,714 \text{ ton-m}$$

- Estribo de salida CA2

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 32,09}{1 + \sin 32,09} = 0,306$$

$$Ph = q k_a = 1 \times 0,306 = 0,306 \text{ ton /m}$$

$$LS_h = Ph \times H = 0,306 \times 7 = 2,143 \text{ ton}$$

$$M_{LSH} = LS_v \times H/2 = 2,143 \times 7/2 = 7,5 \text{ ton-m}$$

- Momento de presión horizontal (EH)

Se calculo utilizando el teorema de Mononobe Okabe (AGIES NSE 5.3).

- Estribo de entrada CA1

$$W_a = \gamma_t H k_a = 1,75 \times 8 \times 0,335 = 4,687 \text{ ton/m}^2$$

$$E_H = W_a H/2 = 4,687 \times 8/2 = 18,75 \text{ ton}$$

$$M_{EH} = \frac{W_a H^2}{8} = \frac{4,687 \times 8^2}{8} = 37,499 \text{ ton-m}$$

- Estribo de salida CA2

$$W_a = \gamma_t H k_a = 1,80 \times 7 \times 0,306 = 3,857 \text{ ton/m}^2$$

$$E_H = W_a H/2 = 3,857 \times 7/2 = 13,5 \text{ ton}$$

$$M_{EH} = \frac{W_a H^2}{8} = \frac{3,857 \times 7^2}{8} = 23,625 \text{ ton-m}$$

2.9.2.2. Análisis sísmico según AGIES 2018

El análisis sísmico se basa en el reglamento de diseño AGIES Guatemala, el cual ya se encuentran definidas en la tabla de Listados de Amenaza Sísmica y Velocidad de Viento de la tabla A-1 NSE 2-2018⁴; los parámetros de diseño.

⁴ ASOCIACIÓN de Guatemala de Ingeniería Estructura y Sismo. *Demanda estructurales y condiciones de sitio NSE 2*. Guatemala 2018 p. 89.

Tabla XXXIII. **Amenaza sísmica y velocidad de viento**

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_0	S_{cr}	S_{1r}	
207	San José del Golfo	Guatemala	4,1	1,3	0,50 g	100

Fuente: ASOCIACIÓN de Guatemala de Ingeniería Estructura y Sismo. *Demanda estructurales y condiciones de sitio*. p. 88.

Conociendo el grado de amenaza sísmica de la región se procede a identificar ciertos parámetros dependiendo el tipo de obra a diseñar, según su importancia y utilidad, de acuerdo a la norma AGIES NSE 2 -2.08.

Importancia de obra	Ordinaria	Art. 4.2 NSE 2-2018
Zona sísmica	4	Art. 4.2.2 NSE 2-2018
Tipo de suelo	D (suelo firme)	Art. 4.3.1 NSE 2-2018
Tipo de sismo	Ordinario	Art. 4.4.2 NSE 2-2018

- Datos de condiciones de sitio AGIES NSE 2-2018

Factor de periodos cortos de vibración	$N_a = 1,0$ $T \geq 10\text{km}$	Tabla 4.6.2.2
Coeficiente de condición de sitio	$F_a = 1,0$	Tabla 4.5.1
Factor de modificación de nivel de sismo	$k_d = 0,66$	Tabla 4.5.5.1

2.9.2.2.1. Cálculo de parámetros sísmicos

Prosiguiendo con los métodos empíricos de la norma AGIES, se emplean las fórmulas y parámetros de ajuste para determinar los coeficientes sísmicos en la dirección X y en la dirección Y.

$S_{CS} = S_{cr} \times F_a \times N_a = 1,30(1)(1) = 1,3$	Art. 4.5.3 NSE 2
$S_{cd} = k_d \times S_{CS} = 0,66 \times 1,3 = 0,858$	Art. 4.5-.5 - 1 NSE 2
$AMS_d = 0,40 S_{cd} = 0,40 (0,858) = 0,343$	Art. 4.5.8 - 1NSE 2
$Am = (1,45-AMS_d) AMS_d = (1,45-0,343)(0,343) = 0,38$	Art. 4.5.8 - 1 NSE 2

2.9.2.2.2. Cálculo de coeficientes sísmicos

Coeficiente sísmico horizontal	$k_h = 0,67 Am = 0,67(0,38) = 0,255$
Coeficiente sísmico vertical	$k_v = 0,5 k_h = 0,127$

2.9.2.3. Integración de cargas y momentos generados por sismo

Utilizando los valores encontrados en las tablas XXVIII, tabla XXIX y tabla XXX, para las cargas sísmicas generadas por el peso propio del estribo peso del relleno y las reacciones de la superestructura, respectivamente.

Tabla XXXIV. **Cargas sísmicas generadas en estribo**

Estribo de entrada CA1		
Descripcion	Simb.	Cargas horizontales
		ton
Carga sísmica de superestructura	PEQ1	$W_{DCs} + W_{DWs} = 25,978$
Carga sísmica de estribo	PEQ2	$k_h \cdot W_{DC} = 5,59$
Carga sísmica por relleno	PEQ3	$k_h \cdot W_{EV1} = 10,479$
Carga sísmica del suelo	PEQ4	$0.5 (AMS_d - k_a) H^2 \cdot \gamma_t = 0,47$
Estribo de salida CA2		
Descripcion	Simb.	Cargas horizontales
		ton
Carga sísmica de superestructura	PEQ1	$W_{DCs} + W_{DWs} = 25,978$
Carga sísmica de estribo	PEQ2	$k_h \cdot W_{DC} = 4,936$
Carga sísmica por relleno	PEQ3	$k_h \cdot W_{EV1} = 9,101$
Carga sísmica del suelo	PEQ4	$0.5 (AMS_d - k_a) H^2 \cdot \gamma_t = 1,635$

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

De acuerdo a la tabla anterior y como se muestra en la figura 35, se calcula el brazo hasta donde se encuentra las fuerzas actuantes calculadas en la tabla anterior, para así determinar el momento actuante. Desde el punto A, se calcula las distancias para las cargas del empuje del terreno y las cargas de la superestructura, para las fuerzas por el estribo y el peso propio se calcula la distancia como la relación entre el momento y el peso de la estructura y el relleno ($X = M_{DC}/W_{DC}$).

Para las cargas y esfuerzos generados por el sismo se emplea los coeficientes sísmicos según la dirección actuante de la carga hacia la subestructura, por lo tanto, se tiene lo siguiente.

Tabla XXXV. Cargas y momento generado por sismo

Estribo de entrada CA1				
Descripcion	Simb.	P _{EQ}	Distancia o brazo	M _h
			m	ton · m
Carga sísmica de superestructura	MEQ1	25,978	$k_h \cdot (H - H_{para}/2) = 7,05$	46,63
Carga sísmica de estribo	MEQ2	5,59	$M_{DC}/W_{DC} = 2,29$	12,78
Carga sísmica por relleno	MEQ3	10,479	$M_{EV1}/W_{VE1} = 2,84$	29,76
Carga sísmica del suelo	MEQ4	0,47	$H/2 = 4,00$	1,88
Estribo de salida CA2				
Descripcion	Simb.	P _{EQ}	Distancia o brazo	M _h
			m	ton · m
Carga sísmica de superestructura	MEQ1	25,978	$k_h \cdot (H - H_{para}/2) = 6,05$	40,02
Carga sísmica de estribo	MEQ2	4,936	$M_{DC}/W_{DC} = 2,22$	10,97
Carga sísmica por relleno	MEQ3	9,101	$M_{EV1}/W_{VE1} = 2,66$	24,20
Carga sísmica del suelo	MEQ4	1,635	$H/2 = 3,50$	5,72

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Por consiguiente, posteriormente de haber calculado las fuerzas verticales y las fuerzas horizontales que actuarán sobre el muro, es necesario verificar los análisis de estabilidad estática basándose en los reglamentos de AASHTO LRFD, por ende, en la siguiente sección se muestra un resumen de las cargas horizontales y verticales actuantes tanto para estribo de entrada como para estribo de salida.

Es indispensable el cálculo de cada carga actuante en sentido horizontal ya que es la manera en la que se comporta el sismo, de igual manera para las cargas resistentes o verticales.

2.9.2.3.1. Resumen de cargas

Ya habiendo calculado las cargas horizontales y verticales se verifica los chequeos de resistencia de volteo, deslizamiento y presión máxima con las cargas siguientes.

Tabla XXXVI. Resumen de cargas verticales

Estribo de entrada CA1			
Descripción	Sim.	Vu (ton)	Mv (ton-m)
Peso propio de estribo	DC	21,98	50,25
Peso por superestructura	DCs	24,01	40,82
Peso de asfalto	DW	1,97	3,35
Peso vertical de suelo de relleno	EV	41,17	134,08
Carga viva+impacto HL-93	LLIMP	12,86	21,86
Sobrecarga de trafico	LSv	0,89	3,44

Estribo de salida CA2			
Descripción	Sim.	Vu (ton)	Mv (ton-m)
Peso propio de estribo	DC	19,40	43,12
Peso por superestructura	DCs	24,01	40,82
Peso de asfalto	DW	1,97	3,35
Peso vertical de suelo de relleno	EV	35,76	120,24
Carga viva+impacto HL-93	LLIMP	12,86	21,86
Sobrecarga de trafico	LSv	0,75	2,76

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

De igual manera se presenta el resumen de las cargas horizontales que son las que hacen que se desestabilice la estructura y que estas deben ser soportadas por las cargas verticales.

Tabla XXXVII. Resumen de cargas horizontales

Estribo de entrada CA1			
Descripción	Sim.	Hu (ton)	Mh (ton · m)
Sobrecarga de trafico	LSH	2,68	10,71
Empuje horizontal de suelo	EH	18,75	37,50
Carga sísmica superestructura	EQ ₁	25,98	46,71
Carga sísmica de estribo	EQ ₂	5,59	12,79
Carga sísmica por relleno	EQ ₃	10,48	29,76
Carga sísmica del suelo	EQ ₄	0,47	1,88
Sobrecarga de frenado	BR	0,64	6,30

Estribo de salida CA2			
Descripción	Sim.	Carga horizontal (ton)	Mh (ton · m)
Sobrecarga de trafico	LSH	2,14	7,50
Empuje horizontal de suelo	EH	13,50	23,62
Carga sísmica superestructura	EQ ₁	25,98	40,02
Carga sísmica de estribo	EQ ₂	4,94	10,97
Carga sísmica por relleno	EQ ₃	9,10	24,20
Carga sísmica del suelo	EQ ₄	1,64	5,72
Sobrecarga de frenado	BR	0,64	5,66

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.3.2. Estados limites aplicados y combinaciones de cargas

Se toma en cuenta que los estados limites aplicados de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables que para este caso se tiene un valor $n = n_D n_R n_I = 1$, y como se muestra en la tabla V y en la tabla VI las combinaciones para cada estado límite, se aplicara para las cargas horizontales y para las cargas verticales o resistentes.

Tabla XXXVIII. Cargas verticales

Estribo de entrada CA1							
Carga	DC	DCs	DW	EV	LLIMP	LSv	$\Sigma=Vu$
Vu (ton)	21,98	24,01	1,97	41,17	12,86	0,89	102,88
Resistencia 1a	19,78	21,61	1,28	41,17	0,00	1,55	85,39
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	27,47	30,01	2,95	55,58	22,50	1,55	140,08
	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Evento extremo 1a	19,78	21,61	1,28	41,17	0,00	0,44	84,29
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	
Evento extremo 1b	27,47	30,01	2,95	55,58	6,43	0,44	122,90
	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
Servicio 1	21,98	24,01	1,97	41,17	12,86	0,89	102,88
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Estribo de salida CA2							
Carga	DC	DCs	DW	EV	LLIMP	LSv	$\Sigma=Vu$
V (ton)	19,40	24,01	1,97	35,76	12,86	0,75	94,75
Resistencia 1a	17,46	21,61	1,28	35,76	0,00	1,31	77,42
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	24,25	30,01	2,95	48,28	22,50	1,31	129,30
	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Evento extremo 1a	17,46	21,61	1,28	35,76	0,00	0,37	76,48
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	
Evento extremo 1b	24,25	30,01	2,95	48,28	6,43	0,37	112,29
	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
Servicio 1	19,40	24,01	1,97	35,76	12,86	0,75	94,75
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XXXIX. Momentos resistentes verticales

Estribo de entrada CA1							
Carga	DC	DCs	DW	EV	LLIMP	LSv	$\Sigma=M_{vu}$
Mv (ton-m)	50,25	40,82	3,35	134,08	21,86	3,44	253,79
Resistencia 1a	45,22	36,73	2,18	134,08	0,00	6,02	224,23
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	62,81	51,02	5,02	181,01	38,26	6,02	344,13
	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Evento extremo 1a	45,22	36,73	2,18	134,08	0,00	1,72	219,93
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	
Evento extremo 1b	62,81	51,02	5,02	181,01	10,93	1,72	312,51
	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
Servicio 1	50,25	40,82	3,35	134,08	21,86	3,44	253,79
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Continua tabla XXXIX.

Estribo de entrada CA2							
Carga	DC	DCs	DW	EV	LLIMP	LSv	$\Sigma=M_{vu}$
Mv	43,12	40,82	3,35	120,24	21,86	2,76	232,13
Resistencia 1a	38,81	36,73	2,18	120,24	0,00	4,82	202,78
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	53,90	51,02	5,02	162,32	38,26	4,82	315,34
	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Evento extremo 1a	38,81	36,73	2,18	120,24	0,00	1,38	199,33
	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,50	
Evento extremo 1b	53,90	51,02	5,02	162,32	10,93	1,38	284,56
	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	
Servicio 1	43,12	40,82	3,35	120,24	21,86	2,76	232,13
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XL. **Cargas horizontales**

Estribo de entrada CA1								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	$\Sigma=Hu$
H (ton)	2,68	18,75	25,98	5,59	10,48	0,47	0,64	64,59
Resistencia 1a	4,69	28,12	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	33,94
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	4,69	28,12	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	33,94
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	1,34	28,12	25,98	5,59	10,48	0,47	0,32	72,30
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	1,34	28,12	25,98	5,59	10,48	0,47	0,32	72,30
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	2,68	18,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,64	22,07
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Estribo de salida CA2								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	$\Sigma=Hu$
H (ton)	2,14	13,50	25,98	4,94	9,10	1,64	0,64	57,94
Resistencia 1a	3,75	20,25	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	25,13
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	3,75	20,25	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	25,13
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	1,07	20,25	25,98	4,94	9,10	1,64	0,32	63,29
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	1,07	20,25	25,98	4,94	9,10	1,64	0,32	63,29
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	2,14	13,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,64	16,29
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XLI. **Momentos de volteo horizontales**

Estribo de entrada CA1								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	10,71	37,50	46,71	12,79	29,76	1,88	6,30	145,65
Resistencia 1a	18,75	56,25	0,00	0,00	0,00	0,00	11,03	86,02
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	18,75	56,25	0,00	0,00	0,00	0,00	11,03	86,02
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	5,36	56,25	46,71	12,79	29,76	1,88	3,15	155,90
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	5,36	56,25	46,71	12,79	29,76	1,88	3,15	155,90
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	10,71	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00	6,30	54,51
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Estribo de salida CA2								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	7,50	23,62	40,02	10,97	24,20	5,72	5,66	117,70
Resistencia 1a	13,12	35,44	0,00	0,00	0,00	0,00	9,90	58,46
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	13,12	35,44	0,00	0,00	0,00	0,00	9,90	58,46
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	3,75	35,44	40,02	10,97	24,20	5,72	2,83	122,93
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	3,75	35,44	40,02	10,97	24,20	5,72	2,83	122,93
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	7,50	23,62	0,00	0,00	0,00	0,00	5,66	36,78
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.4. Chequeo de deslizamiento

Se chequea el estribo para evitar el deslizamiento horizontal, observando la Figura 35, las cargas que generan el volteo del elemento desde el punto A, en la base son las cargas horizontales resumidas en la tabla XXXIX (LS_h, EH, EQ y BR) que dichas fuerzas deben ser soportadas por las cargas verticales o estabilizadores (DC, DW, EV, LI+IM, LS_v), verificadas únicamente para los estados de Resistencia I y Evento Extremo I. Según el artículo AASHTO 10.6.3.

- Estribo de entrada CA1

Factor de fricción	$\mu = \tan \phi_t = \tan 29,89 = 0,575$
Empuje pasivo	$E_p = 19,052 \text{ ton}$
Cohesión del suelo	$c = 0,297 \text{ kg/cm}^2$
Cohesión del suelo	$c' = 0,5 c = 0,50 (0,297) = 1,485 \text{ ton/m}^2$
Empuje por cohesión	$E_c = c'B = 1,485 (5,2) (1) = 7,722 \text{ ton}$

- Estribo de salida CA2

Factor de fricción	$\mu = \tan \phi_t = \tan 32,09 = 0,627$
Empuje pasivo	$E_p = 25,585 \text{ ton}$
Cohesión del suelo	$c = 0,184 \text{ kg/cm}^2$
Cohesión del suelo	$c' = 0,5 c = 0,50 (0,184) = 0,92 \text{ ton/m}^2$
Empuje por cohesión	$E_c = c'B = 0,92 (4,9) (1) = 4,508 \text{ ton}$

Por lo tanto, tomando las fuerzas verticales (V_u) de la tabla XXXVIII y las fuerzas horizontales de la tabla XXXVI y aplicando la siguiente ecuación.

$$F_f = E_p + E_c + \mu \phi V_u$$

Donde:

F_f	= Fuerza de fricción resistente (ton)
ϕ	= Factor de reducción por Resistencia I = 0,8
ϕ	= Factor de reducción por Evento extremo I = 1
E_p	= Empuje pasivo del suelo (ton).
E_c	= Resistencia de por cohesión del suelo (ton).

μ = Factor de fricción del suelo.

V_u = Cargas verticales resistentes (ton).

Tabla XLII. **Chequeo de deslizamiento**

Estribo de entrada CA1									
Estado limite	E_p (ton)	E_c (ton)	μ	ϕ_r	ϕ_{ex}	V_u (ton)	F_f (ton)	H_u (ton)	% H_u/F_f
Resistencia 1a	19,05	7,72	0,57	0,80	-	85,39	66,04	33,94	<i>¡Ok!</i>
Resistencia 1b	19,05	7,72	0,57	0,80	-	140,08	91,19	33,94	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1a	19,05	7,72	0,57	-	1,00	84,29	75,22	72,30	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1b	19,05	7,72	0,57	-	1,00	122,90	97,41	72,30	<i>¡Ok!</i>

Estribo de salida CA2									
Estado limite	E_p (ton)	E_c (ton)	μ	ϕ_r	ϕ_{ex}	V_u (ton)	F_f (ton)	H_u (ton)	% H_u/F_f
Resistencia 1a	25,59	4,51	0,63	0,80	-	77,42	68,93	25,13	<i>¡Ok!</i>
Resistencia 1b	25,59	4,51	0,63	0,80	-	129,30	94,96	25,13	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1a	25,59	4,51	0,63	-	1,00	76,48	78,05	63,29	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1b	25,59	4,51	0,63	-	1,00	112,29	100,51	63,29	<i>¡Ok!</i>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.5. **Cheque por volteo**

Para determinar si la estructura cumple con los límites permitidos por volteo según AASHTO 11.6.3.3, se debe cumplir únicamente los estados límites de Resistencia I y para Evento Extremo I.

- Estado límite de Resistencia (AASHTO Art. 11.6.3.3)

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central, teniendo una excentricidad siguiente ($e < B/4$), excepto el caso de un suelo fuerte o rocoso en que la excentricidad se debe mantener en los 9/10 centrales ($e < 0,45 B$).

$$e_{\max \text{ CA1}} = \frac{B}{4} = \frac{5,2}{4} = 1,30 \text{ m}$$

$$e_{\max \text{ CA2}} = \frac{B}{4} = \frac{4,9}{4} = 1,225 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo (AASHTO Art. 11.6.5.1)

Se debe mantener para este caso la resultante en la base del cimiento dentro de $(e < 11/30B)$ de la base, de la cual para valores $\gamma_{EQ} = 1$.

$$e_{\max \text{ CA1}} = \frac{11}{3} B = \frac{11}{30} (5,20) = 1,907 \text{ m}$$

$$e_{\max \text{ CA2}} = \frac{11}{3} B = \frac{11}{30} (4,90) = 1,797 \text{ m}$$

Por lo consiguiente para determinar la excentricidad total generado se debe tomar de los estados límites calculados para las cargas verticales y horizontales, se obtiene excentricidad como:

$$\bar{X} = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$$

$$e_{\text{real}} = \frac{B}{2} - \bar{X}$$

Tabla XLIII. **Cheque por volteo de estribo**

Estribo de entrada CA1									
Estado limite	M_{Vu}	M_{Hu}	V_u	X	B	e_{real}	e_{max}	e_{real}/e_{max} %	Cumple
	ton · m	ton · m	ton	m	m	m	m		
Resistencia 1a	224,23	86,02	85,39	1,62	5,20	0,98	1,30	75,5%	¡OK!
Resistencia 1b	344,13	86,02	140,08	1,84	5,20	0,76	1,30	58,3%	¡OK!
Evento extremo 1a	219,93	155,90	84,29	0,76	5,20	1,84	1,91	96,5%	¡OK!
Evento extremo 1b	312,51	155,90	122,90	1,27	5,20	1,33	1,91	69,5%	¡OK!

Estribo de entrada CA2									
Estado limite	M_{Vu}	M_{Hu}	V_u	X	B	e_{real}	e_{max}	e_{real}/e_{max} %	Cumple
	ton · m	ton · m	ton	m	m	m	m		
Resistencia 1a	202,78	58,46	77,42	1,86	4,90	0,59	1,23	47,8%	¡OK!
Resistencia 1b	315,34	58,46	129,30	1,99	4,90	0,46	1,23	37,8%	¡OK!
Evento extremo 1a	199,33	122,93	76,48	1,00	4,90	1,45	1,80	80,8%	¡OK!
Evento extremo 1b	284,56	122,93	112,29	1,44	4,90	1,01	1,80	56,2%	¡OK!

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.6. **Chequeo de capacidad soporte**

Los límites de igual manera que el chequeo por volteo se debe verificar los límites por cheque por capacidad soporte y presiones, según AASHTO 11.6.3.3, de lo cual explica que también se debe cumplir con los límites de Resistencia I y Evento Extremo I.

- Estado límite de Resistencia I (AASHTO Art. 11.5.7-1)

Debe cumplir que la presión generada por la estructura no debe ser mayor al 45 % de la presión máxima del suelo aplicando un factor de seguridad de 3.

$$q_{\max \text{ CA1}} = 0,45 \times F_s \times q_{\text{perm}} = 0,45 (3)(3,372) = 4,552 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max CA2} = 0,45 \times F_s \times q_{\text{perm}} = 0,45 (3)(2,462) = 3,324 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de Evento Extremo I (AASHTO Art. 11.5.8)

Debe cumplir que la presión generada por la estructura no debe ser mayor al 100 % de la presión máxima del suelo aplicando un factor de seguridad de 3.

$$q_{\max CA1} = 1,00 \times F_s \times q_{\text{perm}} = 1,00 (3)(3,372) = 10,116 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max CA2} = 1,00 \times F_s \times q_{\text{perm}} = 1,00 (3)(2,462) = 7,387 \text{ kg/cm}^2$$

No obstante, para determinar la presión máxima actuante se utilizará la excentricidad real calculada en el chequeo por volteo aplicando la siguiente ecuación y se compara los límites máximos calculados anteriormente.

$$q_{\text{real}} = \frac{V_u}{(B-2e)}$$

Tabla XLIV. **Cheque por presión y capacidad soporte**

Estribo de entrada CA1							
Estado limite	V _u	B	e	q _{real}	q _{max}	q _{real} /q _{max}	Cumple
	ton	m	m	kg/cm ²	kg/cm ²	%	
Resistencia 1a	85,39	5,20	0,98	2,64	4,55	58,0%	<i>¡Ok!</i>
Resistencia 1b	140,08	5,20	0,76	3,80	4,55	83,5%	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1a	84,29	5,20	1,84	5,55	10,12	54,8%	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1b	122,90	5,20	1,33	4,82	10,12	47,7%	<i>¡Ok!</i>

Continua tabla XLIV.

Estribo de entrada CA2							
Estado limite	V _u	B	e	q _{real}	q _{max}	q _{real} /q _{max}	Cumple
	ton	m	m	kg/cm ²	kg/cm ²	%	
Resistencia 1a	77,42	4,90	0,59	2,08	3,32	62,5%	<i>¡Ok!</i>
Resistencia 1b	129,30	4,90	0,46	3,25	3,32	97,9%	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1a	76,48	4,90	1,45	3,83	7,39	51,8%	<i>¡Ok!</i>
Evento extremo 1b	112,29	4,90	1,01	3,90	7,39	52,8%	<i>¡Ok!</i>

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.7. Diseño de contrafuerte

Para el diseño de los contrafuertes se debe determinar el momento y cortante máximo en la base del contrafuerte, para así definir el área de acero requerida que resistirán las fuerzas horizontales y verticales.

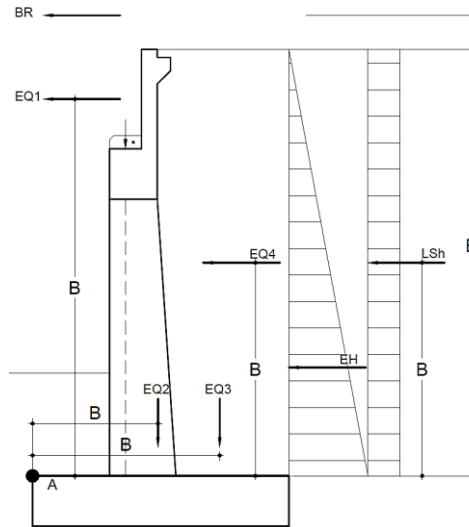
Altura de contrafuerte CA1 $Y = H - T = 8,00 - 0,95 = 7,05 \text{ m}$

Altura de contrafuerte CA2 $Y = H - T = 7,00 - 0,95 = 6,05 \text{ m}$

Por lo tanto, de las cargas que resistirá el contrafuerte son las siguientes:

- Sobrecarga de tráfico (LS_h)
- Acción activa de suelo (EH)
- Superestructura (EQ₁)
- Peso propio estribo (EQ₂)
- Peso por relleno (EQ₃)
- Empuje terreno (EQ₄)
- Fuerza de frenado (BR)

Figura 36. **Acción de fuerzas en contrafuerte**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Tabla XLV. **Fuerzas actuantes en contrafuerte**

Estribo de entrada CA1					
CARGA	Fuerza Actuante (F)		Brazo (B)		Momento
		ton		m	ton · m
LSh	$P_h \cdot Y =$	2,36	$Y/2 =$	3,53	$=$ 8,321
EH	$W_a \cdot Y/2 =$	16,523	$=$	-	$W_a \cdot Y^2/8 =$ 29,122
EQ1	$=$	25,978	$Y-H_{para}/2 =$	6,10	$k_h \cdot F \cdot B =$ 40,349
EQ2	$=$	5,59	$=$	2,29	$=$ 12,784
EQ3	$=$	10,479	$=$	3,26	$=$ 34,124
EQ4	$0.5 (AMS_d - k_a) Y^2 \cdot \gamma_t =$	0,365	$Y/2 =$	3,53	$=$ 1,286
BR	$=$	0,643	$Y+1.80 =$	8,85	$=$ 5,69
Estribo de salida CA2					
CARGA	Fuerza Actuante (F)		Brazo (B)		Momento
		ton		m	ton · m
LSh	$P_h \cdot Y =$	1,852	$Y/2 =$	3,05	$=$ 5,602
EH	$W_a \cdot Y/2 =$	11,668	$=$	-	$W_a \cdot Y^2/8 =$ 17,648
EQ1	$=$	25,978	$Y-H_{para}/2 =$	5,1	$k_h \cdot F \cdot B =$ 33,738
EQ2	$=$	4,936	$=$	2,22	$=$ 10,974
EQ3	$=$	9,101	$=$	3,36	$=$ 30,6
EQ4	$0.5 (AMS_d - k_a) Y^2 \cdot \gamma_t =$	1,221	$Y/2 =$	3,03	$=$ 3,695
BR	$=$	0,643	$Y+1.80 =$	7,85	$=$ 5,047

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XLVI. **Cargas horizontales aplicadas en contrafuerte**

Estribo entrada CA1								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Vu
H (ton)	2,36	16,52	25,98	5,59	10,48	0,36	0,64	61,94
Resistencia 1a	4,13	24,78	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	30,04
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	4,13	24,78	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	30,04
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	1,18	24,78	25,98	5,59	10,48	0,36	0,32	68,70
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	1,18	24,78	25,98	5,59	10,48	0,36	0,32	68,70
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	2,36	16,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,64	19,53
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Estribo de salida CA2								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Vu
H (ton)	1,85	11,67	25,98	4,94	9,10	1,22	0,64	55,40
Resistencia 1a	3,24	17,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	21,87
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	3,24	17,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,13	21,87
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	0,93	17,50	25,98	4,94	9,10	1,22	0,32	59,99
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	0,93	17,50	25,98	4,94	9,10	1,22	0,32	59,99
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	1,85	11,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,64	14,16
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla XLVII. **Momentos generados en contrafuerte**

Estribo de entrada CA1								
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	8,32	29,12	40,43	12,79	34,12	1,29	5,69	131,76
Resistencia 1a	14,56	43,68	0,00	0,00	0,00	0,00	9,96	68,20
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	14,56	43,68	0,00	0,00	0,00	0,00	9,96	68,20
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	4,16	43,68	40,43	12,79	34,12	1,29	2,85	139,32
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	4,16	43,68	40,43	12,79	34,12	1,29	2,85	139,32
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	8,32	29,12	0,00	0,00	0,00	0,00	5,69	43,13
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Continua tabla XLVII.

Estribo de salida CA2								
CARGA	LS _n	EH	EQ ₁	EQ ₂	EQ ₃	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	5,60	17,65	33,74	10,97	30,60	3,69	5,05	107,30
Resistencia 1a	9,80	26,47	0,00	0,00	0,00	0,00	8,83	45,11
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	9,80	26,47	0,00	0,00	0,00	0,00	8,83	45,11
	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	2,80	26,47	33,74	10,97	30,60	3,69	2,52	110,80
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	2,80	26,47	33,74	10,97	30,60	3,69	2,52	110,80
	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	5,60	17,65	0,00	0,00	0,00	0,00	5,05	28,30
	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.9.2.7.1. Diseño por cortante estribo de entrada

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLVI (Estado de Evento Extremo I), se utilizará para verificar la resistencia por cortante que debe superar el contrafuerte.

$$V_u = V_{EX1} \times S = 68,698 \times 2,20 = 151,135 \text{ ton}$$

- Cortante del concreto

$$d_{con} = C_{inf} - r = 1,10 - 0,05 = 1,05 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \sqrt{f_c} \times b_{con} \times d_{con} = 0,90 (0,53)(\sqrt{350})(100)(105)$$

$$\phi V_c = 93,7 \text{ ton}$$

- Cortante del acero

$$V_s = V_u - \phi V_c = 151,135 - 93,7 = 57,435 \text{ ton}$$

Por tanto, se define el área de acero requerido para soportar los efectos de corte con la siguiente expresión:

$$A_s = A_{s_{con}} + A_{s_c}$$

Donde:

A_s = Área de acero requerido (cm^2).

$A_{s_{con}}$ = Área de acero mínimo por confinamiento (cm^2).

A_{s_c} = Área de acero requerido por cortante (cm^2).

Para el diseño por cortante se eligió varilla No. 4 $A_s \phi 1/2''$, $\phi = 1,27 \text{ cm}$

- Área de acero por confinamiento

$$A_g = b_{con} \times C_{inf} = 100 \times 110 = 11\,000 \text{ cm}^2$$

Área gruesa

$$A_c = (b_{con} - r - \phi_{var})(C_{inf} - r - \phi_{var})$$

Área confinada

$$A_c = (100 - 0,05 - 0,0127)(110 - 0,05 - 0,0127) = 9\,722,613 \text{ cm}^2$$

Por norma AASHTO, se requiere un acero por confinamiento mínimo expresado con la siguiente formula.

$$A_{s_{con}} = \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(d_{con} \times \frac{f'_c}{f_y} \right) \times 0,3$$

$$A_{s_{con}} = \left(\frac{11000}{9722,613} - 1 \right) \left(105 \times \frac{350}{4200} \right) \times 0,3 = 0,345 \frac{cm^2}{cm}$$

- Área requerida por cortante

$$A_{s_c} = \frac{V_s}{f_y \times d_{con}} = \frac{59534}{4200 \times 105} = 0,13 \frac{cm^2}{cm}$$

- Área de acero requerido

$$A_s = A_{s_{con}} + A_{s_c} = 0,345 + 0,13 = 0,475 \frac{cm^2}{cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento de los estribos que soportaran los esfuerzos de corte, seleccionando un número de ramas de 6 (criterio propio):

$$S = \frac{N \times A_{varilla}}{A_s} = \frac{6 \times 1,30 \text{ cm}^2}{0,475 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 16,417 \text{ cm}$$

Utilizar 6 ramas de estribos y eslabones No.4 @ 15 cm

2.9.2.7.2. Diseño por cortante estribo de salida

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLV (Estado de Evento Extremo I), se utilizará para verificar la resistencia por cortante que debe superar el contrafuerte.

$$V_u = V_{EX1} \times S = 59,986 \times 2,20 = 131,97 \text{ ton}$$

- Cortante del concreto

$$d_{con} = C_{inf} - r = 1,00 - 0,05 = 0,95 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \sqrt{f'_c} \times b_{con} \times d_{con} = 0,90 (0,53)(\sqrt{350})(90)(95)$$

$$\phi V_c = 76,299 \text{ ton}$$

- Cortante del acero

$$V_s = V_u - \phi V_c = 131,97 - 76,299 = 55,671 \text{ ton}$$

Para el diseño por cortante se eligió varilla No. 4 As ϕ 1/2", $\phi = 1,27 \text{ cm}$

- Área de acero por confinamiento

$$A_g = b_{con} \times C_{inf} = 90 \times 100 = 9000 \text{ cm}^2$$

Área gruesa

$$A_c = (b_{con} - r - \phi_{var})(C_{inf} - r - \phi_{var})$$

Área confinada

$$A_c = (90 - 0,05 - 0,0127)(100 - 0,05 - 0,0127) = 7\,848,013 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{con}} = \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(d_{con} \times \frac{f'_c}{f_y} \right) \times 0,3$$

$$A_{s_{con}} = \left(\frac{9000}{7\,848,013} - 1 \right) \left(95 \times \frac{350}{4\,200} \right) \times 0,3 = 0,349 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- Área requerida por cortante

$$A_{s_c} = \frac{V_s}{f_y \times d_{con}} = \frac{55,671}{4\,200 \times 95} = 0,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

- Área de acero requerido

$$A_s = A_{s_{con}} + A_{s_c} = 0,349 + 0,14 = 0,488 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Por lo tanto, el espaciamiento de los estribos que soportaran los esfuerzos de corte, seleccionando un numero de ramas de 6 (criterio propio):

$$S = \frac{N \times A_{varilla}}{A_s} = \frac{6 \times 1,30 \text{ cm}^2}{0,488 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 15,979 \text{ cm}$$

Utilizar 6 ramas de estribos y eslabones No. 4 @ 15 cm

2.9.2.7.3. Diseño por flexión en estribo de entrada

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLVII (Estado de Evento Extremo I), se utilizará para verificar la resistencia a flexión del elemento.

$$M_u = M_{EX1} \times S = 149,23 \times 2,20 = 306,309 \text{ ton-m}$$

Asumiendo $a = 20 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_{con} - \frac{a}{2} \right)}$$
$$A_s = \frac{306,309(1000)(100)}{0,9(4200) \left(105 - \frac{20}{2} \right)} = 85,299 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f_c \times b_{con}}$$
$$a = \frac{85,299(4200)}{0,85(350)(100)} = 12,042 \text{ cm}$$

- 2da iteración (reemplazando a)

$$A_s = \frac{306,309(1000)(100)}{0,9(4200) \left(105 - \frac{12,042}{2} \right)} = 81,87 \text{ cm}^2$$

- Numero de varillas a utilizar

Proponiendo un armado con varilla No. 10 \emptyset 10/8" ($A_s = 8,2 \text{ cm}^2$)

$$\#Varillas = \frac{A_s}{A_s} = \frac{81,87}{8,2} = 9,984$$

✓ Utilizar 10 varillas No. 10

Para la cara exterior del contrafuerte se diseñará con acero mínimo ya que esta parte de la sección del elemento no resiste los esfuerzos cortantes, de compresión y flexión.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0,00333$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_{\text{con}} \times d_{\text{con}} = 0,00333(100)(105) = 35 \text{ cm}^2$$

- Numero de varillas a utilizar

Proponiendo un armado con varilla No. 10 \emptyset 10/8" ($A_s = 8,2 \text{ cm}^2$)

$$\#Varillas = \frac{A_{s_{\min}}}{A_s} = \frac{40}{8,2} = 4,268$$

Utilizar 5 varillas No. 10

2.9.2.7.4. Diseño por flexión de estribo de salida

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLVI (Estado de Evento Extremo I), se utilizará para verificar la resistencia a flexión del elemento.

$$M_u = M_{EX1} \times S = 110,80 \times 2,20 = 243,767 \text{ ton-m}$$

Asumiendo $a = 20 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_{con} - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{243,767(1\ 000)(100)}{0,9(4200) \left(95 - \frac{20}{2} \right)} = 75,869 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{con}}$$

$$a = \frac{75,869(4\ 200)}{0,85(350)(90)} = 11,901 \text{ cm}$$

- 2da iteración (reemplazando a)

$$A_s = \frac{246,493(1\ 000)(100)}{0,9(4\ 200) \left(120 - \frac{11,901}{2} \right)} = 72,419 \text{ cm}^2$$

- Numero de varillas a utilizar

Proponiendo un armado con varilla No. 10 $\phi 10/8''$ ($A_s = 8,2 \text{ cm}^2$)

$$\#Varillas = \frac{A_s}{A_s} = \frac{72,419}{8,2} = 8,832$$

Utilizar 9 varillas No. 10

Para la cara exterior del contrafuerte se diseñará con acero mínimo ya que esta parte de la sección del elemento no resiste los esfuerzos cortantes, de compresión y flexión.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0,00333$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_{\text{con}} \times d_{\text{con}} = 0,00333(90)(95) = 28,5 \text{ cm}^2$$

- Numero de varillas a utilizar

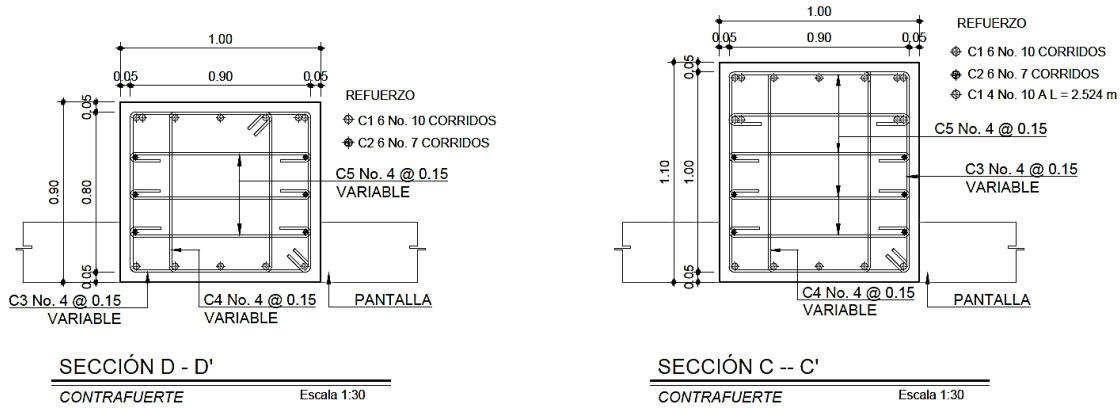
Proponiendo un armado con varilla No. 8 \varnothing 1" ($A_s = 6,5 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{Varillas} = \frac{A_{s_{\min}}}{A_s} = \frac{28,5}{6,5} = 5,588$$

Utilizar 6 varillas No. 8

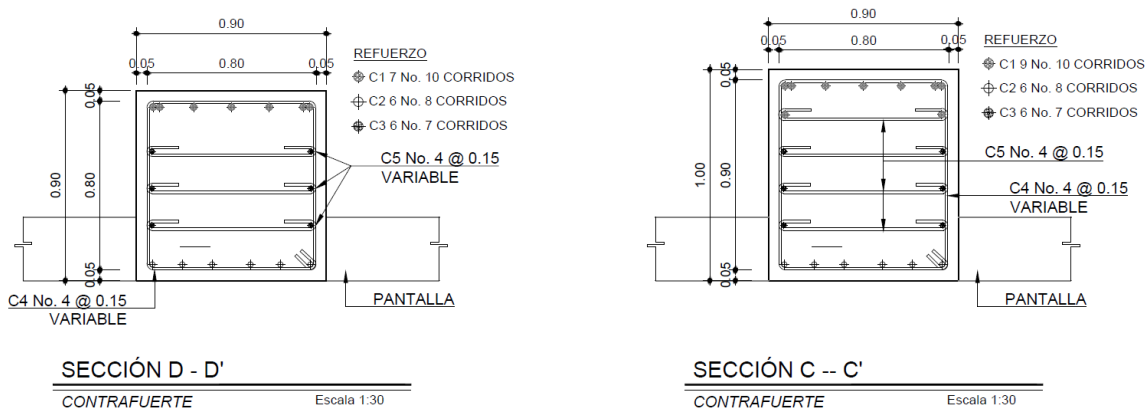
Se colocará acero por temperatura en la sección del contrafuerte ya que el código ACI-318s 14 expresa que la separación del acero de refuerzo no debe ser mayor a 6" o 18 cm.

Figura 37. Armado de contrafuerte estribo de entrada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Figura 38. Armado de contrafuerte estribo de salida



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Como se puede observar en la figura 37 y figura 38, se coloca eslabones por cada varilla de refuerzo; de igual manera se decidió implementar un estribo central en la sección del contrafuerte del estribo de salida.

2.9.2.8. Diseño de pantalla o muro portante

Se realiza de igual manera el análisis de las cargas que actúan como lo fue en el análisis de estabilidad, tomando la altura neta del elemento estructural.

2.9.2.8.1. Diseño de pantalla estribo de entrada

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90
Espesor de pantalla (T_{pan})	= 0,30 m
Altura de pantalla (H_{pan})	= 4,21 m

Se diseña para 1 metro de longitud por lo tanto su base de pantalla quedaría como ($b_{pan} = 1,00$ m). Dado a que los esfuerzos están siendo soportados por los contrafuertes y la función de la pantalla es darles rigidez a los contrafuertes por lo tanto se diseña por acero mínimo.

- Diseño en cara interior de muro o pantalla

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\,200} = 0,00333$$

$$d_{pan} = T_{pan} - r = 0,30 - 0,05 = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b_{pan} \times d_{pan} = 0,00333(100)(25) = 8,33 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 4 \emptyset 1/2" ($A_s = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{1,27}{8,33} = 15,6 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 @ 0,15 m en ambos sentidos

- Diseño en cara exterior y acero por temperatura

$$\rho_{\min} = 0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times \frac{350}{4\,200} = 0,0025$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_{\text{pan}} \times d_{\text{pan}} = 0,0025(100)(25) = 6,25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 4 \emptyset 1/2" ($A_s = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{1,27}{6,25} = 0,208 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 4 @ 0,20 m en ambos sentidos

2.9.2.8.2. Diseño de pantalla de estribo de salida

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Factor de reducción por corte (\emptyset)	= 0,90
Espesor de pantalla (T_{pan})	= 0,30 m

Altura de pantalla (H_{pan}) = 3,21 m

- Diseño en cara interior de muro o pantalla

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\,200} = 0,00333$$

$$d_{pan} = T_{pan} - r = 0,30 - 0,05 = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b_{pan} \times d_{pan} = 0,00333(100)(25) = 8,33 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 4 \emptyset 1/2" ($A_s = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{min}}} = \frac{1,27}{8,33} = 15,6 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 @ 0,15 m en ambos sentidos

- Diseño en cara exterior y acero por temperatura

$$\rho_{min} = 0,03 \frac{f_c}{f_y} = 0,03 \times \frac{350}{4\,200} = 0,0025$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b_{pan} \times d_{pan} = 0,0025(100)(25) = 6,25 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 4 \emptyset 1/2" ($A_s = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{min}}} = \frac{1,27}{6,25} = 20,32 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 @ 0,20 m en ambos sentidos

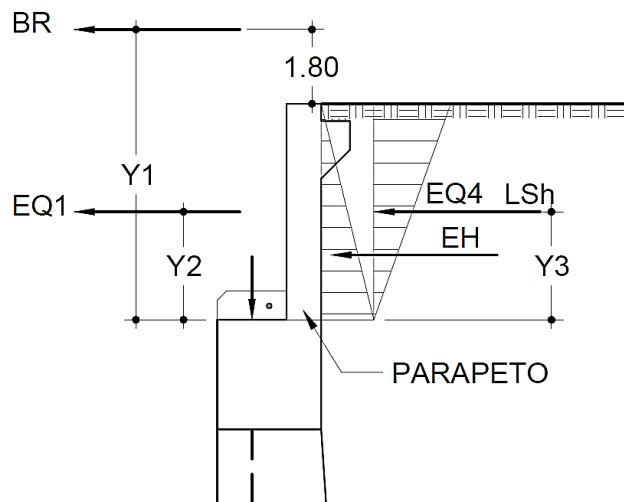
2.9.2.9. Diseño de parapeto

Se determina las fuerzas que actúan sobre el parapeto de los cuales es necesario realizar una nueva integración de cargas con la altura total del elemento siendo la altura $Y = 1,894$ m según el predimensionamiento.

- Integración de cargas

De la misma forma se analiza las cargas que actúan en el parapeto, del mismo procedimiento para el cálculo y análisis de estabilidad utilizando la altura mencionada anteriormente, y se determina el momento que se genera en la parte más baja del elemento.

Figura 39. **Acción de fuerzas en parapeto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Dado a que se integra las cargas para 1,00 metro de longitud el peso propio del parapeto es prácticamente bajo por lo que se puede obviar la interacción de este.

Para cada distancia utilizada para calcular el momento actuante sobre la base del parapeto se mide como la mitad del parapeto, así como se muestra en la figura 39.

- Integración de cargas

Tabla XLVIII. Fuerzas actuantes en parapeto

Estribo de entrada CA1					
CARGA	Fuerza Actuante (F)		Brazo (B)		Momento
		ton		m	ton · m
LSh	$P_h \cdot Y =$	0,634	$Y_3 =$	0,974	$=$ 0,601
EH	$W_a \cdot Y/2 =$	4,439	$=$	-	$W_a \cdot Y^2/8 =$ 2,102
EQ ₁	$=$	25,978	$Y_2 =$	0,947	$k_h \cdot F \cdot B =$ 6,261
EQ ₄	$0.5 (AMS_d - k_a) Y^2 \cdot \gamma_t =$	0,026	$Y_3 =$	0,947	$=$ 0,025
BR	$=$	0,643	$Y_1 =$	3,694	$=$ 2,375
Estribo de salida CA2					
CARGA	Fuerza Actuante (F)		Brazo (B)		Momento
		ton		m	ton · m
LSh	$P_h \cdot Y =$	0,58	$Y_3 =$	0,974	$=$ 0,549
EH	$W_a \cdot Y/2 =$	3,653	$=$	-	$W_a \cdot Y^2/8 =$ 1,73
EQ ₁	$=$	25,978	$Y_2 =$	0,947	$k_h \cdot F \cdot B =$ 6,261
EQ ₄	$0.5 (AMS_d - k_a) Y^2 \cdot \gamma_t =$	0,12	$Y_3 =$	0,947	$=$ 0,113
BR	$=$	0,643	$Y_1 =$	3,694	$=$ 2,375

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Aplicando los factores de la filosofía LRFD para mayor las cargas actuantes, tanto para estado límite de resistencia 1, estado límite de evento extremo 1 y para el estado límite para estado de servicio. Finalmente, se deberá tomar el valor mayor entre estas cargas últimas el cual servirá para el diseño del mismo y así determinar el área de acero requerido.

Tabla XLIX. **Cargas horizontales aplicadas en parapeto**

Estribo de entrada CA1						
CARGA	LS_h	EH	EQ₁	EQ₄	BR	Σ= Hu
H (ton)	0,63	4,38	25,98	0,03	0,64	31,65
Resistencia 1a	1,10	6,57	0,00	0,00	1,13	8,79
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	1,10	6,57	0,00	0,00	1,13	8,79
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	0,31	6,57	25,98	0,03	0,32	33,21
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	0,31	6,57	25,98	0,03	0,32	33,21
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	0,63	4,38	0,00	0,00	0,64	5,65
	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	

Estribo de salida CA2						
CARGA	LS_h	EH	EQ₁	EQ₄	BR	Σ= Hu
H (ton)	0,58	3,65	25,98	0,12	0,64	30,97
Resistencia 1a	1,01	5,48	0,00	0,00	1,13	7,62
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	1,01	5,48	0,00	0,00	1,13	7,62
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	0,29	5,48	25,98	0,12	0,32	32,19
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	0,29	5,48	25,98	0,12	0,32	32,19
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	0,58	3,65	0,00	0,00	0,64	4,88
	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla L. Momentos generados en parapeto

Estribo de entrada CA1						
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	0,58	2,05	6,18	0,02	2,36	11,19
Resistencia 1a	1,02	3,07	0,00	0,00	4,13	8,22
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	1,02	3,07	0,00	0,00	4,13	8,22
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	0,29	3,07	6,18	0,02	1,18	10,74
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	0,29	3,07	6,18	0,02	1,18	10,74
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	0,58	2,05	0,00	0,00	2,36	4,99
	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	
Estribo de salida CA2						
CARGA	LS _h	EH	EQ ₁	EQ ₄	BR	Σ= Mhu
Mh (ton-m)	0,55	1,73	6,26	0,11	2,38	11,03
Resistencia 1a	0,96	2,59	0,00	0,00	4,16	7,71
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Resistencia 1b	0,96	2,59	0,00	0,00	4,16	7,71
	1,75	1,50	0,00	0,00	1,75	
Evento extremo 1a	0,27	2,59	6,26	0,11	1,19	10,43
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Evento extremo 1b	0,27	2,59	6,26	0,11	1,19	10,43
	0,50	1,50	1,00	1,00	0,50	
Estado de servicio 1	0,55	1,73	0,00	0,00	2,38	4,65
	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90
Espesor de parapeto (T_{para})	= 0,30 m

2.9.2.9.1. Diseño por cortante estribo de entrada y de salida

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLIX, del cual se utilizará para verificar la resistencia por cortante que debe superar el parapeto

- Cortante en estribo de entrada

$$V_u = V_{EX1} = 33,30 \text{ ton}$$

$$d_{para} = T_{para} - r = 0,40 - 0,05 = 0,35$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{para})(d_{para}) = 0,90 (0,53) \left(\sqrt{350} \right) (100)(35) = 31,233 \text{ ton}$$

$$V_u > \phi V_c$$

- Cortante en estribo de salida

$$V_u = V_{EX1} = 32,19 \text{ ton}$$

$$d_{para} = T_{para} - r = 0,40 - 0,05 = 0,35$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{para})(d_{para}) = 0,90 (0,53) \left(\sqrt{350} \right) (100)(35) = 31,233 \text{ ton}$$

$$V_u > \phi V_c$$

Como el cortante actuante es mayor al cortante del concreto se colocará estribos de refuerzo a lo largo del muro, utilizando varillas No. 3 @ 0,15 m horizontalmente y @ 0,30 m verticalmente.

2.9.2.9.2. Diseño por flexión de estribo de entrada

- Cara interior de muro parapeto

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla L (Estado de Evento Extremo I), el cual se utilizará para verificar la resistencia a flexión del elemento.

$$M_u = M_{EX1} = 10,93 \text{ ton-m}$$

Asumiendo $a = 7 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_{\text{para}} - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{10,93(1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(0,35 - \frac{7}{2} \right)} = 9,177 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{para}}}$$

$$a = \frac{9,177 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 1,296 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 5 \emptyset 5/8" ($A_s = 1,97 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{1,97}{9,177} = 21,795 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 @ 0,20 m en ambos sentidos

- Cara exterior y horizontalmente

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\,200} = 0,00333$$

$$d_{\text{para}} = T_{\text{para}} - r = 0,40 - 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_{\text{para}} \times d_{\text{para}} = 0,00333(100)(35) = 11,667 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 5 \emptyset 5/8" ($A_s = 1,97 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{1,97}{11,667} = 17,143 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 @ 0,15 m en ambos sentidos

2.9.2.9.3. Diseño por flexión de estribo de salida

Definiendo el máximo valor de cortante de la tabla XLIX (Estado de Evento Extremo I) el cual se utilizará para verificar la resistencia a flexión del elemento.

$$M_u = M_{EX1} = 10,431 \text{ ton-m}$$

- Cara interior del muro parapeto

Asumiendo $a = 7 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_{\text{para}} - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{10,431 (1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(0,35 - \frac{7}{2} \right)} = 8,76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{para}}}$$

$$a = \frac{8,76 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 3,534 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 5 ϕ 5/8" ($A_s = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\text{min}}}} = \frac{1,98}{8,76} = 22,831 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 @ 0,20 m en ambos sentidos

- Cara exterior y horizontalmente

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\ 200} = 0,00333$$

$$d_{\text{para}} = T_{\text{para}} - r = 0,40 - 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \rho_{\text{min}} \times b_{\text{para}} \times d_{\text{para}} = 0,00333(100)(35) = 11,667 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 5 \varnothing 5/8" ($A_s = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{1,98}{11,667} = 17,143 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 @ 0,15 m en ambos sentidos

2.9.2.10. Diseño de zapata o cimentación

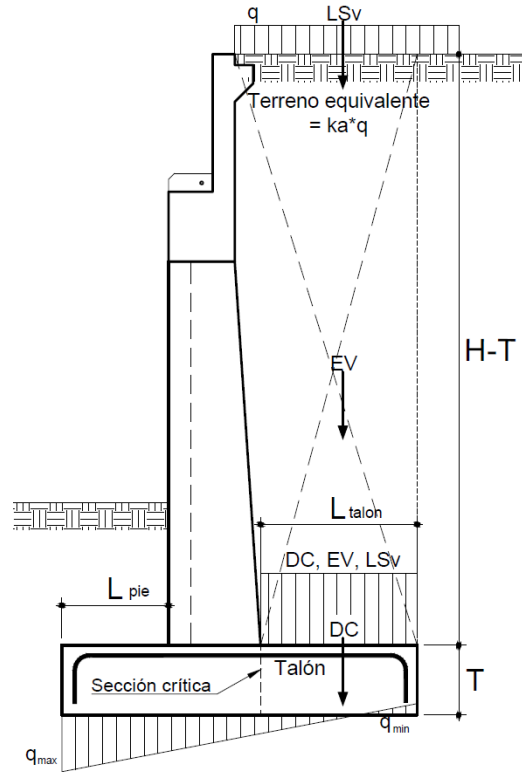
Para el diseño de zapata se debe analizar sobre las presiones o fuerzas que actúan directamente sobre el elemento, tal como lo es su peso propio (DC), el peso de relleno o terreno natural (EV) y la acción generada por la sobrecarga de tráfico (LS), de igual manera se analiza las presiones totales que se generan la base del cimiento de los cuales fueron calculados en la sección 2.9.2.6 de este informe, por ende, se analizara el diseño de zapata para el estribo de entrada y estribo de salida.

2.9.2.10.1. Diseño de zapata estribo de entrada

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 7,50 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90
Espesor de zapata (T)	= 0,95 m
Longitud de talon (T_{talon})	= 2,65 m

Figura 40. Diagrama de fuerzas actuante en zapatas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, 2021,

- Integración de cargas

Tabla LI. Cargas y momentos actuantes en talón de zapata

Estribo de entrada CA1			
CARGA	Fuerza Actuante (V)	Brazo (X)	Momento (M)
	ton	m	ton · m
DC	$\gamma_c \cdot L_T \cdot T \cdot 1 \text{ m} = 6,042$	$L_T/2 = 1,33$	8,01
LSh	$P_h \cdot L_T = 0,887$	$L_T/2 = 1,33$	1,18
EV	$L_T \cdot \gamma_t \cdot (H - T) = 32,694$	$L_T/2 = 1,33$	43,32

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Diseño de talon de zapata en cama superior
 - Cálculo por flexión

El momento de diseño en la cara vertical del contrafuerte, se utilizará el límite de Resistencia 1b, con $n = n_{DN} R_{N1} = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo.

$$M_u = n [1,25 M_{DC} + 1,35 M_{EV} + 1,75 M_{LSV}]$$

$$M_u = 1,00 [1,25 (8,01) + 1,35 (43,32) + 1,75 (1,18)]$$

$$M_u = 70,546 \text{ ton-m}$$

Asumiendo $a = 4 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$d_z = T - r = 0,95 - 0,075 = 0,875 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{70,546 (1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(87,5 - \frac{4}{2} \right)} = 21,828 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{talon}}}$$

$$a = \frac{21,828 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 3,082 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 8 \emptyset 1" ($A_{s_{var}} = 5,1 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_{s_{var}}}{A_s} = \frac{5,1}{21,828} = 23,364 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 8 @ 0,20 m transversalmente

- Cálculo de cortante

Se aplica el estado de límite de Resistencia 1, de los valores de las fuerzas actuantes calculadas en la tabla LI.

$$V_u = n [1,25 V_{DC} + 1,35 V_{EV} + 1,75 V_{LSV}]$$

$$V_u = 1,00 [1,25 (6,042) + 1,35 (43,32) + 1,75(1,176)]$$

$$V_u = 53,243 \text{ ton}$$

Utilizando el método simplificado según AASHTO 5.8.3.4.1 para determinar la resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{talon})(d_z)$$

$$\phi V_c = 0,90 \left(0,53 \sqrt{350} \right) (100)(87,5)$$

$$\phi V_c = 78,084$$

$$\phi V_c > V_u = 78,084 \text{ ton} > 53,243 \text{ ton} \quad \textit{iOk!}$$

- Diseño de pie de zapata en cama superior

Utilizando las presiones reales (q_{real}) de la tabla XLII tomando el mayor valor, por lo tanto, el momento actuante sobre el pie de zapata será dado como:

$$q_{\max} = 5,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u = q_{\max} \times \frac{L_{\text{pie}}^2}{2} = 55,39 \times \frac{1,45^2}{2}$$

$$M_u = 58,229 \text{ ton-m}$$

- Cálculo por flexión

Asumiendo $a = 5 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{58,229 (1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(87,5 - \frac{5}{2} \right)} = 18,123 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{talon}}}$$

$$a = \frac{18,123 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 2,559 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 8 ϕ 1" ($A_{s\text{var}} = 5,1 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_{s\text{var}}}{A_s} = \frac{5,1}{18,123} = 24,141 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 8 @ 0,20 m transversalmente

- Cálculo de cortante

$$d_e = d_z - \frac{a}{2} = 87,5 - \frac{2,559}{2} = 86,2 \text{ cm}$$

$$V_u = q_{\max} (L_{\text{pie}} - d_e) = 55,39 (1,45 - 0,862) \times 1 \text{ m} = 33,558 \text{ ton}$$

Utilizando el método simplificado según AASHTO 5.8.3.4.1 para determinar la resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{\text{talon}})(d_z)$$

$$\phi V_c = 0,90 \left(0,53 \sqrt{350} \right) (100)(87,5)$$

$$\phi V_c = 78,084$$

$$\phi V_c > V_u = 78,084 \text{ ton} > 33,558 \text{ ton} \quad \text{¡Ok!}$$

- Diseño de cama inferior de zapata pie y talon

Utilizando la fórmula para determinar el área de acero mínimo:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0,00333$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times 1,00 \text{ m} \times d_z = 0,00333(100)(87,5) = 29,167 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 9 ϕ 9/8" ($A_s = 6,5 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{6,5}{29,167} = 22,286 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 9 @ 20 m

- Diseño de acero por temperatura (longitudinalmente)

$$A_{s_{temp}} = 0,0015 \times 100 \text{ cm} \times d_z = 0,0015 \times 100 \times 87,5 = 13,125 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 6 \varnothing 6/8" ($A_s = 2,8 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{temp}}} = \frac{2,8}{13,125} = 21,33 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 6 @ 0,20 m longitudinalmente

2.9.2.11. Diseño de viga cabeza o de apoyo

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Separación de contrafuertes (S)	= 2,20 m

- Geometría de viga cabezal

Base de viga cabezal	$b_{cab} = 0,90 \text{ m}$
Altura de viga cabezal	$H_{cab} = 0,95 \text{ m}$

- Integración de cargas

Para el diseño de la viga cabezal se tomarán las cargas actuantes generadas por la superestructura, tomando las reacciones de la tabla XXX se tiene lo siguiente.

Superestructura	$W_{DC}=24,01$ ton/m
Carpeta asfáltica	$W_{DW}=1,97$ ton/m
Carga viva HL-93	$W_{LLIM}=12,86$ ton/m

$$W_u = n [1,25 W_{DC} + 1,35 W_{DW} + 1,75 W_{LLIM}]$$

$$W_u = 1,00 [1,25 (24,01) + 1,35 (1,97) + 1,75(12,86)]$$

$$W_u = 55,468 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{1}{12} W_u S^2$$

$$M_u = \frac{1}{12} (55,468) (2,2)^2$$

$$M_u = 22,372 \text{ ton-m}$$

- Chequeo de acero mínimo

AASHTO LRFD 2017 determina que el área de acero mínimo que debe tener la sección debe ser capaz de resistir el menor valor entre momento crítico (M_{cr}) y el momento $1,33 M_u$.

$$M_{cr(-)} = 1,10 f_r (S_x) = 1,10 (37,604) (135\ 375) = 55,997 \text{ ton-m}$$

Donde:

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'_c} \text{ kg / cm}^2 = 2,01 \sqrt{350} = 37,604 \text{ kg / cm}^2$$

$$S_x = b_{cab} \times H_{cab}^2 / 6 = 90(95) / 6 = 135\,375 \text{ cm}^3$$

$$M_u = 1,33 \times 22,372 \text{ ton-m} = 29,755 \text{ ton-m}$$

Dado a que $M_{cr} > 1,33 M_u$ se diseñara con $1,33 M_u$ según lo establecido en la norma AASHTO 5.6.3.3

2.9.2.11.1. Cálculo de área de acero

$$M_u = 29,755 \text{ ton-m}$$

- Cálculo por flexión

Asumiendo $a = 2 \text{ cm}$

$$d = H_{cab} - r = 0,95 - 0,05 = 0,90 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{29,755 (1\,000)(100)}{0,9 (4\,200) \left(0,90 - \frac{2}{2} \right)} = 8,845 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b_{cab} \times h_{cab} = 0,00333(90)(90) = 27 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla N8 \varnothing 1" ($A_{s\text{var}} = 5,10 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{Varillas} = \frac{A_{s\text{min}}}{A_s} = \frac{27}{5,10} = 5,29$$

Armar con 6 varillas No 8

2.9.2.11.2. Diseño de zapata estribo de salida

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 7,50 cm
Factor de reducción por corte (ϕ)	= 0,90
Espesor de zapata (T)	= 0,95 m
Longitud de talon (T_{talon})	= 2,45 m

- Integración de cargas

Tabla LII. Cargas y momentos actuantes en talón de zapata

Estribo de salida CA2			
CARGA	Fuerza Actuante (V)	Brazo (X)	Momento (M)
	ton	m	ton · m
DC	$\gamma_c \cdot L_T \cdot T \cdot 1 \text{ m} = 5,586$	$L_T/2 = 1,23$	6,84
LS _h	$P_h \cdot L_T = 0,750$	$L_T/2 = 1,23$	0,92
EV	$L_T \cdot \gamma_t \cdot (H - T) = 26,681$	$L_T/2 = 1,23$	32,68

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

- Diseño de talon de zapata en cama superior
 - Cálculo por flexión

El momento de diseño en la cara vertical del contrafuerte, se utilizará el límite de Resistencia 1b, con $n = n_{DNRN1} = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo.

$$M_u = n [1,25 M_{DC} + 1,35 M_{EV} + 1,75 M_{LSV}]$$

$$M_u = 1,00 [1,25 (6,84) + 1,35 (32,684) + 1,75(0,919)]$$

$$M_u = 54,284 \text{ ton-m}$$

Asumiendo $a = 5 \text{ cm}$

- 1ra iteración

$$d_z = T - r = 0,95 - 0,075 = 0,875 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{54,284(1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(87,5 - \frac{5}{2} \right)} = 16,895 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{talon}}}$$

$$a = \frac{16,895 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 2,385 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 8 \emptyset 1" ($A_{s\text{var}} = 5,1 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_{s\text{var}}}{A_s} = \frac{5,10}{16,895} = 30,018 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 8 @ 0,25 m transversalmente.

- Cálculo de cortante

Se aplica el estado de límite de Resistencia 1, de los valores de las fuerzas actuantes calculadas en la tabla L.

$$V_u = n [1,25 V_{DC} + 1,35 V_{EV} + 1,75 V_{LSV}]$$

$$V_u = 1,00 [1,25 (5,586) + 1,35 (26,681) + 1,75(0,75)]$$

$$V_u = 44,314 \text{ ton}$$

Utilizando el método simplificado según AASHTO 5.8.3.4.1 para determinar la resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{\text{talón}})(d_z)$$

$$\phi V_c = 0,90 \left(0,53 \sqrt{350} \right) (100)(95)$$

$$\phi V_c = 78,084 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u = 78,084 \text{ ton} > 44,314 \text{ ton} \quad \text{¡Ok!}$$

- Diseño de pie de zapata en cama superior

Utilizando las presiones reales (q_{real}) de la tabla XLII tomando el mayor valor, por lo tanto, el momento actuante sobre el pie de zapata será dado como:

$$q_{\max} = 3,828 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u = q_{\max} \times \frac{L_{\text{pie}}^2}{2} = 38,28 \times \frac{1,45^2}{2}$$

$$M_u = 41,006 \text{ ton-m}$$

- Cálculo por flexión

Asumiendo $a = 5 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{41,006 (1\ 000)(100)}{0,9 (4\ 200) \left(87,5 - \frac{5}{2} \right)} = 12,762 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{\text{talon}}}$$

$$a = \frac{12,762 (4\ 200)}{0,85 (350)(100)} = 2,059 \text{ cm}$$

Proponiendo un armado con varilla No. 8 ϕ 1" ($A_{s\text{var}} = 5,1 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_{s\text{var}}}{A_s} = \frac{5,1}{12,762} = 39,961 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 8 @ 0,30 m transversalmente.

- Cálculo de cortante

$$d_e = d_z - \frac{a}{2} = 87,5 - \frac{2,059}{2} = 86,5 \text{ cm}$$

$$V_u = q_{\max} (L_{\text{pie}} - d_e) = 38,28 (1,45 - 0,865) \times 1 \text{ m} = 22,83 \text{ ton}$$

Utilizando el método simplificado según AASHTO 5.8.3.4.1 para determinar la resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi \left(0,53 \sqrt{f'_c} \right) (b_{\text{talon}})(d_z)$$

$$\phi V_c = 0,90 \left(0,53 \sqrt{350} \right) (100)(87,5)$$

$$\phi V_c = 78,084 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u = 78,084 \text{ ton} > 22,83 \text{ ton} \quad \text{¡Ok!}$$

- Diseño de cama inferior de zapata pie y talon

Utilizando la fórmula para determinar el área de acero mínimo:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0,003333$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times 1,00 \text{ m} \times d_z = 0,003333(100)(87,5) = 29,167 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 9 ϕ 9/8" ($A_s = 6,5 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{\min}}} = \frac{6,5}{29,167} = 22,286 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 9 @ 20 m.

- Diseño de acero por temperatura (longitudinalmente)

$$A_{s_{temp}} = 0,0015 \times 100 \text{ cm} \times d_z = 0,0015 \times 100 \times 87,5 = 13,125 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 6 \varnothing 6/8" ($A_s = 2,8 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_s}{A_{s_{temp}}} = \frac{2,8}{13,125} = 21,33 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 6 @ 0,20 m.

2.9.2.12. Diseño de viga cabeza o de apoyo

- Datos de diseño

Resistencia del concreto (f'_c)	= 350 kg/cm ²
Resistencia del acero (f_y)	= 4 200 kg/cm ²
Recubrimiento AASHTO 5.10.1 (r)	= 5,00 cm
Separación de contrafuertes (S)	= 2,20 m

- Geometría de viga cabezal

Base de viga cabezal	$b_{cab} = 0,90 \text{ m}$
Altura de viga cabezal	$H_{cab} = 0,95 \text{ m}$

- Integración de cargas

Para el diseño de la viga cabezal se tomarán las cargas actuantes generadas por la superestructura, tomando las reacciones de la Tabla XXX se tiene lo siguiente.

Superestructura	$W_{DC}=24,01$ ton/m
Carpeta asfáltica	$W_{DW}=1,97$ ton/m
Carga viva HL-93	$W_{LLIM}=12,86$ ton/m

$$W_u = n [1,25 W_{DC} + 1,35 W_{DW} + 1,75 W_{LLIM}]$$

$$W_u = 1,00 [1,25 (24,01) + 1,35 (1,97) + 1,75(12,86)]$$

$$W_u = 56,468 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{1}{12} W_u S^2$$

$$M_u = \frac{1}{12} (56,468) (2,2)^2$$

$$M_u = 22,372 \text{ ton-m}$$

- Chequeo de acero mínimo

AASHTO LRFD 2017 determina que el área de acero mínimo que debe tener la sección debe ser capaz de resistir el menor valor entre momento crítico (M_{cr}) y el momento $1,33 M_u$.

$$M_{cr(-)} = 1,10 f_r (S_x) = 1,10 (37,604) (135\ 375) = 55,997 \text{ ton-m}$$

Donde:

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'_c} \text{ kg / cm}^2 = 2,01 \sqrt{350} = 37,604 \text{ kg / cm}^2$$

$$S_x = b_{cab} \times H_{cab}^2 / 6 = 90(95) / 6 = 135\,375 \text{ cm}^3$$

$$M_u = 1,33 \times 22,372 \text{ ton-m} = 29,755 \text{ ton-m}$$

Dado a que $M_{cr} > 1,33 M_u$ se diseñara con $1,33 M_u$ según lo establecido en la norma AASHTO 5.6.3.3.

2.9.2.12.1. Cálculo de área de acero

$$M_u = 29,755 \text{ ton-m}$$

- Cálculo por flexión

Asumiendo $a = 2 \text{ cm}$

$$d = H_{cab} - r = 0,95 - 0,05 = 0,90 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d_z - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{29,755(1\,000)(100)}{0,9(4\,200) \left(0,90 - \frac{2}{2} \right)} = 8,845 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f'_c \times b_{cab}}$$

$$a = \frac{8,845(4\,200)}{0,85(350)(90)} = 1,387 \text{ cm}$$

- Cálculo de acero mínimo

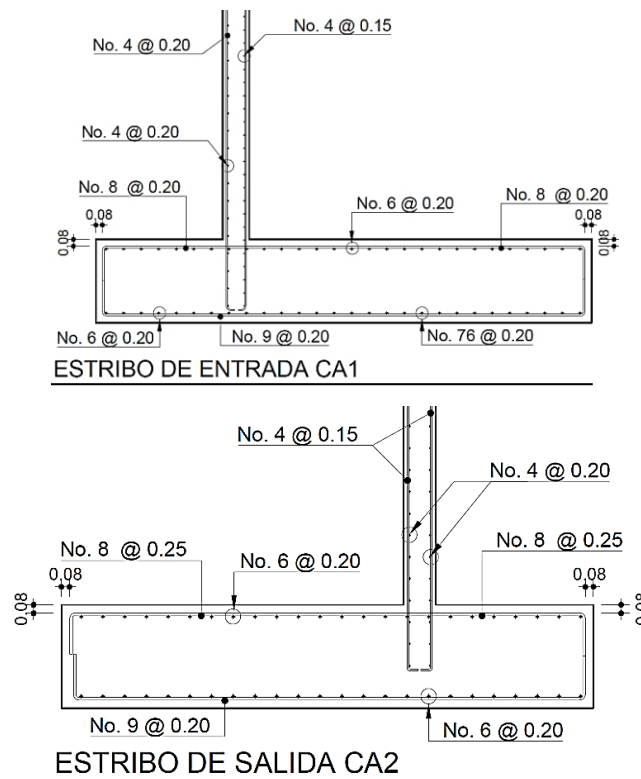
$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_{\text{cab}} \times b_{\text{cab}} = 0,00333(90)(90) = 27 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado con varilla No. 8 ϕ 1" ($A_{s_{\text{var}}} = 5,10 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{Varillas} = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{s_{\text{var}}}} = \frac{27}{5,10} = 5,29$$

Armar con 6 varillas No. 8.

Figura 41. Armado de zapata



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

2.9.3. Diseño de dispositivo de apoyo o neopreno

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la subestructura de un puente cuya función es transmitir las cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. El dispositivo a diseñar será de elastómero de caucho sintético, semicubiertos y zunchos metálicos.

2.9.3.1. Características de diseño y cargas aplicadas

- Propiedades del dispositivo de apoyo

El módulo de corte G en un dispositivo de elastómero reforzados con acero que tengan PTFE (polytetrafluorethylene=teflón) o un deslizador equivalente en la parte superior, estará entre 5,62 kg/cm² y 17,58 kg/cm² (o entre dureza 50 y 70 de acuerdo a la escala Shore A). Si no cuentan con él, estará entre 5,62 kg/cm² y 12,30 kg/cm² (dureza 50 y 60).

Tabla LIII. Propiedades del elastómero

Detalle	Dureza (Shore A)		
	50	60	70
Modulo de corte G @ 23°C (kg/cm ²)	6,68 - 9,14	9,14 - 14,06	14,06 - 21,09
Deflexión por creep @ 25 años dividida por la deflexión inicial	0,25	0,35	0,45

¹ sólo para PEP (apoyos de elastómero simples), FGP (apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio), y dispositivos de elastómero reforzado con acero que cuenten con PTFE (teflón) o un deslizador equivalente en su parte superior.

Fuente: ASOCIACIÓN Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte. *AASHTO LRF Bridge Design Specifications*. p. 1 254.

Para los parámetros de diseño se utilizará los valores comerciales que existen en Guatemala, por lo tanto, las propiedades de los materiales son:

Dureza de elastómero o neopreno (G)	= 12 kg/cm ²
Resistencia de la placa de acero A36 (f _y)	= 2 531 kg/cm ²

- Cargas de servicio

Aplicando el teorema de Barré para determinar la carga viva (P_L) de servicio, para una luz de 35,00 (Ver anexo 1), y las reacciones generadas por la superestructura, se tiene las cargas en servicio que recibirá el apoyo.

Carga muerta (P _{DC})	= 42,256 ton
Carga de asfalto (P _{DW})	= 3,465 ton
Factor de presencia (g ₂)	= 0,539
Carga viva + impacto (P _L)	= 56,58 ton x 0,539 = 30,497 ton
Carga total (P _T)	= 42,256 + 3465 + 30,497 = 76,218 ton

2.9.3.2. Determinación de área de apoyo

En el estado límite de Servicio el esfuerzo en compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares con acero cumplirá con AASHTO 14.7.6.3.

$\sigma_s < 1,25 GS_i$	AASHTO 14.7.6.3.2-7
$\sigma_s < 87,9 \text{ kg/cm}^2$	AASHTO 14.7.6.3.2-8

El ancho inferior de la viga es de 0,62 m, por consiguiente, se adopta un ancho de elastómero W = 0,55 m.

$$\sigma_s = \frac{P_T}{W \times L_{\min}} = \frac{76,218}{0,55 \text{ m} \times L_{\min}} = 461,93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$L_{\min} = 0,30 \text{ m}$$

Seleccionando la longitud de apoyo que permita la rotación de la viga y su estabilización a la hora de montaje $L = 0,45 \text{ m}$.

$$\sigma_s = \frac{P_T}{W \times L} = \frac{76,218}{0,55 \times 0,45} = 307,95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 461,93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{¡Ok!}$$

2.9.3.3. Determinación de factor de forma

De acuerdo a AASHTO, el factor forma de una capa interna del dispositivo de apoyo se debe de tomar despejando S de la ecuación 14.7.6.3.2-7, para cargas de servicio, y para carga viva.

- Combinación de carga de servicio total

$$S_{\min} = \frac{\sigma_s}{1,25 G} = \frac{307,95}{1,25 \times 120} = 2,053$$

- Combinación de carga viga HL-93

$$\sigma_{sl} = \frac{P_L}{WL} = \frac{30,497}{0,55 \times 0,45} = 12,322 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{\min l} = \frac{\sigma_{sl}}{G} = \frac{123,22}{120} = 1,027$$

2.9.3.4. Determinación de grosor de elastómero

Según el artículo AASHTO 14.7.5.1-1, el factor de forma (S) debe ser mayor o igual de la siguiente fórmula y despejando para h_n , del factor de forma calculado se tiene lo siguiente.

$$S_i \geq \frac{LW}{2h_n(L+W)} \quad \text{despejando } h_n; \quad h_n \leq \frac{LW}{2S_i(L+W)}$$

Donde:

- L = Dimensión en planta del rodamiento perpendicular al eje de rotaciones bajo consideración (m).
- W = Dimensión en planta del rodamiento paralela al eje de rotaciones bajo consideración (m).
- h_n = Espesor de la i -ésima capa elastomérica (m).

- Combinación para carga de servicio total

$$h_n \geq \frac{LW}{2S_{\min}(L+W)} = \frac{0,55 \times 0,45}{2 \times 2,053 \times (0,45+0,55)} = 0,0603 \text{ m}$$

- Combinación para carga viva HL-93

$$h_n \geq \frac{LW}{2S_{\min}(L+W)} = \frac{0,55 \times 0,45}{2 \times 1,027 \times (0,45+0,55)} = 0,1205 \text{ m}$$

El valor del grosor de cada capa de elastómero no debe ser mayor a los espesores encontrados anteriormente, por lo tanto, se adopta a un valor comercial que en Guatemala se tiene un $h_n = 1,5$ cm para cada capa.

Por lo tanto:

$$S_i = \frac{LW}{2h_n(L+W)} = \frac{0,55 \times 0,45}{2 \times 0,015 \times (0,55+0,45)} = 8,25 > S_{\min}$$

$$1.25 \text{ GS} = 1,25 \times 120 \times 8,25 = 1237 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 307,95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{¡Ok!}$$

2.9.3.5. Determinación de número de capas

En apoyos reforzados con acero donde la rotación principal es alrededor de un eje paralelo al eje transversal del puente se debe cumplir.

$$\frac{S_i^2}{n} < 22$$

AASHTO 14.7.6.1

Donde:

n = Número de capas interiores que conforman el dispositivo de apoyo.

$$n_{\min} = \frac{S_i^2}{22} = \frac{8,25^2}{22} = 3,093 \cong 3 \text{ capas}$$

Además, las capas exteriores deben tener como mínimo un espesor de (h_{re}) igual al 70 % del espesor de las capas internas, sugerido por AASHTO LRFD se colocarán 2 capas exteriores entre 8 mm a 15 mm, seleccionando $h_{re} = 8$ mm.

$$\frac{S_i^2}{n} = \frac{8,25^2}{(3+0,5+0,5)} = 17,015 < 22$$

$$h_{rt} = nh_n + 2 h_{re} = 3 \times 1,5 + 2 \times 0,8 = 6,1 \text{ cm}; \text{ altura total de elastómero.}$$

2.9.3.6. Determinación de estabilidad de elastómero

Para determinar la estabilidad del dispositivo de apoyo AASHTO indica que, el rodamiento que satisfaga la ecuación siguiente se considerará estable, y no se requiere más investigación de la estabilidad.

$$2A \leq B$$

AASHTO 14.7.5.3.4 - 1

Donde:

$$A = \frac{1,92 \frac{h_{it}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2,0 L}{W}}} \quad \text{AASHTO 14.7.5.3.4 - 2}$$

$$A = \frac{1,92 \frac{0,061}{0,45}}{\sqrt{1 + \frac{2(0,45)}{0,55}}} = 0,16$$

$$B = \frac{2,67}{(S_i + 2,0) \left(1 + \frac{L}{4,0 W}\right)} \quad \text{AASHTO 14.7.5.3.4 - 3}$$

$$B = \frac{2,67}{(8,25 + 2,0) \left(1 + \frac{0,45}{4(0,55)}\right)} = 0,22$$

Por lo tanto, se tiene que: $2A=0,321$, no cumple con la condición de apoyo, no obstante, AASHTO indica que sí:

$$A - B \leq 0$$

$$0,16 - 0,22 = -0,056 \leq 0$$

Por lo tanto, el dispositivo es estable y no depende de σ_s .

2.9.3.7. Determinación de placas de refuerzo

- Para estado de servicio

$$h_s > \frac{3 h_n \sigma_s}{f_y} \quad \text{AASHTO 14.7.5.3.5-1}$$

$$h_s = \frac{3 \times 1,5 \times 30,7}{2\,531} = 0,055 \text{ cm}$$

- Para estado de fatiga

$$h_s > \frac{2 h_n \sigma_{sl}}{\Delta F_{TH}} \quad \text{AASHTO 14.7.5.3.5-2}$$

$$h_s > \frac{2 \times 1,5 \times 12,32}{1\,683} = 0,022 \text{ cm}$$

Donde:

ΔF_{TH} = Umbral de fatiga de amplitud constante para la Categoría A como se especifica en el Artículo 6.6. (1683 kg/cm²).

Adoptando de las alturas $h_s = 2$ mm de las que son las comerciales en Guatemala y se utilizara una placa de apoyo entre cada elastómero, por lo tanto, la altura total del dispositivo de apoyo.

$$h_T = (n+1)h_s + h_{rt} = (3+1)(0,2) + 6,1 = 6,9 \text{ cm}$$

2.10. Elaboración de presupuesto y planos

Es importante tomar en cuenta una elaboración de presupuestos del proyecto, para dar a conocer una estimación del costo final, y el tiempo de ejecución del mismo, para así determinar la repercusión del entorno a modificar.

2.10.1. Elaboración de planos

Los planos están basados en los diseños y cálculos realizados con anterioridad, los cuales se especifican las dimensiones y las propiedades de los materiales de construcción para el diseño del puente, de estos están basado el diseño según las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de caminos. El formato para la entrega de planos y planos requeridos, están basado en la normativa de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES NSE 5.8, ver detalles en la sección de Apéndice.

2.10.2. Presupuesto y cronograma

Para determinar el presupuesto requerido se ha tomado como base la mano de obra del puente que se ha utilizado con anterioridad el cual es el Puente de Quebrada de Agua, en San José del Golfo de Guatemala, que se realizó o se culminó en el año 2018.

Para integrar el presupuesto total se ha desglosado en los trabajos que son requeridos para llevar a cabo la ejecución del mismo, y con base a este presupuesto se ha desarrollado el cronograma de planificación con el cual se llevara a cabo el proyecto. En la siguiente tabla se muestra costos generales.

Tabla LIV. Presupuesto general de proyecto

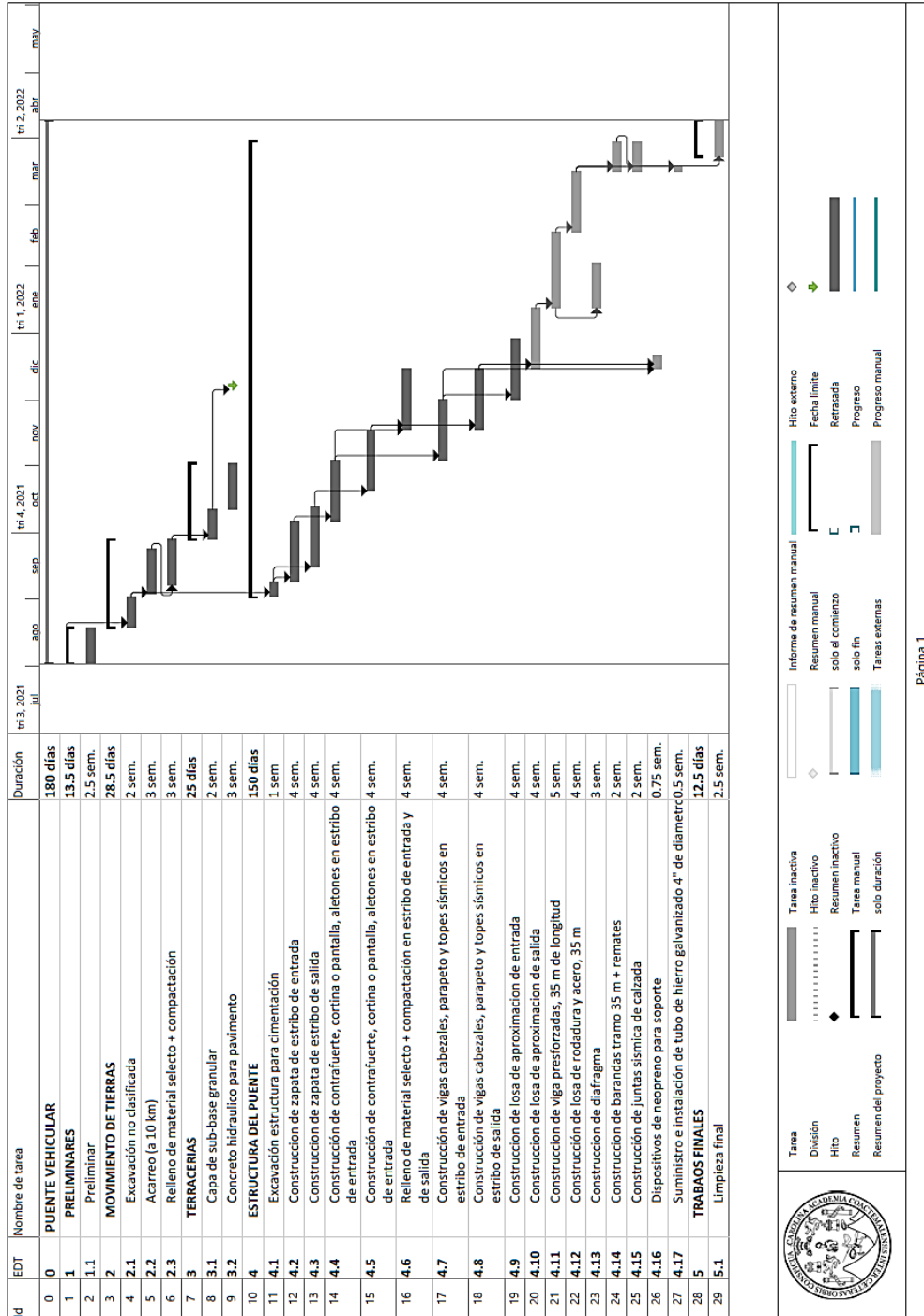


MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR EN ALDEA EL COPANTE (SOBRE RIO PLATANOS)
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-

RESUMEN DE INTEGRACIÓN DE COSTOS			TOTAL	Q	8 450 470,08	
No.	DESCRIPCIÓN DEL REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	
1	PRELIMINARES	GLOBAL	1,00	Q 290 000,00	Q	290 000,00
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,1	Excavación no clasificada	M3	11 165,00	Q 45,20	Q	504 658,00
2,2	Acarreo (a 10 km)	M3-KM	11 165,00	Q 32,20	Q	359 513,00
2,3	Relleno de material selecto + compactación	M3	11 180,00	Q 25,50	Q	285 090,00
3	TERRACERIAS			Q -	Q	-
3,1	Capa de sub-base granular	M2	302,00	Q 477,00	Q	144 054,00
3,2	Concreto hidráulico para pavimento (4000 psi)	M2	302,00	Q 355,00	Q	107 210,00
4	ESTRUCTURA DEL PUENTE			Q -	Q	-
4,1	Excavación estructura para cimentación. En lecho rocoso y/o roca	M3	438,06	Q 265,00	Q	116 085,90
4,2	Construcción de zapata de estribo de entrada, incluyendo formateado y fundición de elemento con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 75 600,00	Q	75 600,00
4,3	Construcción de zapata de estribo de salida, incluyendo formateado y fundición de elemento con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 65 050,00	Q	65 050,00
4,4	Construcción de contrafuerte, cortina o pantalla, aletones en estribo de entrada, incluyendo armado, formateado y fundición con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 10 000,00	Q	10 000,00
4,5	Construcción de contrafuerte, cortina o pantalla, aletones en estribo de entrada, incluyendo armado, formateado y fundición con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 90 000,00	Q	90 000,00
4,6	Relleno de material selecto + compactación en estribo de entrada y de salida	M3	94,03	Q 106,00	Q	9 967,18
4,7	Construcción de vigas cabezales, parapeto y topes sísmicos en estribo de entrada, incluyendo formateado, armado y fundición con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 186 000,00	Q	186 000,00
4,8	Construcción de vigas cabezales, parapeto y topes sísmicos en estribo de salida, incluyendo formateado, armado y fundición con concreto 5,000 psi	UNIDAD	1,00	Q 186 000,00	Q	186 000,00
4,9	Construcción de losa de aproximación de entrada	M2	108,00	Q 477,00	Q	51 516,00
4,10	Construcción de losa de aproximación de entrada	M2	108,00	Q 477,00	Q	51 516,00
4,1	Construcción de viga presforzadas, 35 m de longitud, incluyendo armado, formateado, sistema de presfuerzo, tensado de viga y fundición, con concreto 7,000 psi	UNIDAD	5,00	Q 1 024 500,00	Q	5 122 500,00
4,1	Construcción de losa de rodadura y acero, 35 m incluyendo armado, formateado y fundición de elemento, con concreto de 4,000 psi	ML	35,00	Q 7 470,00	Q	261 450,00
4,1	Construcción de diafragma incluyendo armado, formateado y fundición con concreto 4,000 psi	UNIDAD	5,00	Q 3 800,00	Q	19 000,00
4,1	Construcción de barandas tramo 35 m + remates, armado, formateado y fundición con concreto 3,000 psi	UNIDAD	36,00	Q 2 000,00	Q	72 000,00
4,2	Construcción de juntas sísmica de calzada	ML	14,40	Q 13 800,00	Q	198 720,00
4,2	Dispositivos de neopreno para soporte	UNIDAD	10,00	Q 12 625,00	Q	126 250,00
4,2	Suministro e instalación de tubo de hierro galvanizado 4" de diametro	ML	64,00	Q 754,00	Q	48 256,00
5	TRABAOS FINALES			Q -	Q	-
5,1	Limpieza final	GLOBAL	1,00	Q 70 034,00	Q	70 034,00
MONTO TOTAL					Q	8 450 470,08

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. Cronograma de ejecución



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Project 2021.

2.11. Estudio de impacto ambiental (EAI)

El porqué de la importancia de este estudio es que, la construcción de un puente modifica el medio en donde se ubica y en consecuencia las condiciones socioeconómicas, culturales y ecológicas del sitio en donde se ejecutaría el proyecto; cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental.

La legislación ambiental actual en Guatemala, establece una serie de requerimientos para los proyectos de inversión, todo este tipo normas y requerimientos se puede encontrar en la norma de seguridad estructural para Guatemala, la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica - AGIES – en la norma NSE 5.2 -2018.⁵

En la actualidad se hace necesario determinar la naturaleza, tipo, cantidad; así como las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que casen las actividades que conlleva la ejecución del proyecto. “El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales MARN a partir de 2000, impuso legalmente el Decreto 68-86 Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente [...]”⁶.

Por lo tanto, las herramientas existentes para evaluar los impactos que causara un determinado proyecto, se pueden mencionar los siguientes tipos.

- Estudio de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)

⁵ ASOCIACIÓN de Guatemala de Ingeniería Estructura y Sismo. *Demanda estructurales y condiciones de sitio NSE 5.2.* p. 24.

⁶ ZAMORA, Luis, *Diseño del puente vehicular sobre el Río Tucunel en el caserío Tzitzima.* p. 74.

- Estudio de impacto ambiental significativo (evaluación general): Se realizan en 2 fases que son complementarias entre sí, de las cuales son las siguientes:
 - Fase preliminar o de factibilidad, incluye datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, planes de contingencia, plan de seguridad humana y otros.
 - Fase completa que generalmente se aplica a proyectos con ciertas características de tamaño y complejidad de operaciones. Además de lo establecido en la fase preliminar, debe incluir las respuestas a las siguientes preguntas:
 - ¿Qué sucederá el medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
 - ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
 - ¿Qué importancia tienen los cambios?
 - ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
 - ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

2.11.1. Evaluación de impacto ambiental, proyecto Puente vehicular en aldea El Copante

Por las características, tipo del proyecto y de la zona donde se ubicará, es posible realizar un estudio tipo evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos. Así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Información sobre el proyecto

- Nombre de la comunidad: Aldea El Copante
- Municipio: San José del Golfo
- Departamento: Guatemala

- Tipo de proyecto

Puente vehicular de dos carriles con vigas de concreto preesforzada, postensada de 35,00 metros de longitud en camino rural.

- Consideraciones sobre áreas protegidas y ecosistemas naturales

El proyecto no se ubica dentro de alguna área protegida legalmente establecida y no afecta el ecosistema natural de la región.

- Otras consideraciones.

Se debe definir las características geológicas del lugar, para determinar si es un riesgo con la fauna y vegetación de sector, así como en el desarrollo del proyecto y su vida útil de servicio.

2.11.2. Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación

Se evalúan por medio de una matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presenta el impacto identificado, las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla LVI. Impactos ambientales negativos en construcción

Proyecto - Diseño de puente vehicular en aldea El Copante, San José del Golfo"				
Impacto ambiental		Responsable		
		Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
I	Deslaves de material	X		
II	Erosión de cortes	X		
III	Disposicion inadecuada de materiales de desperdicio	X		
IV	Alteración del drenaje superficial	X		
V	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
VI	Contaminación del aire por polvo generado en la construcción	X		
VII	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	X
VIII	Riesgo para los trabajadores	X	X	X
IX	Generación de desechos solidos derivados de las actividades y los trabajadores en la obra	X		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla LVII. **Impactos ambientales negativos en operación**

Proyecto - Diseño de puente vehicular en aldea El Copante, San José del Golfo"				
Impacto ambiental		Responsable		
Actividad		Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
I	Erosión de cortes	X	X	
II	Accidentes de tránsito	X		
III	Accidentes a peatones	X		
IV	Reasentamiento involuntario	X		X

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

2.11.3. Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto

Luego de realizar un análisis de los impactos ocasionados con la ejecución y planificación del proyecto (impactos significativos y no significativos), se tiene que las medidas de mitigación recaen más que todo para la unidad ejecutora del proyecto ya que esta debe cumplir con la seguridad personal y la seguridad ambiental en los procesos constructivo, ya que al finalizar el proyecto el proceso de mantenimiento caerá por parte de la municipalidad y la comunidad de la región.

2.11.4. Mantenimiento preventivo

Esta operación tiene por objeto conservar en las mejores condiciones posibles, los diferentes elementos de la estructura para su óptimo funcionamiento.

- Señalización, pintura, alumbrado, entre otros.
- Limpieza de acotamientos, drenes, lavaderos y coronas de pilas, estribos caballetes, entre otros.
- Limpieza y rehabilitación de conos de derrame incluida su protección.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Recarpeteo de los accesos del puente.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de parapetos dañados
- Limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación
- Limpieza o protección de apoyos.

3. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES EN ALDEA PONTEZUELAS, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

3.1. Descripción del lugar del proyecto

Para este caso en particular se requiere el diseño de un muro de contención de gravedad en la aldea Pontezuelas que sustituirá el muro de block actual que se ha estado deteriorando con el tiempo, causado por el tránsito vehicular dado a que esta ruta es considerada como ruta principal ya que esta conduce a las aldeas y caseríos de la región.

El diseño constará de un muro de contención de gravedad de gaviones, se considera para el diseño un talud de gaviones de 4 metros de altura y una longitud de 13 metros a lo largo del terreno, con lo cual este muro se dispondrá el diseño de un canal de captación de agua en la parte baja del muro, con sus propios disipadores y canales de recolección de agua.

- Generalidades

El diseño de muro de gavión se basará en las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES, para determinar su estabilidad y presiones máximas de acuerdo al estudio de suelo realizado y finalmente se dispondrá de planos estructurales y de ubicación, junto a su presupuesto para la ejecución del mismo.

- Norma AGIES NSE 5.3 -2018, Obras de Retención
- ACI 318 -19

3.2. Criterios a seguir en obras de gaviones

Los procesos de construcción de una obra de infraestructura como lo es el muro de contención por gravedad, se deben se planificar los siguientes pasos.

- Demarcación topográfica
- Excavación
- Mejoramiento de la base
- Armado de gaviones
- Llenado de gaviones
- Relleno

3.3. Ejecución

En el proceso de construcción de un muro de contención de gaviones es importante conocer las características y los materiales por el cual componen este sistema de estabilización por lo que se debe analizar cada material empleado.

3.3.1. Materiales para la construcción de gaviones

Los materiales para la construcción de gaviones deben ser de muy buena resistencia, durabilidad y seguridad, se los cuales estos materiales deben ofrecer una buena garantía especial para que no sufra alguno percance durante su tiempo de servicio.

- Protección contra la corrosión y seguridad contra daños provocados:
 - Agresividad del suelo o agua
 - Fenómenos de corrientes galvánicas

- Agentes atmosféricos
 - Acciones mecánicas generadas por los esfuerzos del suelo
 - Incendios
 - Acción de animales o vandalismo de la región
- Materiales que componen los gaviones
 - Alambres
 - Mallas
 - Alambre de bordes
 - Alambres para amarres y tensores
 - Recubrimiento plástico
 - Piedras de canteras

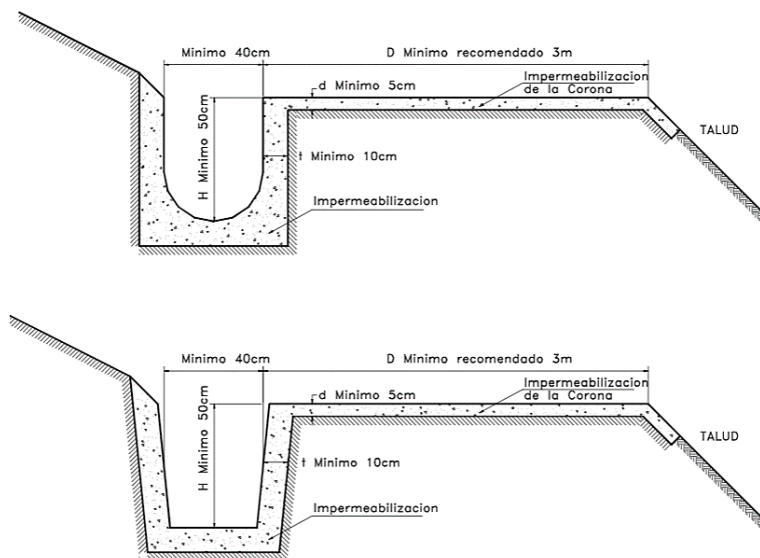
3.4. Canales o zanjas de corona

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud, la zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe. Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de 40 centímetros de ancho mínimo y

50 centímetros de profundidad. Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona

Figura 42. **Detalle de zanja de coronación**



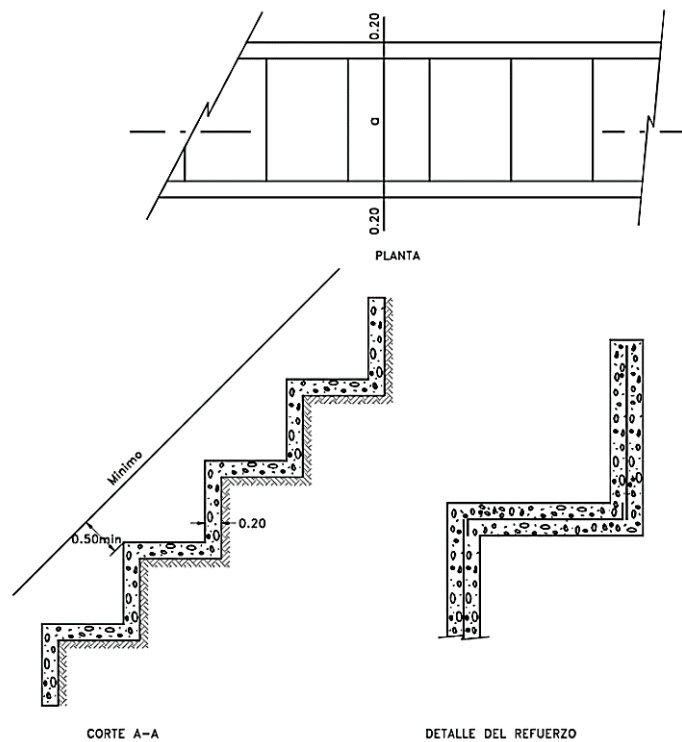
Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. *Control de aguas superficiales y subterráneas*. p. 432.

- **Canales colectores y disipadores**

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: el canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada.

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía, el flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo.

Figura 43. **Canal de entrega de agua**



Fuente: SUAREZ DIAZ, Jaime. *Control de aguas superficiales y subterráneas*. p. 439.

3.5. **Diseño de muro de contención gavión**

Para el diseño de un muro de retención de gravedad se debe de analizar los siguientes estudios importantes para hacer un buen diseño y un buen planteamiento de la solución a la problemática.

3.5.1. Levantamiento topográfico

Es de vital importancia contar con las características geológicas del área dañada o a mejorar ya que, ejecutando un buen levantamiento topográfico se puede determinar la altimetría del terreno, así como cualquier otra obra existente o a proteger. Para este proyecto se determinó la topografía del terreno para poder representar gráficamente la pendiente del talud requerido y la altura final para el diseño del muro.

Por lo cual, se ha identificado la región en donde se ubicará el proyecto por lo que de este estudio determino la longitud horizontal que se tendrá el muro de gaviones, y se ha estimado que se tendrá una longitud se diseñó de 13 metros y una altura final de 4,00 metros.

3.5.2. Estudio de suelos

Por el tipo de proyecto se requirió un estudio de suelos de ensayo de compresión triaxial, por ende, se tomó una muestra inalterada de donde se ubicará el muro para así determinar las características del terreno. Se extrajo una muestra de un pozo a cielo abierto de 1,20 m x 1,20 x 1,50 m de profundidad en la zona más baja en donde colocara la base del muro. El ensayo a aplicarse será de compresión triaxial no drenado, no consolidado. (Ver anexos 9).

- Resultado de ensayo compresión triaxial no drenado no consolidado

- Cohesión (C_u) = 7,37 ton/m²
- Peso específico (γ_s) = 1,81 ton/m²
- Angulo de fricción interna (ϕ) = 28,13°
- Desplante (D_f) = 1,50 m

- Densidad de humedad = 1,91 ton/m²
- Valor soporte del suelo

De igual manera que el diseño del puente, (Estribos) se determina el valor soporte mediante las ecuaciones de la teoría de Terzaghi, mediante la fórmula siguiente, utilizada para una cimentación continua o corrida.

$$q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida})$$

Donde:

- q_u = Capacidad de carga limite (ton/m²)
- c' = Coeficiente de cohesión del suelo (ton/m²)
- γ = Peso específico del suelo (ton/m³)
- D_f = Desplante o profundidad de muestra obtenida (m)
- B = Base de zapata para 1 metro de longitud (m)
- N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Entonces Interpolando de la tabla I, los valores N'_c, N'_q, N'_γ que están en función del ángulo de fricción interna $\phi = 28,13^\circ$.

$$q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (7,37)(18,155) + 1,81(1,50)(7,745) + (0,5)(1,81)(1)(3,842)$$

$$q_u = 197,749 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo al resultado anterior el valor teórico del valor soporte del suelo debe estar afectado por un factor de seguridad recomendado por Terzaghi, que

de igual manera esta sugerido por las normas AGIES 2018 el aplicar un factor de seguridad al valor soporte del suelo de valor de tres, por lo tanto:

$$q_{perm} = \frac{q_u}{3} = \frac{197,749 \text{ T/m}^2}{3} = 65,916 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto, este resultado de valor soporte es el que será utilizado para determinar los chequeos definidos por la normativa NSE 5.8 el cual expresa los límites que debe tener el muro para evitar presiones en el terreno, mayor de las que se puedan soportar.

3.5.3. Parámetros de diseño

Para el diseño de los muros de contención que se verán en el presente documento, se diseñara un muro de gaviones con las siguientes características:

- Propiedades físicas y mecánicas del terreno

Tipo de suelo	Grava y arena limosa color café
Peso del terreno	$\gamma_s = 1,81 \text{ ton/m}^3$
Ángulo de fricción interna	$\phi = 28,13^\circ$
Capacidad soporte del suelo	$q_{perm} = 65,916 \text{ ton/m}^2$
Cohesión	$c = 6,0 \text{ ton/m}^2$

- Propiedades y características del gavión

Peso del concreto	$\gamma_c = 2,40 \text{ ton/m}^3$
Peso de la piedra redonda	$\gamma_p = 2,50 \text{ ton/m}^3$
Porosidad del gavión	$n = 25 \%$

Malla y diámetro de alambre 8 x 10 cm, $\phi=2,7$ mm CD

Reducción de fricción $\mu_t = 5 \%$

- Sobrecargas consideradas

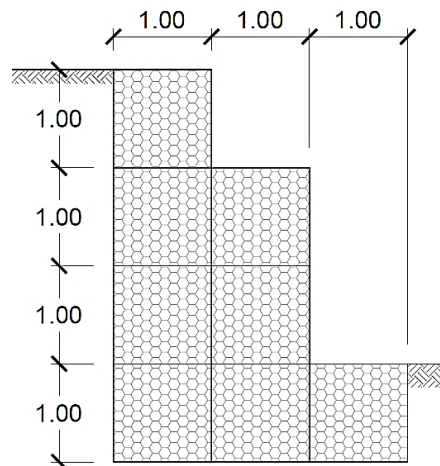
Según la normativa AGIES 2018 se debe considerar una sobre carga de tráfico dependiendo la ubicación del muro, por lo que se le agregara una sobre carga de:

$$q_v = 1,50 \text{ ton/m}^2$$

3.5.4. Geometría del muro

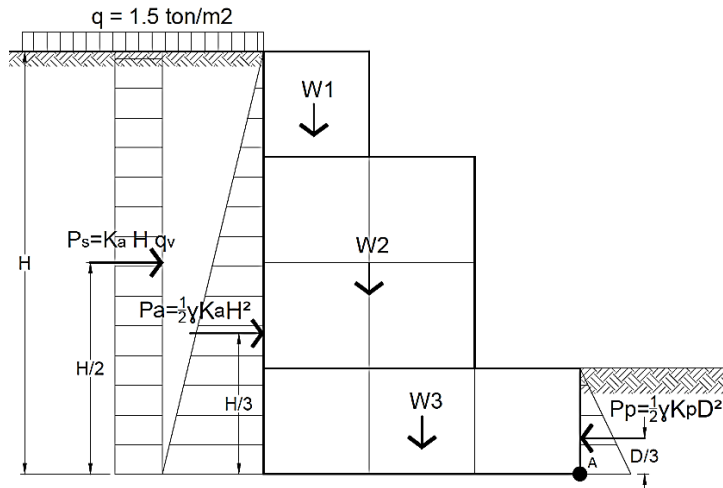
Basado en las características topográficas se toma la decisión de seleccionar la geometría de los gaviones y la ubicación de las cajas las cuales posteriormente se hace el análisis de estabilización del suelo.

Figura 44. Geometría de muro de gavión



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

Figura 45. Diagrama de fuerzas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021

Para la geometría anterior, se diseña un muro de contención gavión para 13,00 metros de longitud; se diseñará para una integración de cargas de 1,00 metros longitudinal.

3.5.5. Cálculo de empuje activo

Para determinar el empuje activo que actúa sobre el muro de se aplicara la teoría de Rankine, y también se contemplara una sobrecarga vehicular establecido por la normativa AGIES NSE 5.3 tal y como se muestra en la figura 45.

$$\phi = 28,13^\circ$$

Art. 3.4.1-2 AGIES NSE 5.3

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 28,13}{1 + \sin 28,13}$$

$$k_a = 0,359$$

$$P_s = k_a \times H \times q_v$$

Art. 3.4.1-3 AGIES NSE 5.3

$$P_s = 0,359 \times 4,00 \times 1,50$$

$$P_s = 2,155 \text{ ton/m}$$

$$P_a = 0,5 k_a \times \gamma_s \times H^2$$

Art. 3.4.1-1 AGIES NSE 5.3

$$P_a = \frac{1}{2} (0,359)(1,81)(4,00)^2$$

$$P_a = 5,201 \text{ ton/m}$$

$$P_A = P_a + P_s = 5,201 + 2,155 = 7,356 \text{ ton/m}$$

3.5.6. Cálculo de empuje pasivo

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 28,13}{1 - \sin 28,13}$$

$$k_p = 2,784$$

$$P_p = 0,5 k_p \times \gamma_s \times D^2$$

Art. 3.4.1-5 AGIES NSE 5.3

$$P_p = \frac{1}{2} (2,784)(1,81)(1,00)^2$$

$$P_p = 2,52 \text{ ton/m}$$

3.5.7. Cálculo de momento pasivo y activo

- Momento activo

$$M_a = P_a \times \frac{H}{3} + P_s \times \frac{H}{2}$$

$$M_a = 5,201 \times \frac{4}{3} + 2,155 \times \frac{4}{2}$$

$$M_a = 11,242 \text{ ton-m/m}$$

- Momento pasivo

$$M_p = P_p \times \frac{D}{3}$$

$$M_p = 2,52 \times \frac{1}{3}$$

$$M_p = 0,84 \text{ ton-m/m}$$

3.5.8. Análisis de estabilidad

Se determina el peso de la estructura el cual esté debe resistir las cargas que actúan sobre el terraplén evitando las fallas por deslizamiento, volteo y presiones máximas, entonces de la figura 45 se tiene la siguiente tabla.

Tabla LVIII. Cálculo de fuerzas resistentes

Fig.	Área	Peso específico	W	X	M
	m ²	ton/m ³	ton/m	m	ton-m
W1	1	1,875	1,88	2,50	4,69
W2	4	1,875	7,50	2,00	15,00
W3	3	1,875	5,63	1,50	8,44
TOTAL			15,00		28,13

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

$$M_r = 28,125 \text{ ton-m/m}$$

$$W = 15,00 \text{ ton/m}$$

3.5.8.1. Chequeo por volteo

Se debe cumplir que la relación entre momentos actuantes contra momentos resistentes sea mayor a 1,50 según la tabla NSE 5.8 5.1.3-1

$$F_{s_v} = \frac{M_a}{M_r} = \frac{11,242}{28,125} = 2,501$$

$$F_{s_v} = 2,501 > 1,50 \quad \text{¡Ok!}$$

3.5.8.2. Cheque por deslizamiento

Se debe cumplir que el factor de seguridad debe ser mayor a 1,50 y que deba resistir las cargas de servicio.

$$F_{s_d} = \frac{W \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + \frac{2}{3}B \times c + P_p}{P_A}$$

$$F_{s_d} = \frac{15,0 \tan\left(\frac{2}{3}(28,13)\right) + \frac{2}{3}(3)(7,37) + (2,52)}{7,356} = 3,039$$

$$F_{s_d} = 3,039 > 1,50 \quad \text{¡Ok!}$$

3.5.8.3. Chequeo de excentricidad

Posteriormente se debe encontrar el punto de aplicación de la fuerza resultante vertical, y finalmente encontrar la excentricidad de la fuerza.

$$\bar{X} = \frac{M_r - M_a}{W} = \frac{28,125 - 11,254}{15} = 1,125 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} = \frac{4}{2} - 1,125 = 0,375 \text{ m}$$

Se verifica que la fuerza resultante caiga dentro del tercio central de la base.

$$\frac{B}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ m} > 0,375 \text{ m} \quad \text{¡Ok! Zona de compresión}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{15}{3} \left(1 + \frac{6(0,375)}{3} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 8,747 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{15}{3} \left(1 - \frac{6(0,375)}{3} \right)$$

$$\sigma_{\min} = 1,253 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{perm}} = 65,916 > \sigma_{\max} = 8,747 \text{ ton/m}^2 \quad \text{¡Ok!}$$

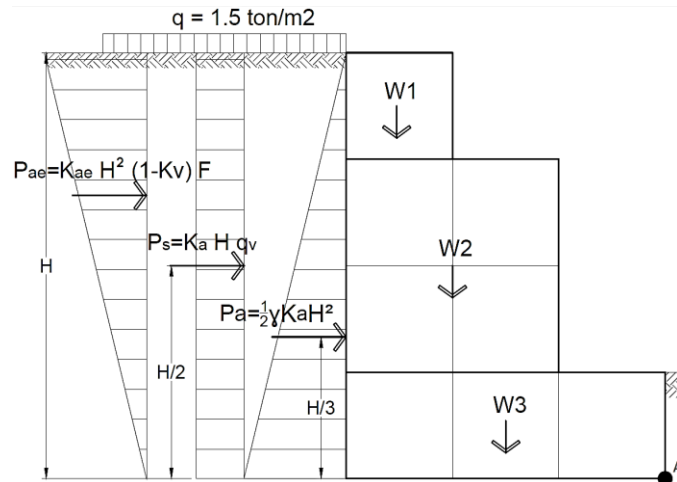
3.5.9. Análisis sísmico según AGIES 2018

Aplicando los mismos valores de análisis sísmicos calculadas para el diseño del puente vehicular, se utiliza los coeficientes sísmicos verticales y horizontales.

$$\text{Coeficiente sísmico horizontal} \quad k_h = 0,255$$

$$\text{Coeficiente sísmico vertical} \quad k_v = 0,127$$

Figura 46. Diagrama de fuerzas por sismo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.

3.5.9.1. Cálculo de empuje por sismo

En el caso más general, la fuerza resultante total de la presión activa generada durante un sismo (\$P_{ae}\$) se puede calcular por las fórmulas planteadas en el artículo 4.9 NSE 5.3

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,255}{1 - 0,127} \right) = 16,257^\circ$$

$$\beta'' = \beta + \psi = 16,257^\circ$$

$$\Phi' = \Phi + \psi = 16,257^\circ$$

$$F = \frac{\cos^2 \Phi'}{\cos \Psi \cos \Phi} = \frac{\cos^2 16,257}{\cos 16,257 \cos 0} = 0,96$$

Donde:

F = Factor de modificación por empuje activo de sismo.

β = Ángulo modificado de talud de relleno (0°).

Φ = Ángulo modificado de pared trasera del muro (0°).

$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} (28,13) = 18,753$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \Phi')}{\cos^2 \Phi' \cos(\delta + \Phi') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta'')}{\cos(\delta + \Phi') \cos(\beta + \Phi')}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(28,13 - 16,28)}{\cos^2(16,28) \cos(18,75 + 16,28) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(18,75 + 28,13) \sin(28,13 + 16,28)}{\cos(18,75 + 16,28) \cos(16,28 + 16,28)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0,367$$

$$P_{ae} = 0,5 K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 (1 - k_v) \times F \quad \text{Art. 4.9-1 AGIES NSE 5.3}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} (0,367)(1,81)(4,00)^2(1 - 0,127)(0,96)$$

$$P_{ae} = 4,45 \text{ ton/m}$$

$$P_A = P_a + P_s + P_{ae} = 5,201 + 2,155 + 4,45 = 11,806 \text{ ton/m}$$

- Momento activo total por

$$M_a = P_a \times \frac{H}{3} + P_s \times \frac{H}{2} + \frac{2}{3} H \times P_{ae}$$

$$M_a = 5,201 \times \frac{4}{3} + 2,155 \times \frac{4}{2} + \frac{2(4)}{3} \times 4,45$$

$$M_a = 23,11 \text{ ton-m/m}$$

3.5.10. Análisis de estabilidad por sismo

De acuerdo al peso y momento resistente calculado se compara los chequeos con las fuerzas sísmicas actuantes calculadas anteriormente.

3.5.10.1. Chequeo por volteo por sismo

Se debe cumplir que la relación entre momentos actuantes contra momentos resistentes sea mayor a 1,10 según la tabla NSE 5.8 5.1.3-1

$$F_{s_v} = \frac{M_a}{M_r} = \frac{23,111}{28,125} = 1,217$$

$$F_{s_v} = 1,217 > 1,10 \quad \text{¡Ok!}$$

3.5.10.2. Cheque por deslizamiento por sismo

Se debe cumplir que el factor de seguridad debe ser mayor a 1,10 y que deba resistir las cargas de servicio.

$$F_{s_d} = \frac{W \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + \frac{2}{3}B \times c + P_p}{P_A}$$

$$F_{s_d} = \frac{15,0 \tan\left(\frac{2}{3}(28,13)\right) + \frac{2}{3}(3)(7,37) + (2,52)}{11,806} = 1,893$$

$$F_{s_d} = 1,893 > 1,10 \quad \text{¡Ok!}$$

3.5.10.3. Chequeo de excentricidad

Posteriormente se debe encontrar el punto de aplicación de la fuerza resultante vertical, y finalmente encontrar la excentricidad de la fuerza.

$$\bar{X} = \frac{M_r - M_a}{W} = \frac{28,125 - 23,11}{15} = 0,334 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} = \frac{4}{2} - 0,334 = 1,166 \text{ m}$$

Se verifica que la fuerza resultante caiga dentro del tercio central de la base.

$$\frac{B}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ m} < 1,166 \text{ m} \quad \text{Excentricidad por tensión}$$

Como $B/2 > 3X$ la condición para cálculo de la presión sería la siguiente

$$\sigma_{\max} = \frac{2W}{B} = \frac{2(15)}{3}$$

$$\sigma_{\max} = 10,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{perm}} = 1,33(65,916) > \sigma_{\max} = 10,00 \text{ ton/m}^2 \quad \text{¡Ok!}$$

3.6. Diseño de canal de captación de agua

El diseño de captación de agua lluvia debe ser tal que, cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente, y que esta logre captar la mayor cantidad de escorrentía para ser evacuadas en la pila de captación y así previamente ser liberada a los acuíferos de la zona. Para más detalle ver en

planos las dimensiones y ubicación de la pila de captación y canal de desfogue de agua pluvial.

3.7. Elaboración de presupuesto y planos.

Para hacer entrega de cualquier proyecto es importante definir la parte técnica y la contabilización de los materiales totales, de lo que se van a utilizar para la construcción del mismo, por ende, se presenta un juego de planos, junto su cronograma de trabajo y costo estimado del proyecto.


3.7.1. Elaboración de planos

Los planos están basados en el diseño anterior, junto con su geometría presentada la presentación de los planos estará de acuerdo a las especificaciones de la normativa de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructura y Sísmica AGIES, ver detalles en la sección de anexos.

3.7.2. Presupuesto y cronograma

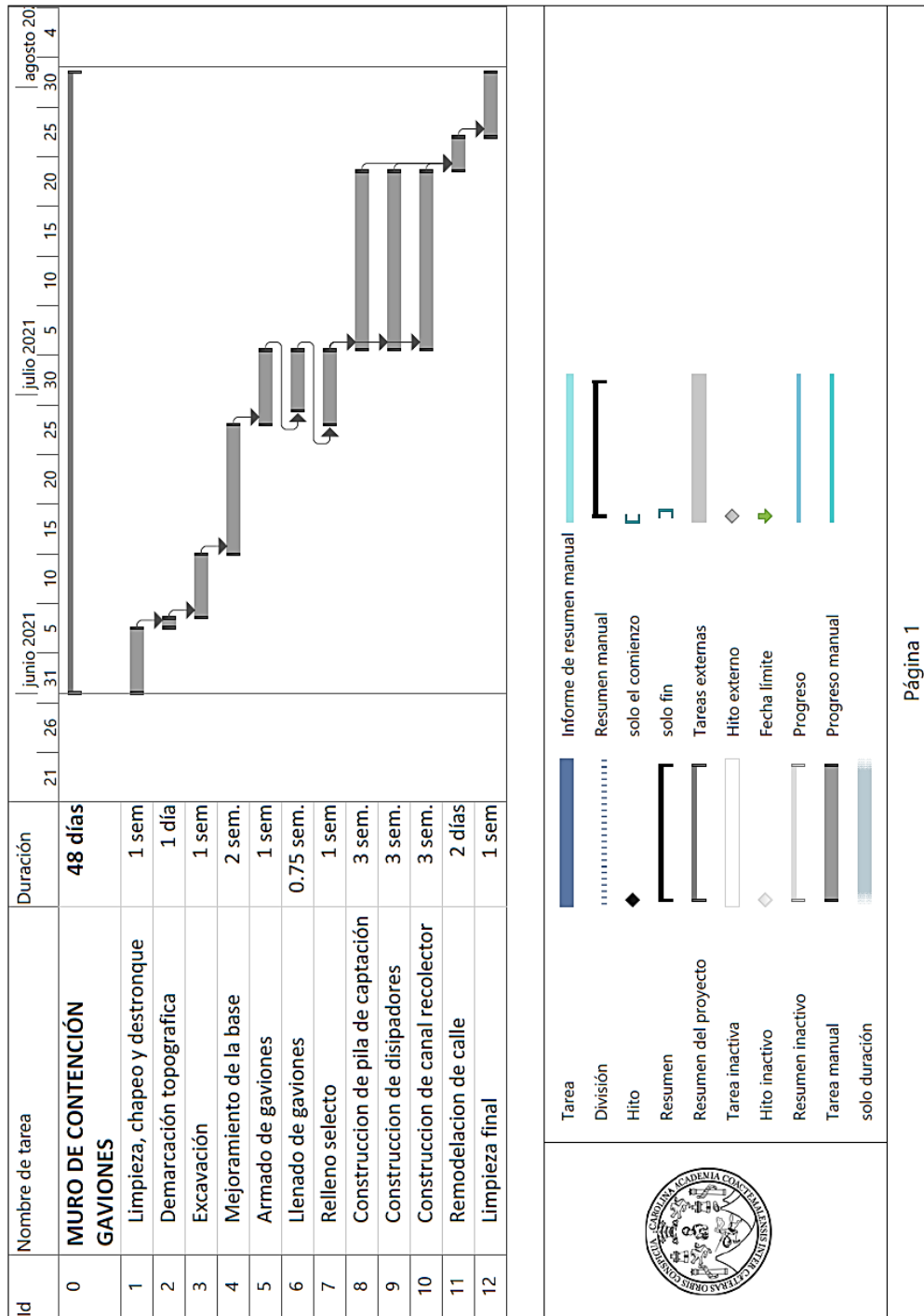
El presupuesto estará dado en dos renglones de trabajo el cual engloba la construcción y fabricación de los gaviones con su mano de obra y materiales a utilizar, de igual manera se hace la cuantificación para la construcción de la caja de captación de agua pluvial el cual ira al fondo del muro de contención.

Tabla LIX. Presupuesto general

 MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN GAVIÓN , ALDEA PONTEZUELAS UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-					
COSTOS DE MURO DE GAVIONES			TOTAL	Q	60 563,73
No.	DESCRIPCIÓN DEL REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	MATERIALES				
1,1	Piedra bola	m3	103,00	Q 150,00	Q 15 450,00
1,2	Gavion caja de 2 m3 con diafragma	unidad	100,00	Q 210,00	Q 21 000,00
1,3	Alamabre de amarre	lb	150,00	Q 8,00	Q 1 200,00
1,4	Arena	m3	9,55	Q 11,50	Q 109,77
1,5	Piedrin	m3	9,55	Q 35,00	Q 334,25
1,6	Cemento	saco	30,00	Q 45,00	Q 1 350,00
1,7	Desperdicio	%	5,00		Q 41 416,22
2	MANO DE OBRA				
2,1	Armado y colocacion de la canasta	m3	104,00	Q 55,00	Q 5 720,00
2,2	Repello y alisado de concreto	m2	39,00	Q 28,00	Q 1 092,00
2,3	Ayudantes	%	53,6%		Q 3 651,23
2,4	Prestaciones	%	33%		Q 2 247,96
TOTAL					Q 47 315,41
MONTO TOTAL					Q 60 563,73
COSTOS DE CANAL DE CAPTACION DE AGUA			TOTAL	Q	10 927,72
No.	DESCRIPCIÓN DEL REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	MATERIALES				
1,1	Cemento	saco		Q 150,00	Q -
1,2	Arena	m3	3,00	Q 550,00	Q 1 650,00
1,3	Piedrin	m3	3,00	Q 8,00	Q 24,00
1,4	Varillas de acero #3	unidad	2,00	Q 21,52	Q 43,04
1,5	Varillas de acero #2	unidad	1,00	Q 15,80	Q 15,80
1,6	Vaillas de acero #4 para base	unidad	4,00	Q 40,73	Q 162,92
1,7	Regilla metalica 0.50 m	unidad	26,00	Q 49,30	Q 1 990,55
1,8	Electromalla calibre 8/8	unidad	2,00	Q 184,00	Q 4 080,62
TOTAL					Q 7 966,93
2	MANO DE OBRA				
2,1	Armado y colocación de canal y pileta	m3	5,00	Q 55,00	Q 275,00
2,2	Repello y alisado de concreto	m2	13,70	Q 28,00	Q 383,60
2,3	ayudante	%	53,6%		Q 353,01
2,4		6 %	33%		Q 217,34
TOTAL					Q 8 537,28
MONTO TOTAL					Q 10 927,72
COSTOS DE MURO DE GAVIONES				TOTAL	Q 60 563,73
COSTOS DE CANAL DE CAPTACION DE AGUA				TOTAL	Q 10 927,72
COSTO TOTAL DE MURO DE CONTENCIÓN + CAA DE CAPTACIÓN				TOTAL	Q 71 491,44

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2021.

Tabla LX. Cronograma de ejecución



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Project 2021.

CONCLUSIONES

1. Con la implementación del proyecto correspondiente al puente vehicular de la aldea El Copante, se obtendrá nuevas rutas de acceso a hacia los departamentos de Sanarate y San José del Golfo, mejorando así el progreso de ambas comunidades lo cual se generaran más comercios en el área por la frecuente circulación vehicular en la zona, no obstante se debe buscar más rutas aleñadas a la comunidad ya que no es recomendable tener una única ruta de acceso para ambas comunidades, no obstante el puente vehicular vendrá a sustituir el puente actual de hamaca, del cual la población lo utiliza de manera inadecuada.
2. Para longitudes mayores de hasta 21 metros es preferible optar por un diseño de puente vehicular con sistema de concreto presforzado ya que las sollicitaciones de esfuerzos suelen ser bastante considerables, tanto que el sistema convencional de concreto reforzado no se da abasto para resistir dichos esfuerzos, por lo tanto para este proyecto al ser una longitud lo bastante grande se optó por utilizar un sistema de vigas postensadas para el diseño del puente, del cual se ha comprobado que el funcionamiento del mismo cumple con las especificaciones y requerimientos establecidos por la normativa AASHTO LRFD 2017, siendo viable para la ejecución del mismo.
3. No es posible determinar o planificar un diseño de un proyecto tal como lo es un puente vehicular o un muro de contención sin conocer antes las características morfológicas del terreno de donde se va a construir, al igual que una buena topografía hace más fácil predecir el comportamiento del

terreno y que, de igual manera las características físicas y mecánicas del suelo, son las que definen el diseño y la geometría del mismo.

4. Las vigas postensadas se diseñaron por estado límite de servicio y se verifican por resistencia, cortante y deflexiones, es decir que las vigas postensadas deben trabajar en la mayor parte de su geometría en esfuerzos de compresión; que el presfuerzo añade cargas de compresión al elemento, y que su colocación de torones de refuerzos se colocan en forma de una parábola para evitar excentricidades que generen momentos de esfuerzos en el elemento.
5. La norma AASHTO LRFD sugiere una geometría para los elementos estructurales tanto para vigas y para los estribos de apoyo, no obstante, cada diseñador tiene la posibilidad de implementar sus propias dimensiones de los elementos siempre y cuando sea factible la ejecución del mismo y que cumpla con los límites de esfuerzos generados.
6. Un canal recolector en la cresta de un muro portante de gravedad, es de vital importancia colocación para la conducción de agua y así evitar la infiltración de la escorrentía y que este pueda dañar el terreno, al igual que es importante darle una ubicación de salida a las aguas pluviales para evitar problemas a futuro.
7. Se debe realizar por cada diseño un chequeo de la cimentación sobre el cual esta soportada la estructura; es mejor la ejecución de ensayos de penetración estándar para determinar la capacidad soporte del terreno y así conocer la estratigrafía del suelo.

RECOMENDACIONES

1. Verificar en todo momento la ejecución de cada proyecto la topografía y ubicación de estribos para lograr una mejor montura del puente vehicular, dicha acción es de vital importancia que sea encargado por un profesional encargado en el área.
2. Realizar el control de calidad los materiales utilizados en las cajas de gaviones, colchones o relleno y que cumplan con las especificaciones de la resistencia de materiales de COGUANOR, para asegurar un buen funcionamiento de la infraestructura.
3. Definir control y seguimiento de los proyectos, es imprescindible que la comunidad o municipalidad de la región realicen chequeos de estabilidad y comportamiento de cada proyecto para obtener una respuesta pronta en caso de surgir algún inconveniente; es importante de igual manera que la supervisión este a cargo por profesionales del área.
4. Dar continuidad al programa de apoyo técnico que brinda la unidad de Ejercicio Profesional Supervisado EPS, hacia los nuevos profesionales de lograr expandir sus conocimientos y que estos logren contribuir en la planificación y diseño de los proyectos de acuerdo a las necesidades de la población y resolver problemas de índole profesional.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala. 2018. 75 p.
2. BARKER, Richard M.; PUCKETT, Jay A. *Design of highway bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications*. 8a ed. Washington: DC. 2017. 954 p
3. BOCH, Carlos Humberto. *Diseño del puente vehicular de la aldea La Concepción y apertura de brecha de carretera de la aldea Los Regadillos del Municipio del Uspantán departamento de Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2012. 141 p.
4. CAHNQUÍN GÓMEZ, Edy Rolando. *Diversas aplicaciones de gaviones para la protección y estabilización de taludes*. Trabajo de graduación de Ing. Civil Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2004. 74 p.
5. DAS, Braja M.; GONZÁLEZ, Sergio R. Cervantes. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México: Cengage Learning, 2015. 819 p

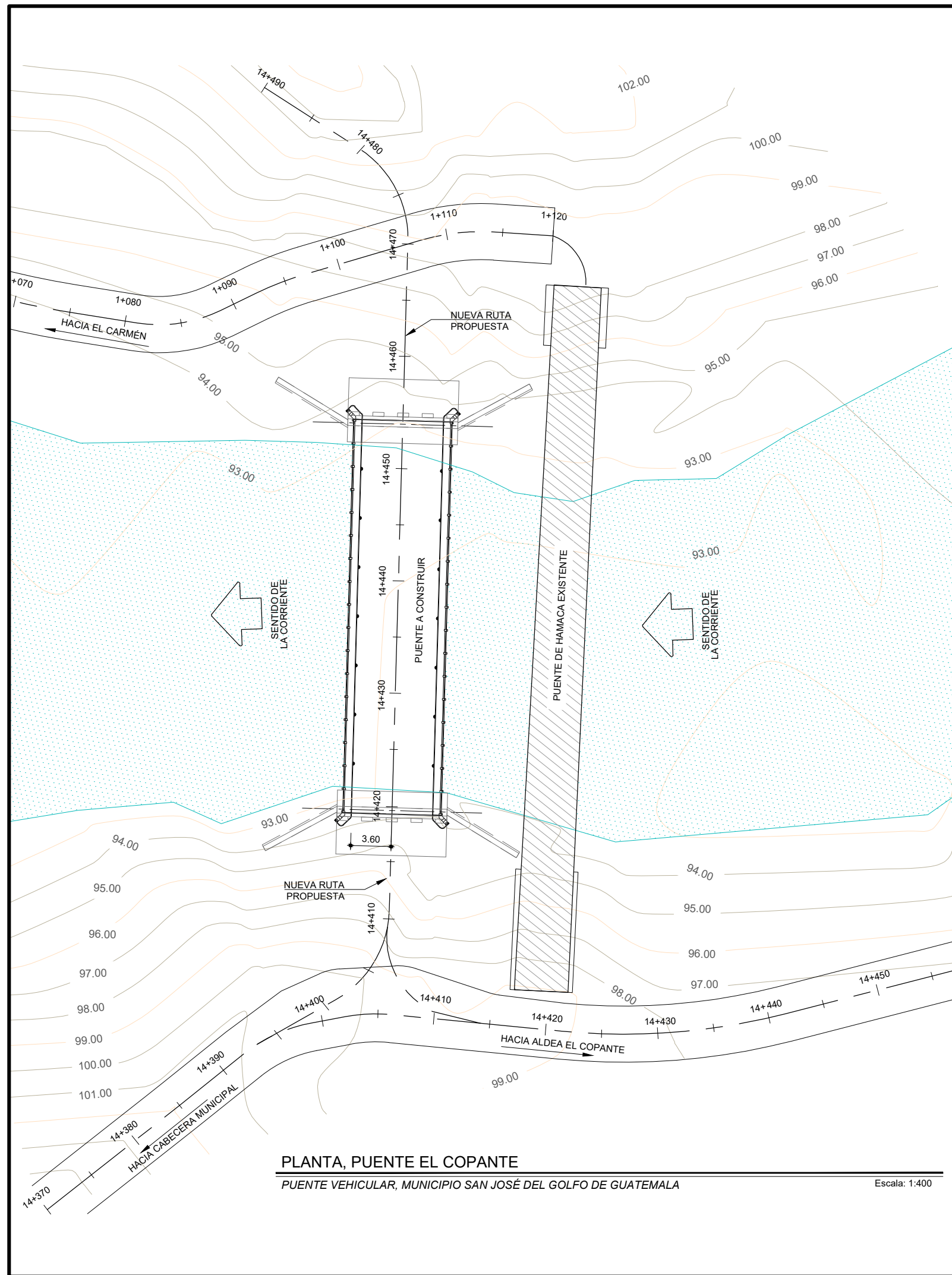
6. DIRECCIÓN Municipal de Planificación. Municipalidad de San José del Golfo. *Reseña histórica del municipio San José del Golfo*. Guatemala. 2018. 15 p.
7. ELIVO, Francina; MOLINA, Eligio. *Topografía de puentes y túneles*. Trabajo de graduación Ing. Agrimensor. Facultad de Ciencias y Tecnología. Escuela de Agrimensura. Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña. San Domingo, República Dominicana. 2014. 46 p.
8. HERNAN LUCERO, Pardo Franklin Alfredo; PACHACAMA Caiza Edgar; RODRÍGUEZ MONTERO William. *Análisis de Muro de Contención*. Trabajo de graduación de Ing. Civil Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central de Ecuador. Quito - Ecuador s.n., 2012. 377 p.
9. International Organization for Standardization. *Norma ISO 690 y 690-2*. Sistema de biblioteca DUOC UC. 2010. 7 p.
10. LÓPEZ, Marly. *Estudio hidrológico para el diseño de obra de protección contra Inundaciones del río xulá, cantón santo teresa, municipio de Cuyotenango, departamento de Suchitepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2013. 127 p.
11. MCCORMAC, Jack C.; BROWN, Russell. *Diseño de concreto reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor, 2011. 744 p

12. RAMÍREZ, Julio. *Informe de Intensidades de Lluvia*. [en línea]. <www.studocu.com/gt/document/universidad-de-san-carlos-de-guatemala/hidrologia/informe-de-intensidades-de-lluvia-guatemala-segun-insivumeh/18004441>. [Consulta: 1 marzo de 2021].
13. RODRÍGUEZ SEQUÉN; Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2014*. Perú: Depósito Legal, Biblioteca Nacional Perú, 2017. 297 p.
14. SUELO TOVAR, Luis; OLÓRTIGA PÉREZ, Marco. *Diseño estructura de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2017. 110 p.
15. Universidad de San Carlos de Guatemala. *Normativo de EPS Facultad de Ingeniería*. [en línea]. <<https://eps.ingenieria.usac.edu.gt>>. [Consulta: 5 de noviembre de 2021].
16. ZAMORA CASTILLO, Luis Antonio. *Diseño del puente vehicular sobre el río tucunel en el caserío Tzitzima y Diseño de la carretera del caserío Tonolajic al caserío Mangales, Municipio de San Andrés Sajcabajá, Departamento de Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2013. 224 p.

APÉNDICES

Apendice 1. **Diseño de un puente vehicular sobre el río Plátanos en la aldea El Copante, Municipio de San José del Golfo de Guatemala, Departamento de Guatemala**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.



PLANTA, PUENTE EL COPANTE
 PUENTE VEHICULAR, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA

Escala: 1:400

ESPECIFICACIONES

1. NORMAS DE DISEÑO

- "Standar Specificacion Highway Bridges" del American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO LRFD Bridges Design Specifications)
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES 2018), NSE 5.2 PUENTES
- Código ACI 318S-19

2. CONSTRUCCIÓN

La entidad constructora será la preseleccionada de acuerdo a los dictamen regidos por la Municipalidad de San José del Golfo de Guatemala, que dicha empresa deba respetar los reglamentos por las normas de las "Especificaciones Generales Para Construcción de Carreteras y Puentes" de la Dirección General de Caminos, (ESP.D.G.G.) Edición de Septiembre 2001.

3. CARGAS VIVAS CONSIDERADAS

- Cargas consideradas de acuerdo a AASHTO LRFD 2017:
- Carga critica HL-93 para una luz de 35.00 metros (65.5 ton).
 - Carga peatonal: 0.363 ton/m².
 - Sobrecarga de trafico: 1.00 ton/m.

4. RESISTENCIA DE CONCRETO DE ELEMENTOS

- **VIGAS PREESFORZADAS:** Se usará concreto de alta resistencia con esfuerzo de ruptura a compresión de 420 kg/cm² (6000 lb/plg²).
- **LOSA Y DIAFRAGMA:** Se usará concreto clase "A" con esfuerzo de ruptura a compresión de 280 kg/cm² (4000 lb/plg²).
- **ESTRIBO DE SALIDA Y DE ENTRADA:** Se usará concreto de alta resistencia a los sulfatos de 350 kg/cm² (5000 lb/plg²).
- **BARANDAS:** Se usara concreto clase "A" con esfuerzo de ruptura e impacto de 210 kg/cm² (3000 lb/plg²)
- El tamaño maximo del agregado grueso a y usar sera de 2 cm. Sección 551 y 554 de Especificaciones de D.G.G.

5. RESISTENCIA DE ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo según la sección 552.03 se usará acero de refuerzo de grado 60, en forma de barra corrugada de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y A615 de la ASTM (American Society for Testing and Materials).

6. ACERO DE PREESFUERZO

- Se usaran 7 torones de 15.5 mm de diametro (0.6") para las vigas centrales y las vigas de bordes conforme a las especificaciones de AASHTO M203 (ASTM A416) con una resistencia fu=18,982 kg/cm² (270,000 lb/plg²).
- Los torones deberan tensarse al 85% de su resistencia ultima.
- Los ductos que cubren el acero de postensado deben ser impermeables al mortero o lechada y no reaccional con el concreto y tener un diametro interior de 6 mm mayor al diametro del toron. seccion 554.03 (b) Especificaciones D.G.G.
- Ver en plano de viga postensada el orden de tensado de torones.

7. RECUBRIMIENTOS

- LOSA, BARANDA: Recubrimiento de 2.5 cm.
- VIGAS Y DIAFRAGMAS: Recubrimiento de 5 cm.
- VIGAS PREESFORZADAS: Recubrimiento de 2.5 cm.
- CARPETA ASFALTICA: 5 cm .
- CORTINA, CONTRAFUERTE: Recubrimiento de 5 cm.
- ZAPATAS: Recubrimiento de 8 cm.
- Recubrimiento de cables de preesfuerzo se indica en lo planos

8. JUNTAS

Se usará juntas de construcción solo donde se indican en los planos (planos de estribo)

9. TRASLAPES

Los traslapes debe hacerse según Esp. 1.5.1.14 de AASHTO (2017) en la cual queda establecida la longitud de desarrollo en función de la resistencia del concreto, el acero y las barras de refuerzo.

10. DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

El dimensionamiento de todos lo elementos estan dadas en metros, salvo se indique diferente en planos.

11. VALOR SOPORTE DEL SUELO

El valor soporte del suelo estará dado por el estudio de suelo e indicado en los planos de estribo, se recomienda verificar dicho valor soporte realizando un sondeo STP dinamico para verificar diseño y profundidad de los estratos.

12. ANALISIS SISMICO

El factor del sismo utilizado para el diseño de los estribos de acuerdo al reglamento de AGIES NSE 5.3 y NSE 2 2018 plasmados en la memoria de calculo.

- Tipo de suelo: D
 - Zona sísmica: 4
 - Importancia de obra: Ordinaria
 - Tipo de sismo: Ordinario
 - Kd: 0.66
 - Coeficiente sísmicos: Kh: 0.255, Kv: 0.127
- Tabla 4.5.5.1 NSE 2.

INDICE RESUMEN DE PLANOS

1. PLANO DE ESPECIFICACIONES GENERALES Y PROPUESTA.
2. PLANTA DE UBICACIÓN Y PERFIL LONGITUDINAL.
3. ESTRIBO DE ENTRADA, DIMENSIONES GEOMETRIA Y UBICACIÓN.
4. ESTRIBO DE ENTRADA, ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
5. ESTRIBO DE SALIDA, DIMENSIONES, GEOMETRIA Y UBICACIÓN.
6. ESTRIBO DE SALIDA, ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
7. VIGA DE SUPERESTRUCURA DE 35.00 Mts.
8. DETALLE DE ARMADO DE VIGA PREESFORZADA .
9. PLANTA DE LOSA DE SUPERSTRUCTURA Y DETALLE DE REAMTE DE BARANDA.
10. DETALLE DE ARMADO DE LOSA, BARANDA, BANQUETA Y DIAFRAGMA.
11. DETALLES GENERALES, JUNTA SISMICA, TOPES SISMICOS Y DIPOSITIVO DE ANCLAJE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTA DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
 MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

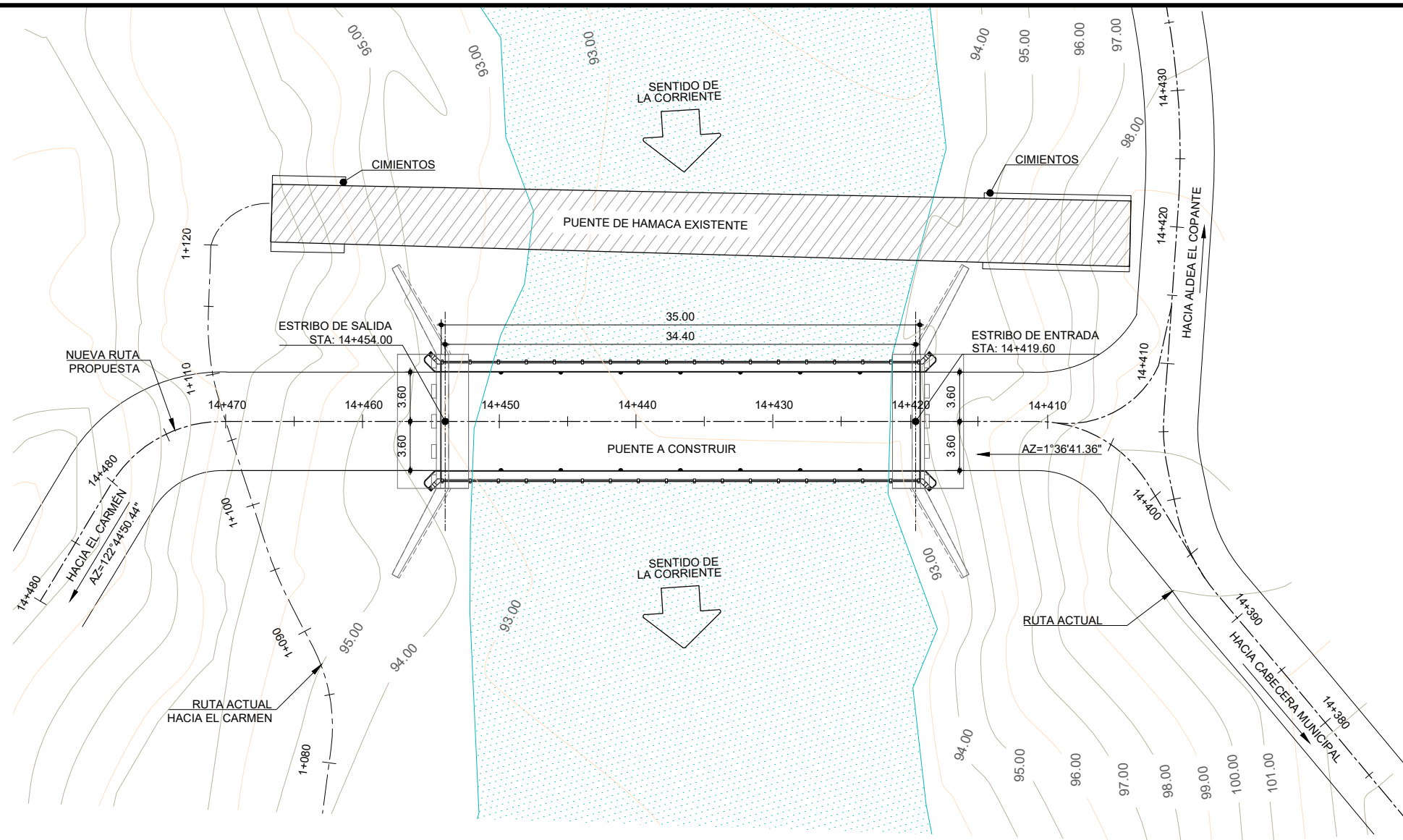
DIRECCIÓN:
 MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA

CONTENIDO:
 PLANO DE ESPECIFICACIONES GENERALES Y PLANTA DE ESTRUCTURA

ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

FECHA MARZO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 1 / 11
------------------------	--------------------	----------------

ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS ASESOR Vo. Bo. ALCALDE MUNICIPAL

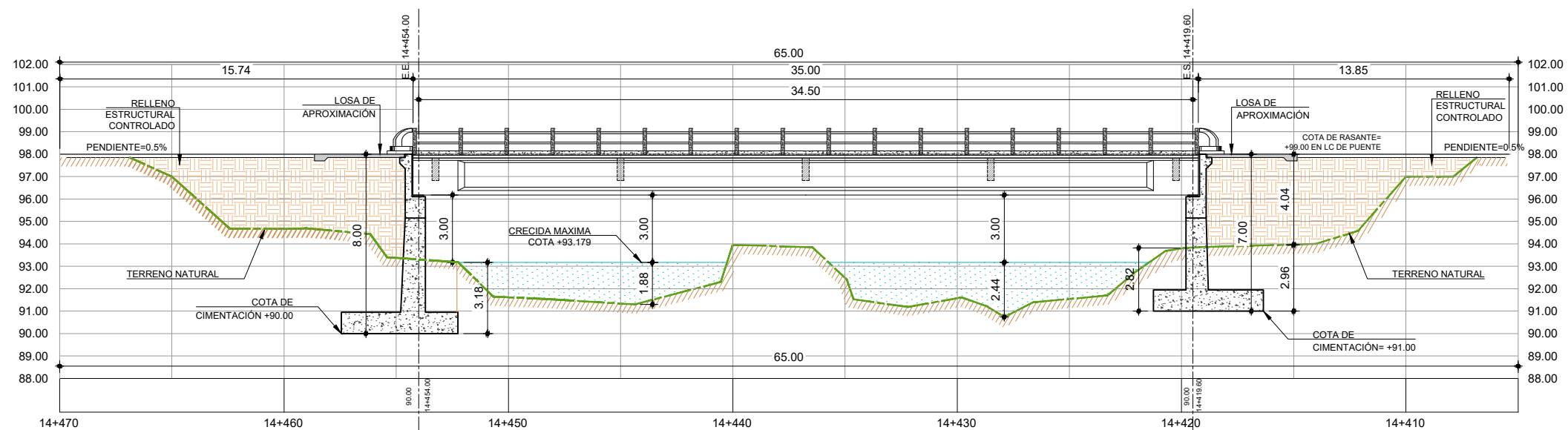


PLANTA, PUENTE EL COPANTE

PUENTE VEHICULAR, SAN JOSÉ DEL GOLFO

Escala: 1/400

PLANTA DE PUENTE EL COPANTE UNIDO



PERFIL, PUENTE EL COPANTE

PUENTE VEHICULAR, SAN JOSÉ DEL GOLFO

Escala: 1:250 V/H

PERFIL LONGITUDINAL DE PUENTE



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

DIRECCIÓN:
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA

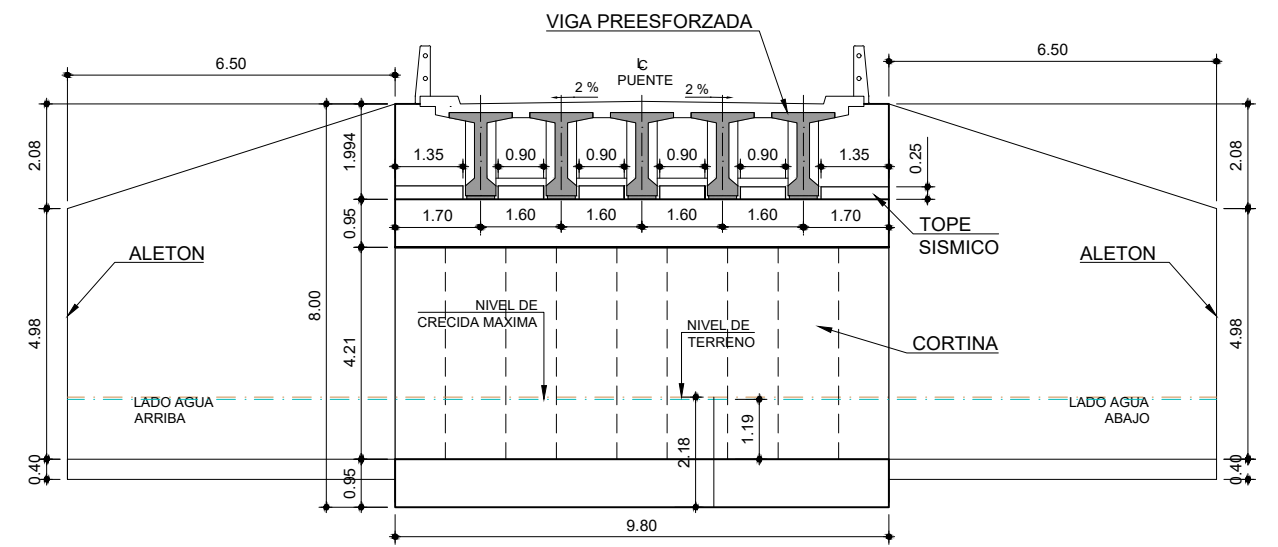
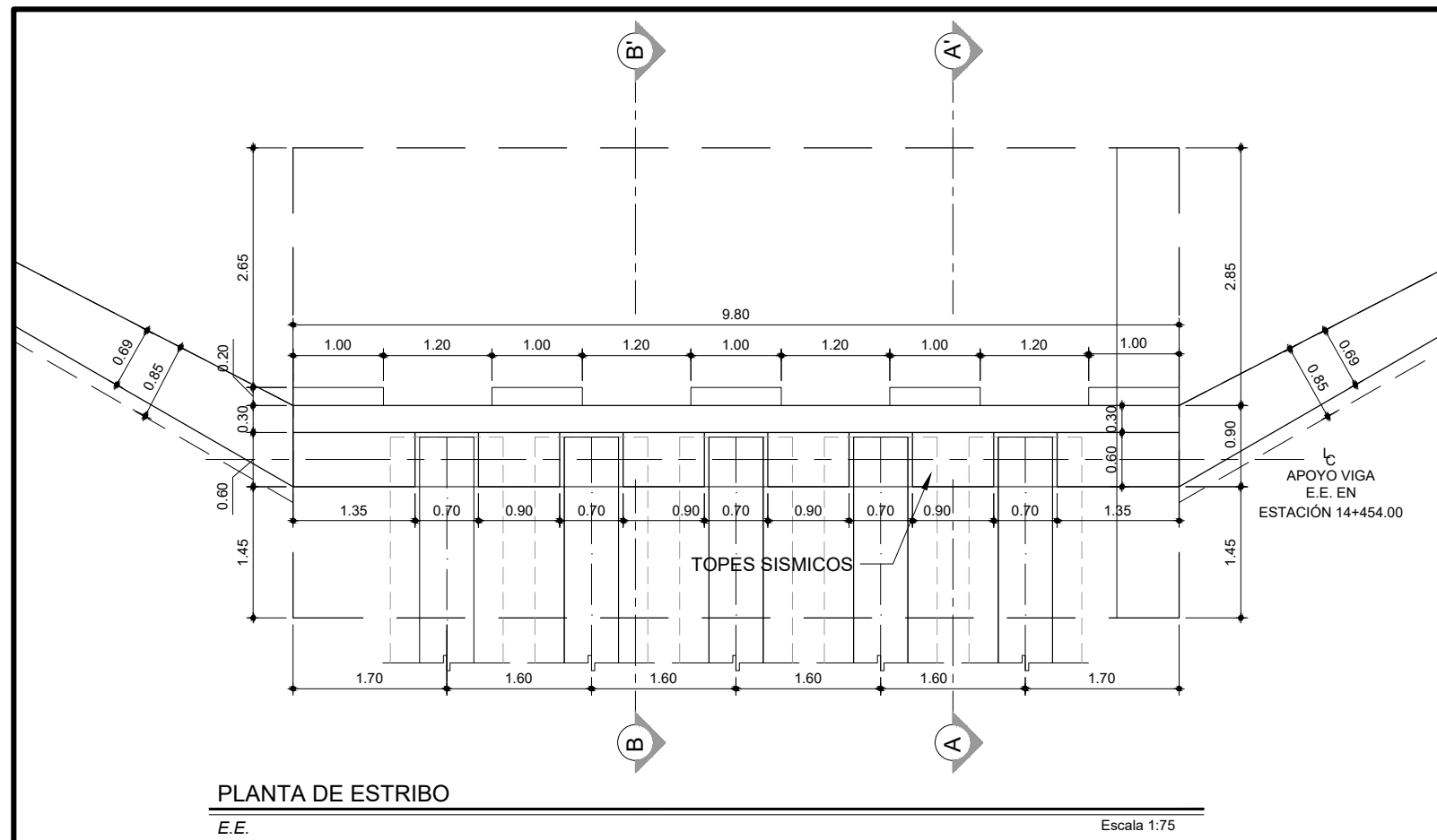
CONTENIDO:
PLANTA DE UBICACIÓN Y PERFIL LONGITUDINAL

ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

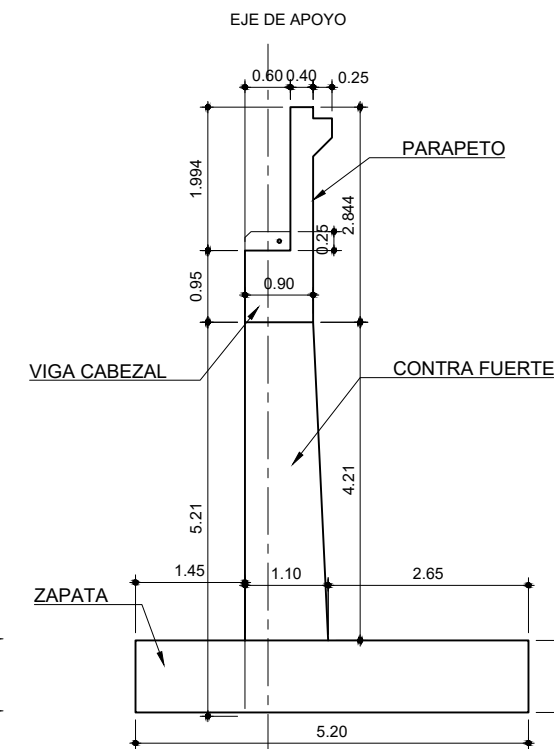
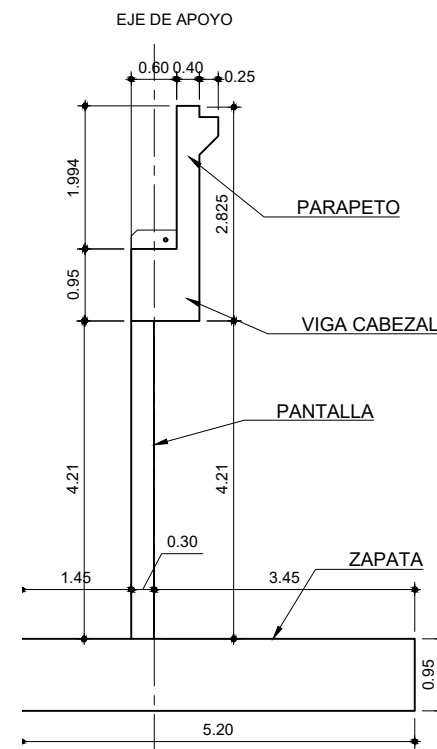
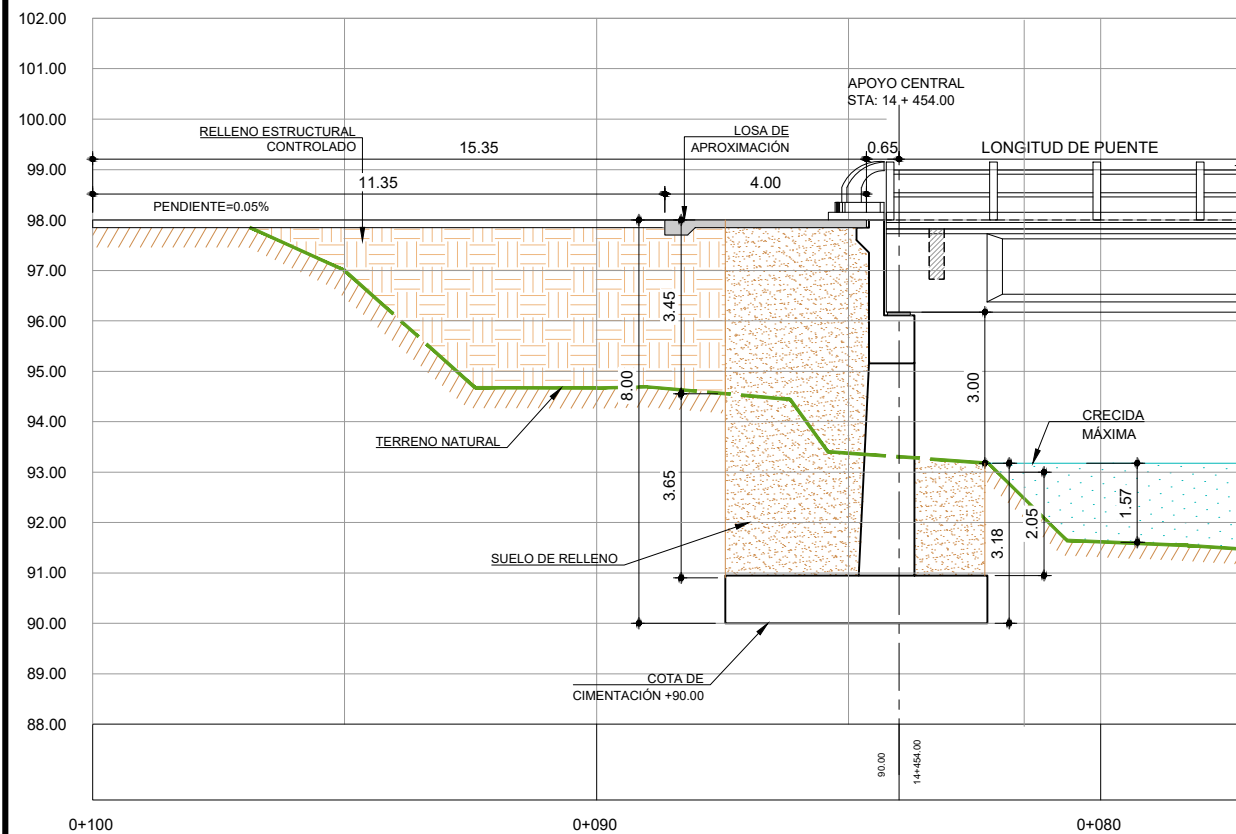
FECHA MARZO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 2	11
------------------------	--------------------	-----------	----

ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS
ASESOR

V. B. ALCALDE MUNICIPAL



DIMENSIONES Y GEOMETRIA DE ESTRIBO DE ENTRADA - PLANTA Y ELEVACIÓN



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN: MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA

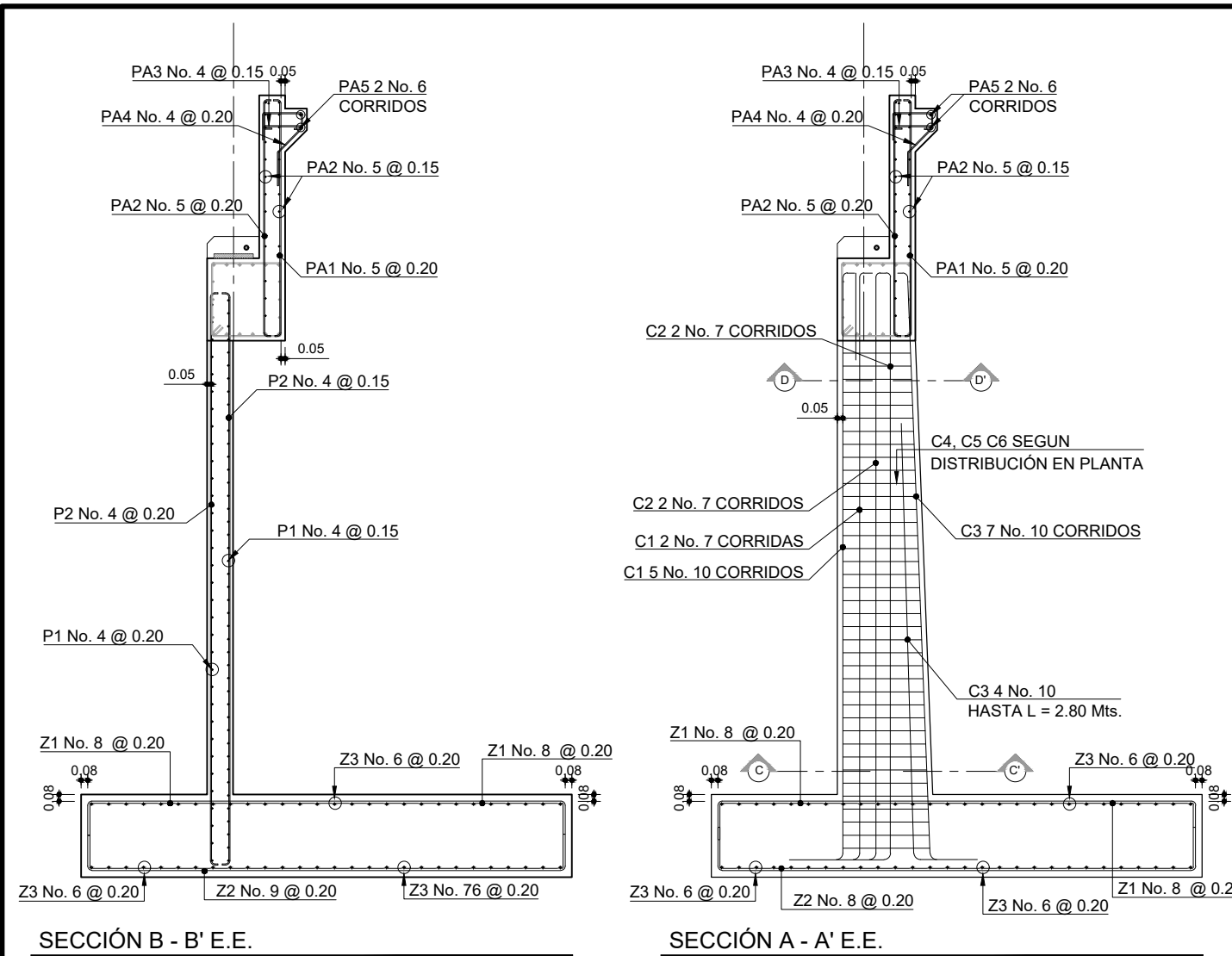
CONTENIDO: ESTRIBO DE ENTRADA, DIMENSIONES, GEOMETRIA Y UBICACIÓN

ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

FECHA MARZO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 3	11
------------------------	--------------------	-----------	----

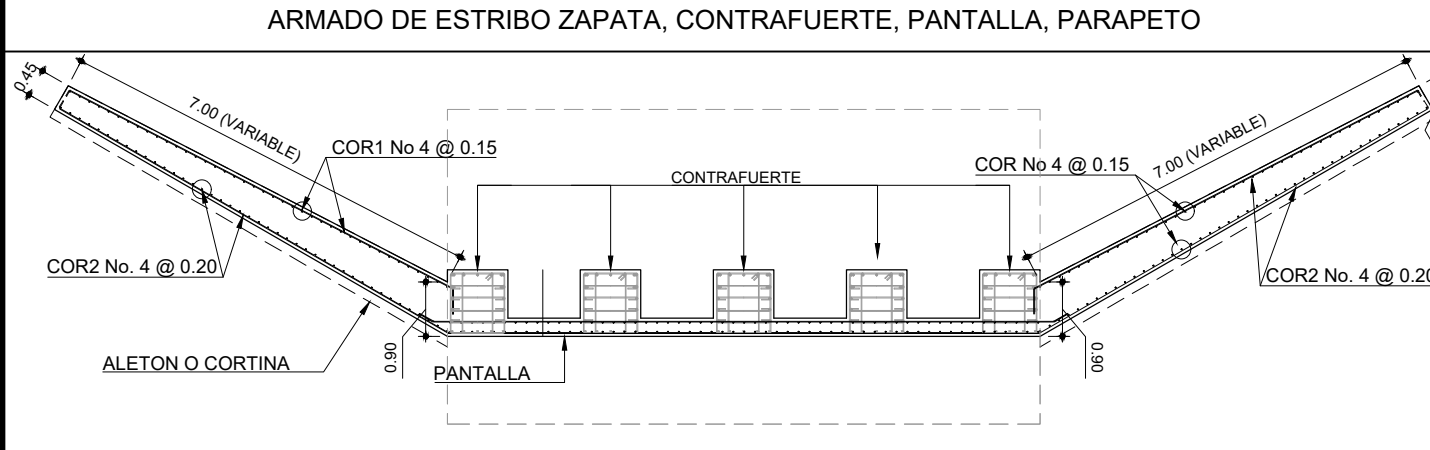
ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS ASESOR
V. B. ALCALDE MUNICIPAL

UBICACIÓN DE ESTRIBO DE ENTRADA Y ELEVACIÓN LATERAL

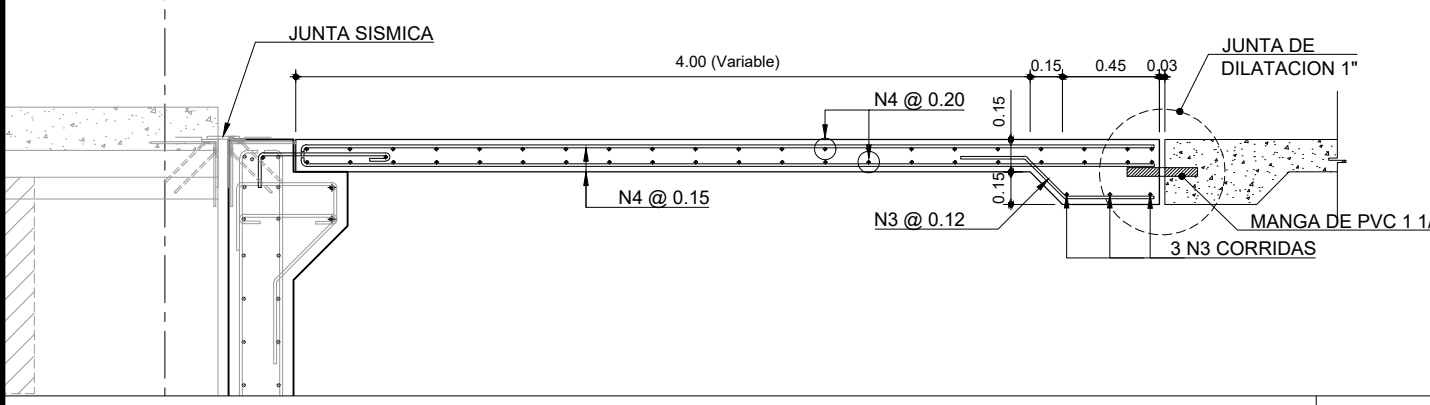


SECCIÓN B - B' E.E. ARMADO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PARAPETO Escala 1:75

SECCIÓN A - A' E.E. ARMADO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PARAPETO Escala 1:75



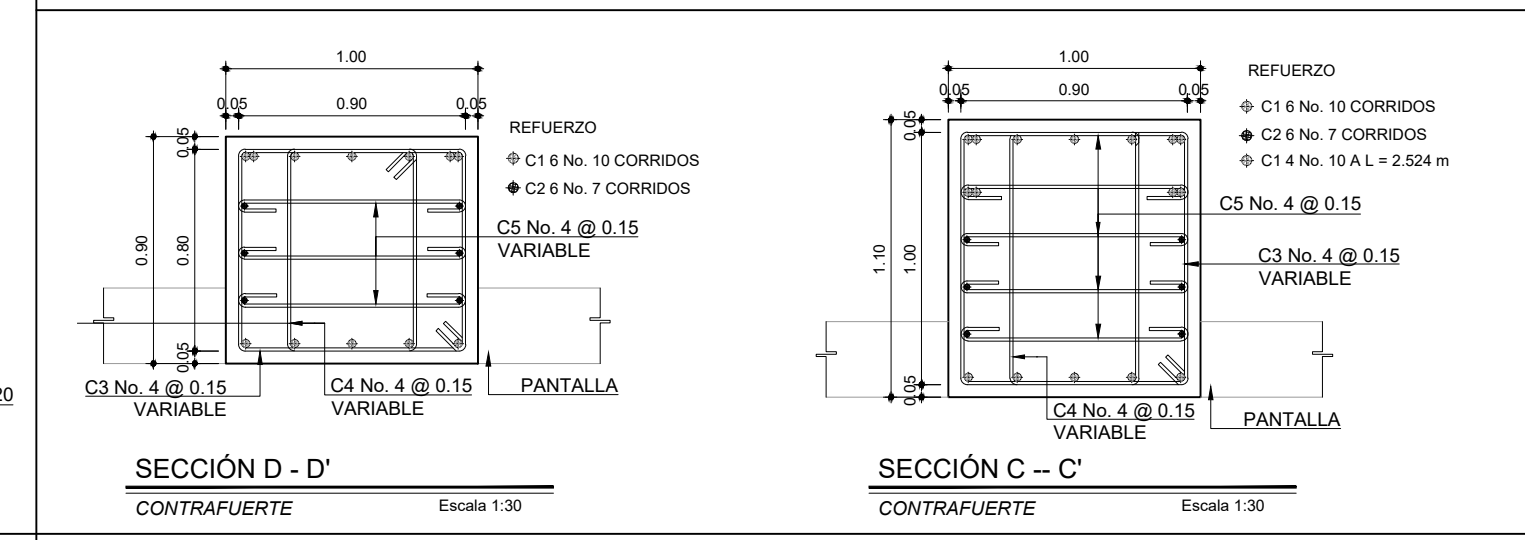
ARMADO DE ESTRIBO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PANTALLA, PARAPETO Escala 1:125



DETALLE ARMADO DE LOSA DE APROXIMACIÓN Escala 1:35

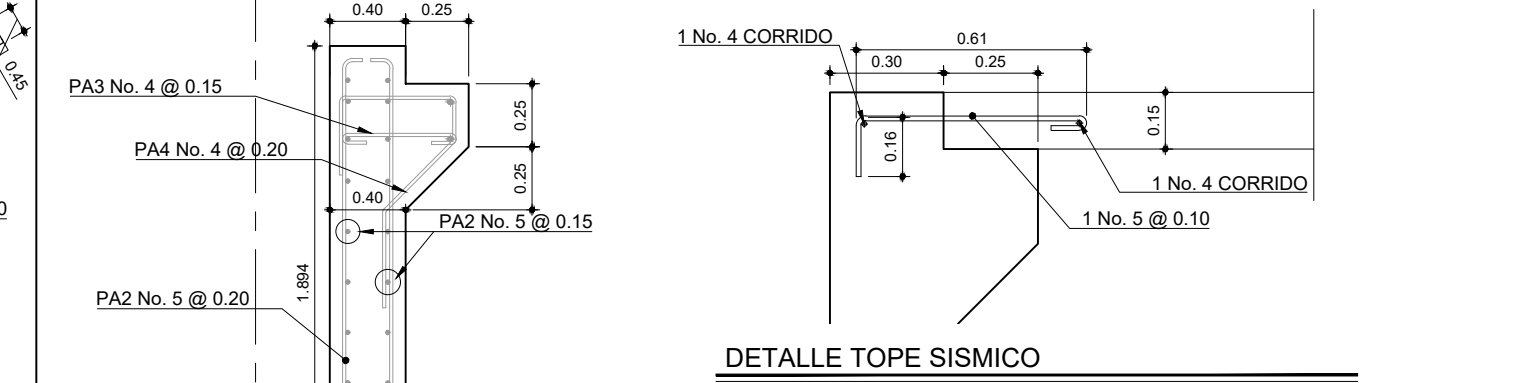
ELEMENTO	AREA (m2)	UNIDADES	CONCRETO (m3)	POR UNIDAD		TIPO	1 VARILLA		CANTIDAD	DETALLE
				TIPO DE CONCRETO (PSI)	ACERO (PSI)		DIAMETRO	LONGITUD (m)		
				CONTRAFUERTE	5.62		5.00	28.10		
ZAPATA	55.86	1	61.45	5000	G60	Z1 Z2 Z3	6.05 6.05 11.15	49.0 49.0 26.0	C4	
VIGA CABEZAL	1.5112	1	14.81	5000	G60	VC1 VC2 VC3	9.80 9.80 3.30	12.0 6.0 66.0	VC3	
PARAPETO	1.5112	1	14.81	5000	G60	PA1 PA2 PA3 PA4 PA5	2.95 2.95 0.75 1.80 9.80	55.0 25.0 66.0 49.0 2.0	PA3 PA4	
PANTALLA	46.735	1	14.02	5000	G60	P1 P2	5.50 9.80	65.0 115.0	-	
CORTINA O ALETON	4.725	2	37.33	5000	G60	COR1 COR2	5.50 7.00	170.0 126.0	-	

PLANILLA DE MATERIALES PARA ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ESTRIBO

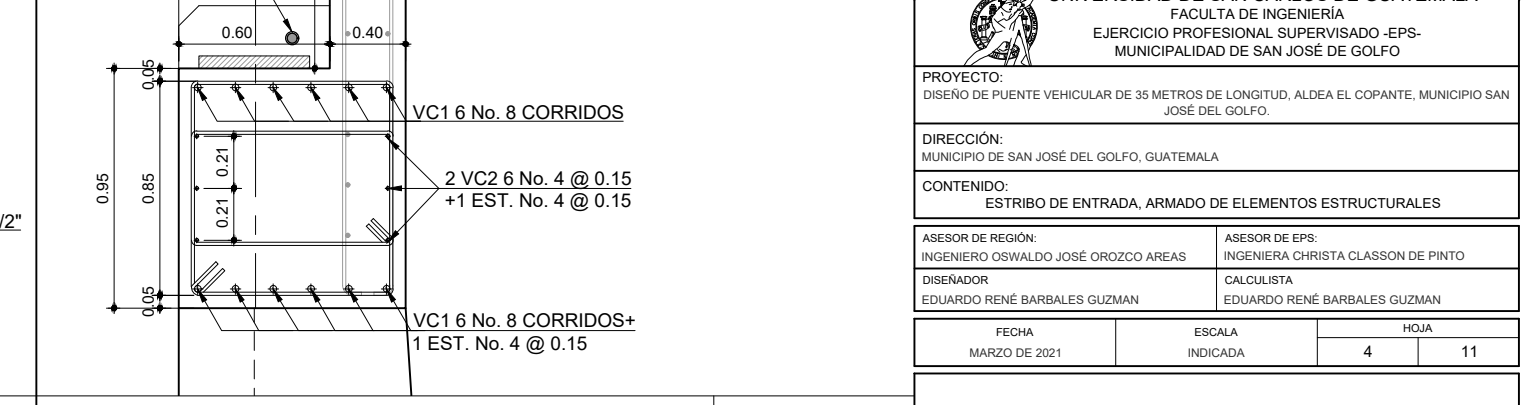


SECCIÓN D - D' CONTRAFUERTE Escala 1:30

SECCIÓN C - C' CONTRAFUERTE Escala 1:30



ARMADO DE CONTRAFUERTE Escala 1:20



ARMADO VIGA CABEZAL + PARAPETO Escala 1:30

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN: MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA

CONTENIDO: ESTRIBO DE ENTRADA, ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

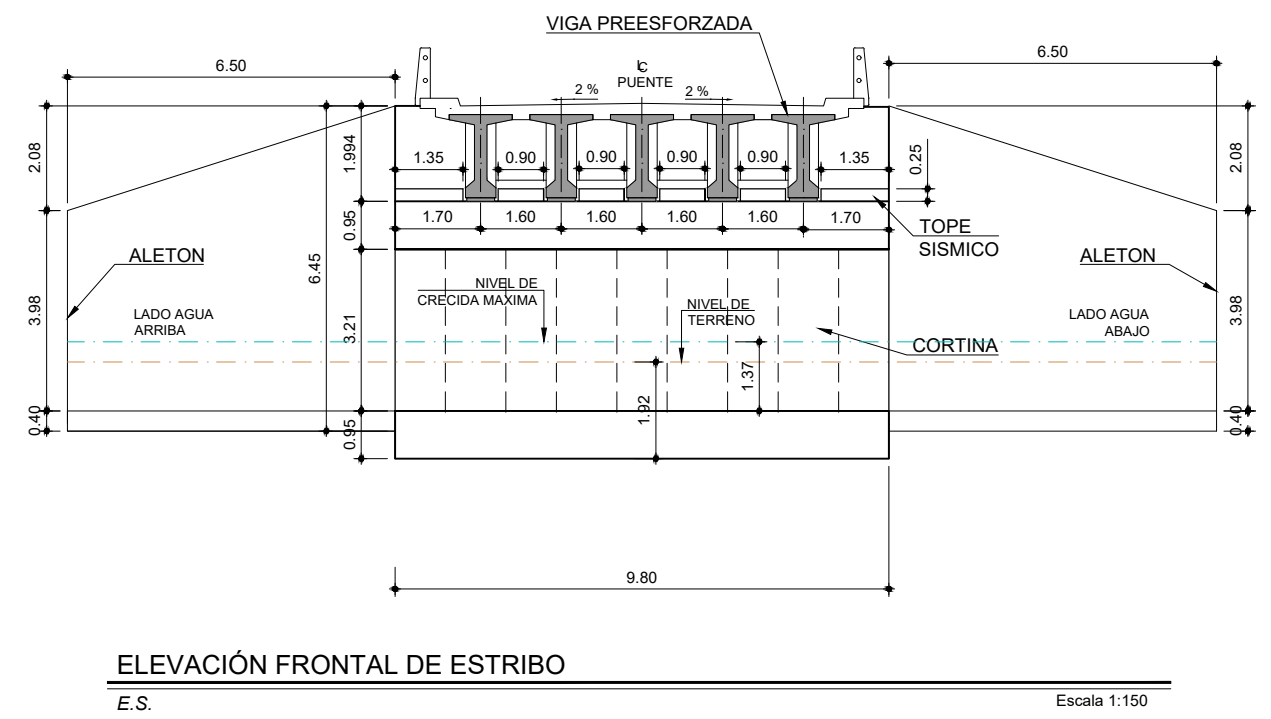
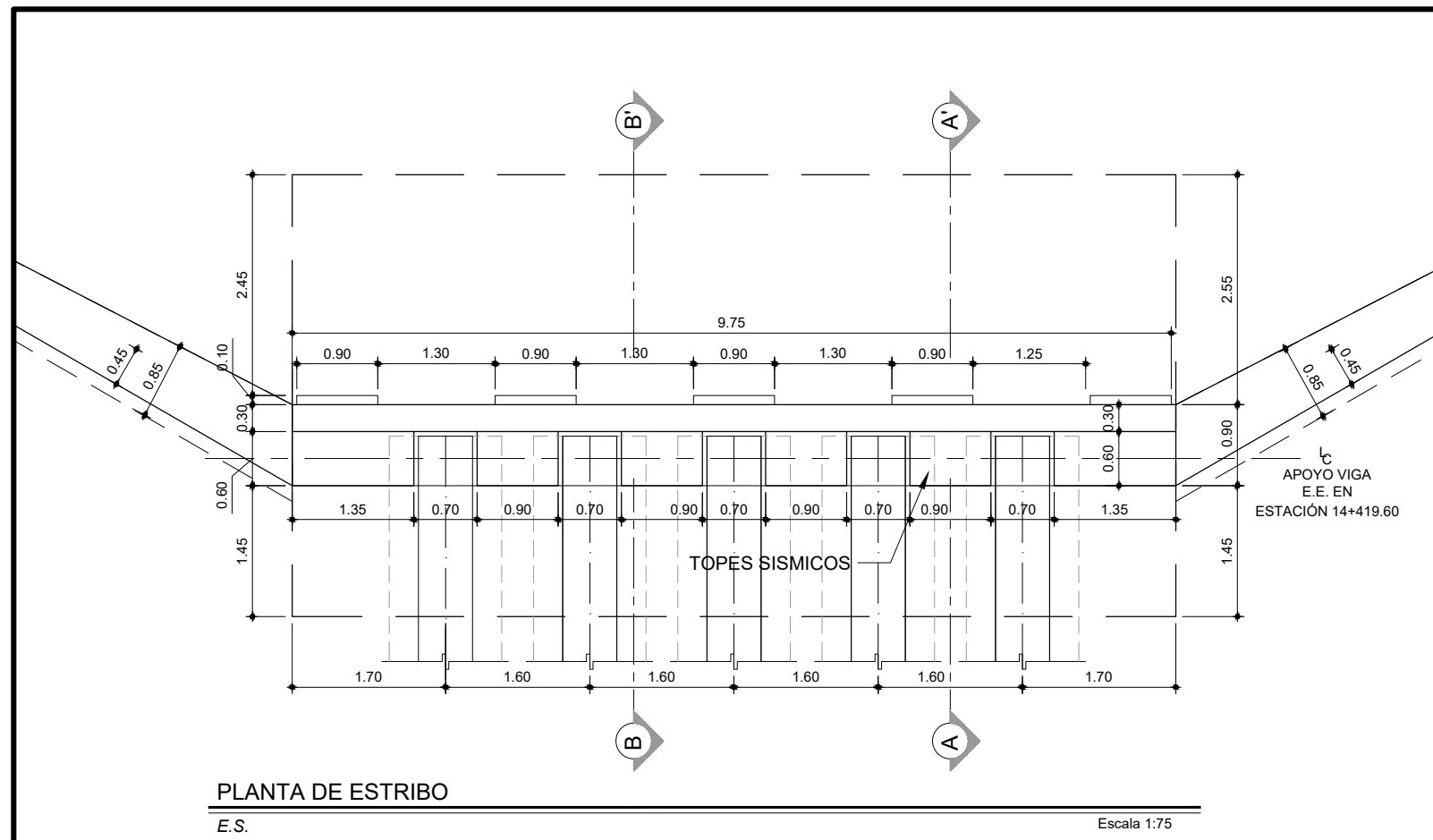
ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS
ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO

DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN
CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

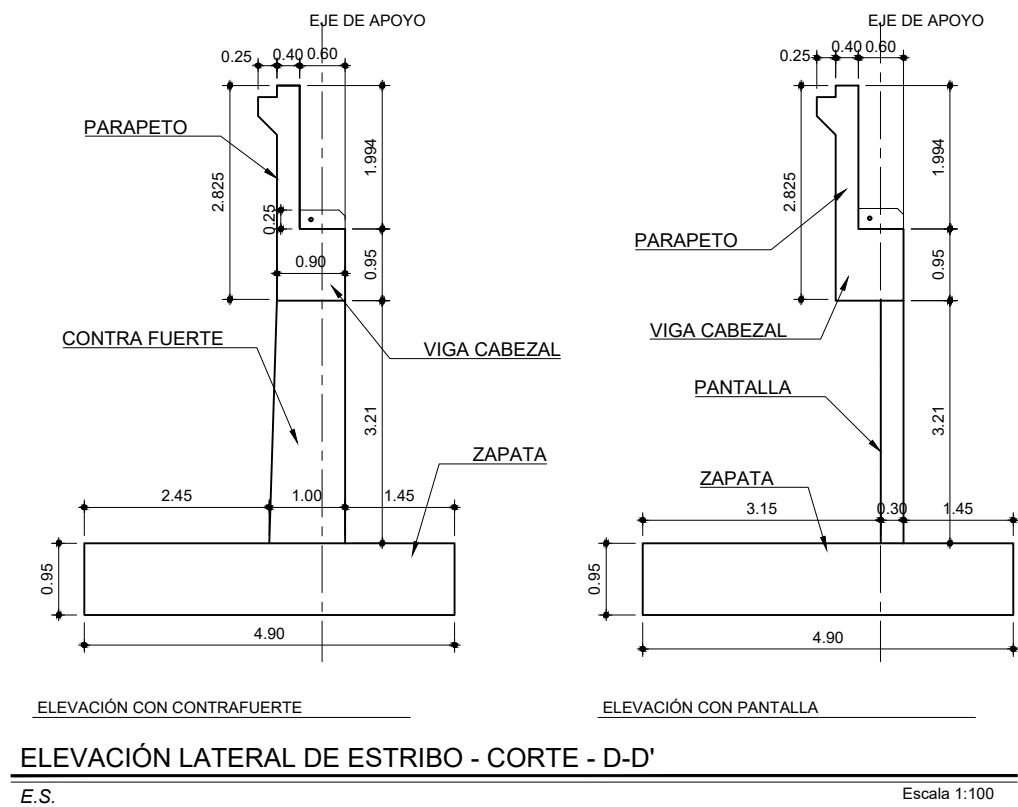
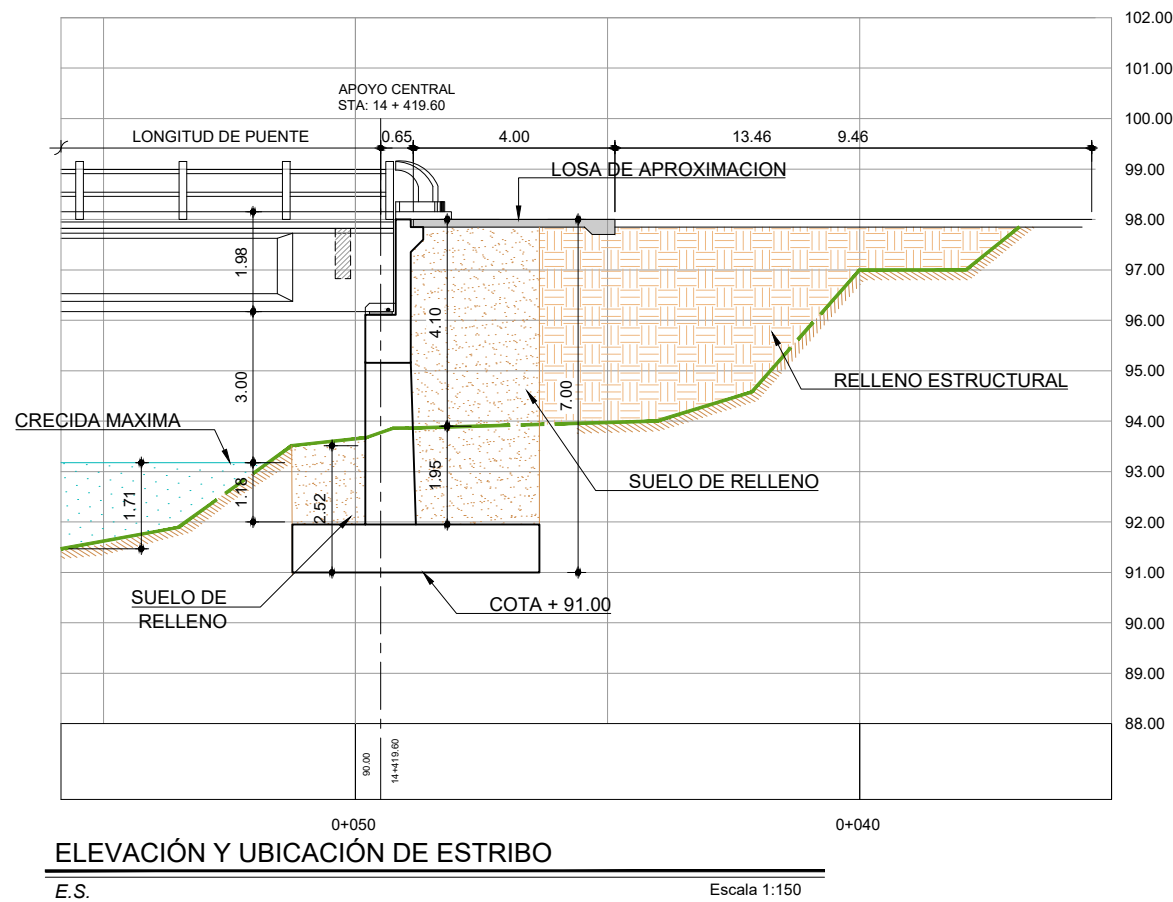
FECHA MARZO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 4	11
------------------------	--------------------	-----------	----

ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS ASESOR


V. B. ALCALDE MUNICIPAL

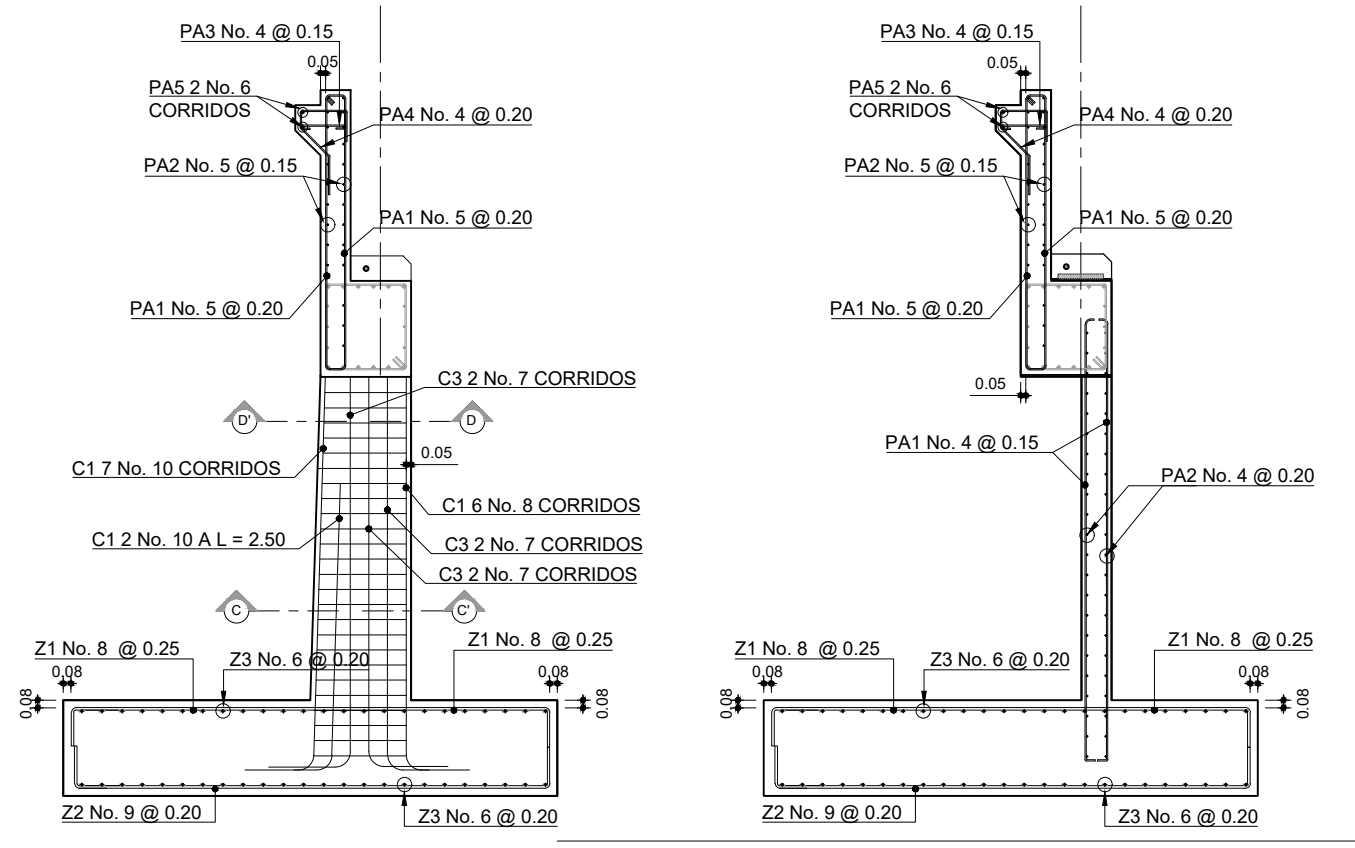


DIMENSIONES Y GEOMETRIA DE ESTRIBO DE ENTRADA - PLANTA Y ELEVACIÓN



UBICACIÓN DE ESTRIBO DE ENTRADA Y ELEVACIÓN LATERAL

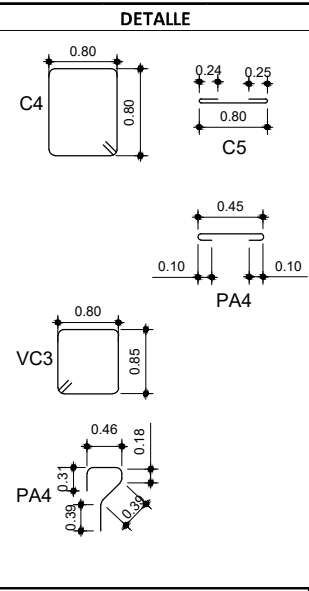
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTA DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS- MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.	
DIRECCIÓN: MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA	
CONTENIDO: ESTRIBO DE SALIDA, DIMENSIONES, GEOMETRIA Y UBICACIÓN	
ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN
FECHA: MARZO DE 2021	ESCALA: INDICADA
HOJA 5 / 11	
ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS ASESOR	
V. B. ALCALDE MUNICIPAL	



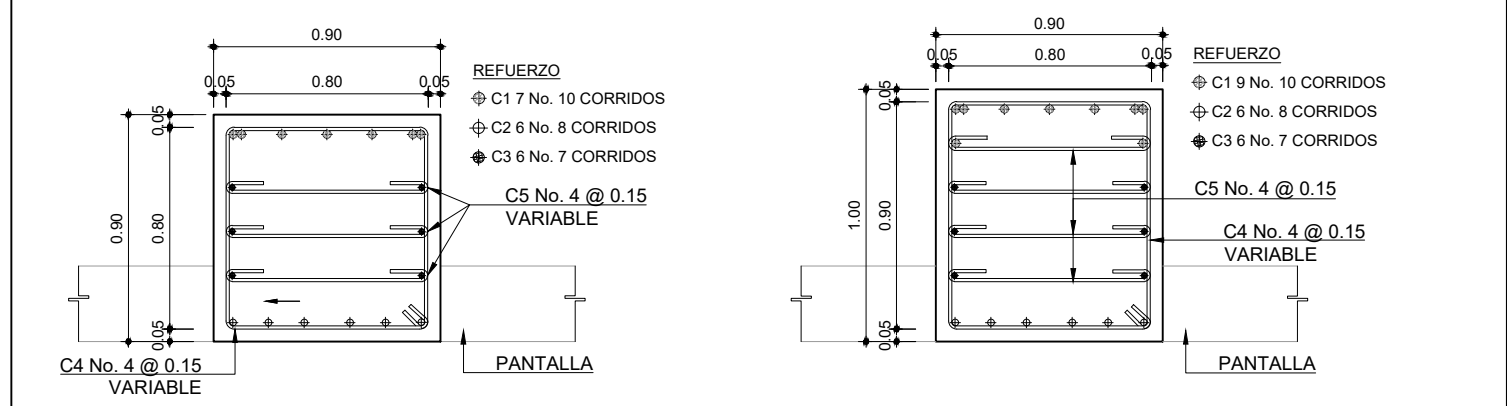
SECCIÓN A - A' E.S.
ARMADO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PARAPETO Escala 1:75

SECCIÓN B - B' E.S.
ARMADO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PARAPETO Escala 1:75

ELEMENTO	AREA (m ²)	UNIDADES	CONCRETO (m ³)	POR UNIDAD		TIPO	1 VARILLA		CANTIDAD	DETALLE
				TIPO DE CONCRETO (PSI)	ACERO (PSI)		DIAMETRO	LONGITUD (m)		
				CONTRAFUERTE	0.90		5.00	14.45		
						C2	8	4.70	30.0	-
						C3	7	4.70	30.0	-
						C4	4	3.50	108.0	C4
						C5	4	3.55	428.0	C5
ZAPATA	48.0197	1	45.62	5000	G60	Z1	8	5.20	40.0	-
						Z2	9	5.20	40.0	-
						Z3	6	11.15	25.0	-
VIGA CABEZAL	1.5112	1	14.81	5000	G60	VC1	8	9.80	12.0	-
						VC2	4	9.80	6.0	-
						VC3	4	3.30	66.0	VC3
PARAPETO	1.5112	1	14.81	5000	G60	PA1	5	2.00	55.0	-
						PA2	2	9.80	25.0	-
						PA3	4	0.65	66.0	PA3
						PA4	4	1.70	49.0	PA4
						PA5	6	9.80	2.0	-
PANTALLA	46.735	1	14.02	5000	G60	P1	4	4.10	130.7	-
						P2	4	9.80	41.0	-
CORTINA O ALETON	4.725	2	37.33	5000	G60	COR1	4	4.10	140.0	-
						COR2	4	7.00	132.0	-



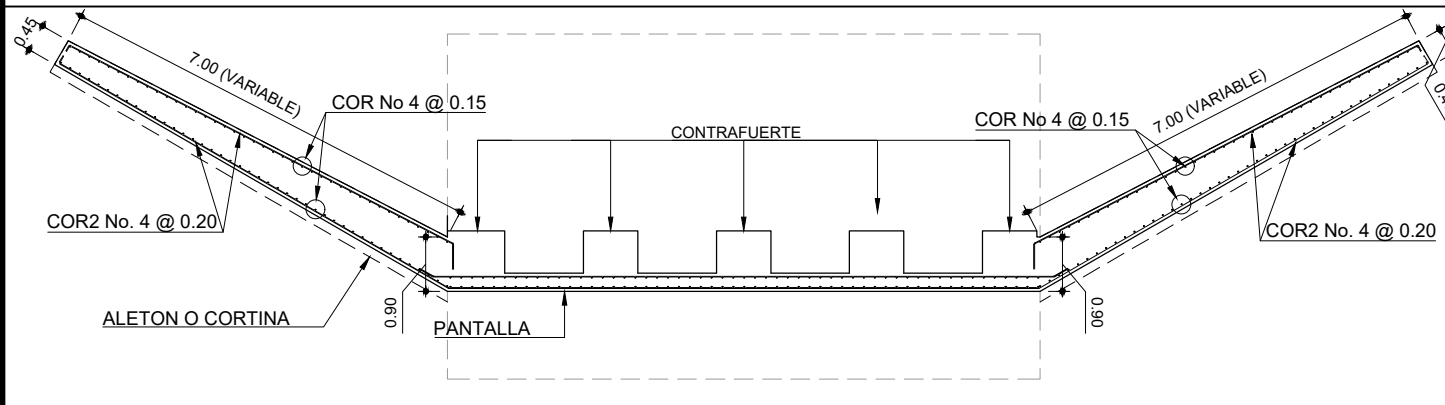
PLANILLA DE MATERIALES PARA ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ESTRIBO



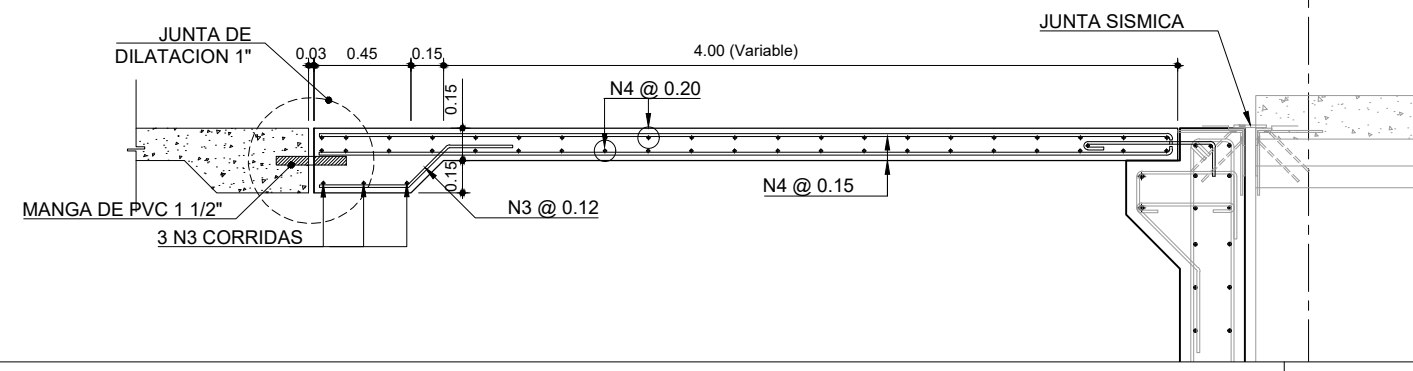
SECCIÓN D - D'
CONTRAFUERTE Escala 1:30

SECCIÓN C - C'
CONTRAFUERTE Escala 1:30

ARMADO DE ESTRIBO ZAPATA, CONTRAFUERTE, PANTALLA, PARAPETO

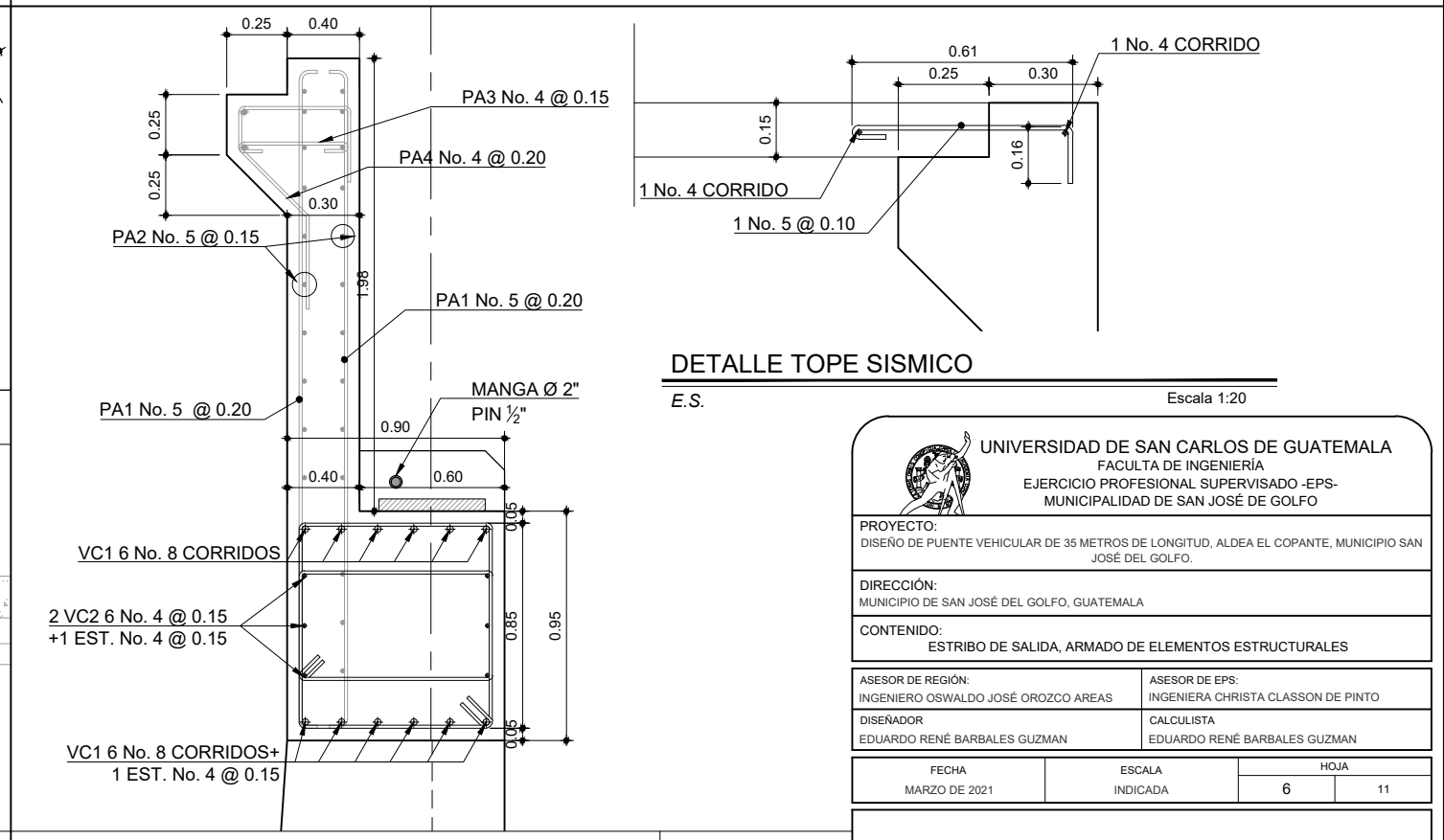


DETALLE DE ARMADO DE ALETON Y CORTINA Escala 1:125



DETALLE ARMADO DE LOSA DE APROXIMACIÓN Escala 1:35

ARMADO DE CONTRAFUERTE



ARMADO VIGA CABEZAL + PARAPETO Escala 1:30

DETALLE TOPE SISMICO E.S. Escala 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DEL GOLFO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE, MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN: MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO, GUATEMALA

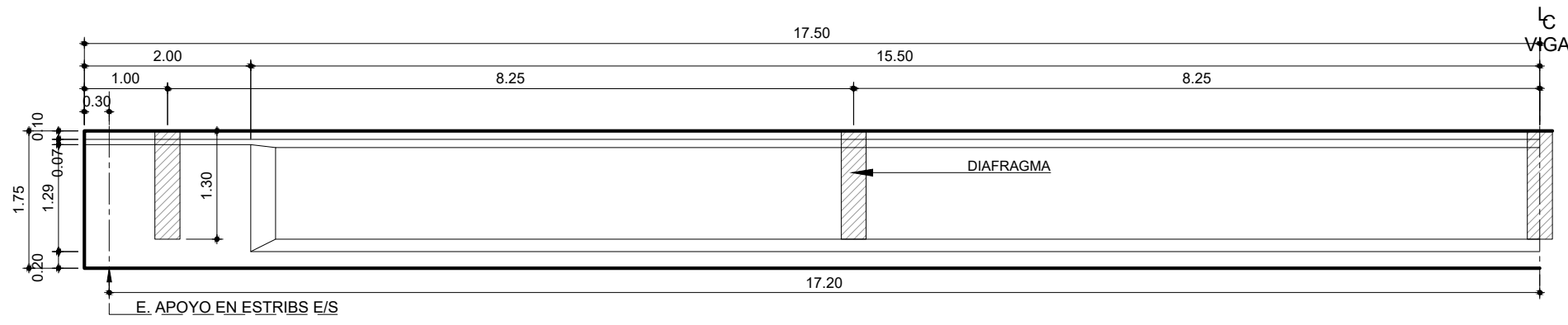
CONTENIDO: ESTRIBO DE SALIDA, ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ASESOR DE REGIÓN: INGENIERO OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

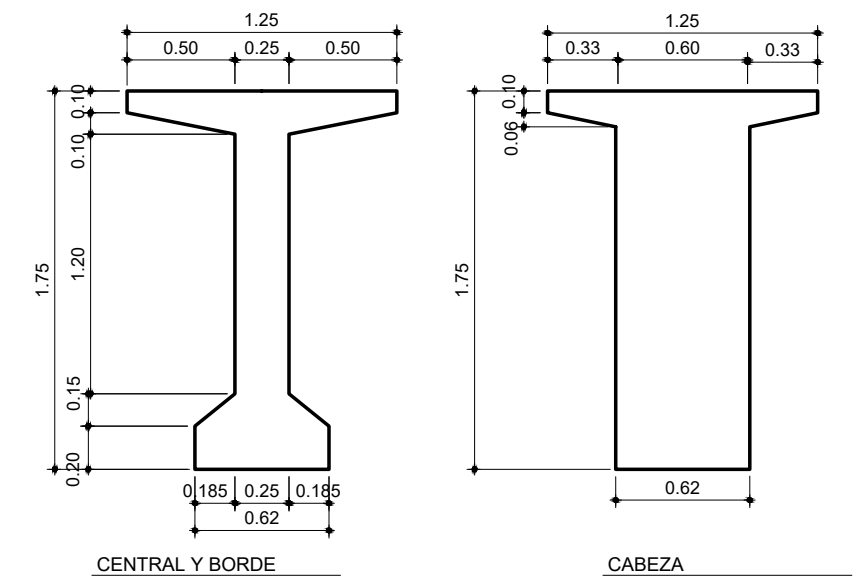
FECHA: MARZO DE 2021	ESCALA: INDICADA	HOJA: 6	11
-------------------------	---------------------	------------	----

ING. OSWALDO JOSÉ OROZCO AREAS ASESOR

V. B. ALCALDE MUNICIPAL

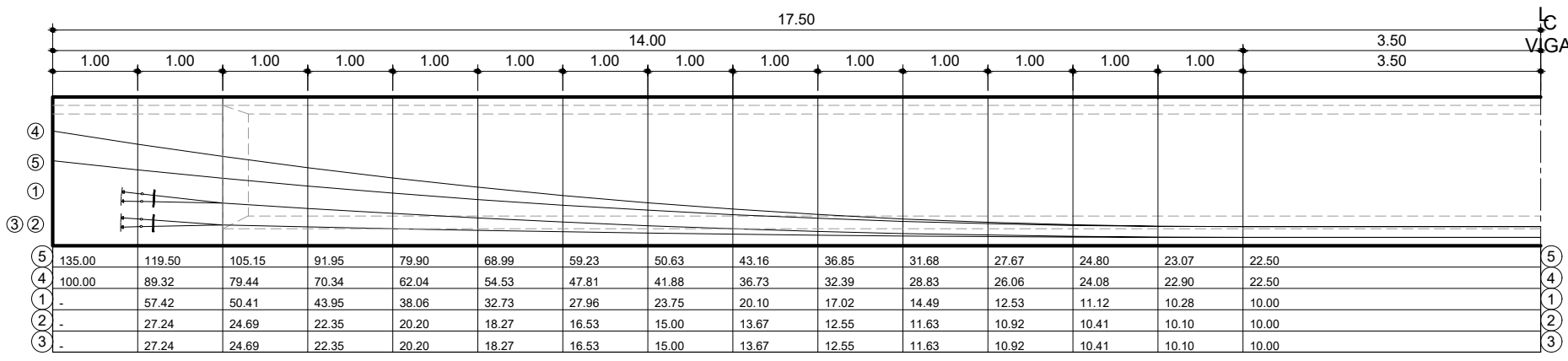


MEDIA ELEVACIÓN DE VIGA DE SUPERESTRUCTURA
SIMETRICO AL L.C. DE VIGA Escala: 1:75

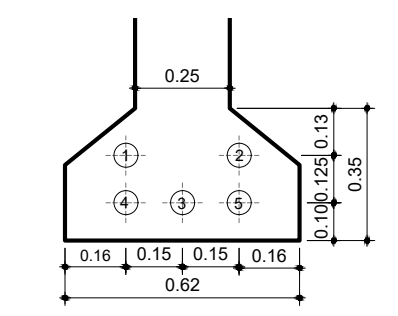


GEOMETRIA DE VIGA
Escala: 1:35

GEOMETRIA DE VIGA CENTRAL Y VIGA DE BORDE

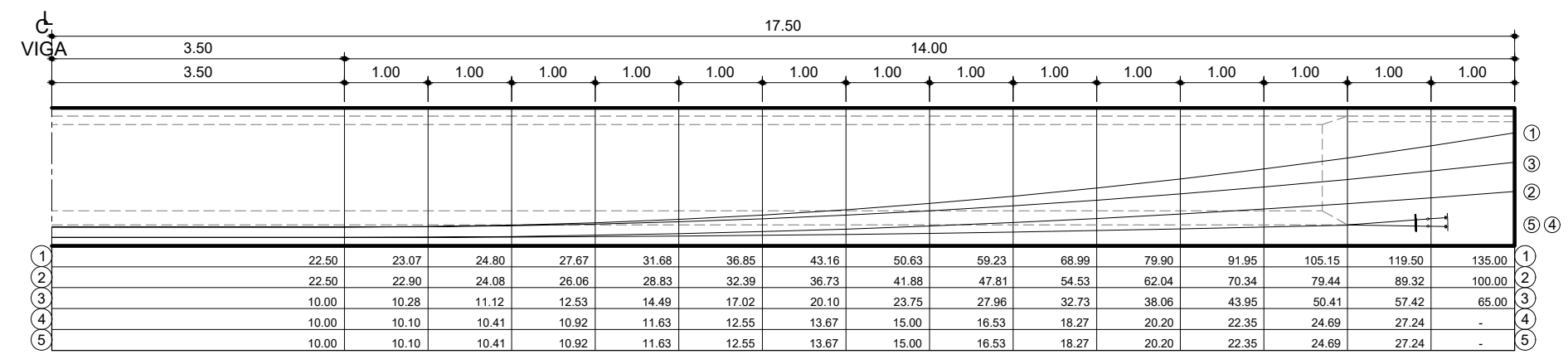
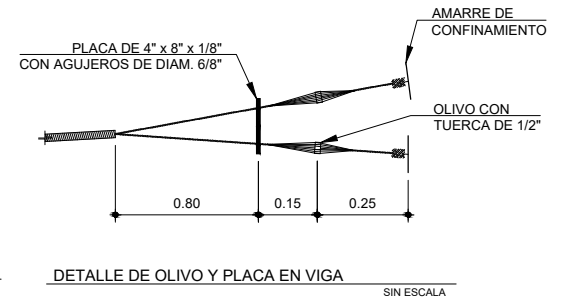
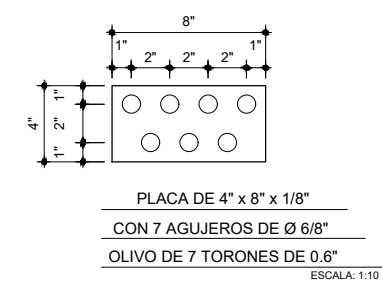


DISTRIBUCIÓN DE CABLES DE PREESFUERZO (LADO A)
MEDIDA DE ALTRUA DE CABLES EN CMS Escala: 1:75



SECCIÓN EN LC DE VIGA
MEDIDA EN CM. Escala: 1:20

- ORDEN DE TENSADO**
- CABLES DE 7 TORONES DE Ø 0.6"
- ETAPA DE TENSADO EN SECCIÓN SIMPLE
 - PRIMERO: TENSAR LOS CABLES No. 5 Y No. 4 EN S.S. LADO A.
 - SEGUNDO: TENSAR LOS CABLES No. 2 y No. 3 EN S.S. LADO B.
 - ETAPA DE TENSADO EN SECCIÓN COMPUESTA
 - DESPUES DE FUNDIR LA LOSA Y CUANDO EL CONCRETO ALCANCE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA, TENSAR CABLE No. 1 LADO A



DISTRIBUCIÓN DE CABLES DE PREESFUERZO (LADO B)
MEDIDA DE ALTRUA DE CABLES EN CMS Escala: 1:75

DISTRIBUCIÓN DE CABLES DE PREESFUERZO - VIGA CENTRAL Y DE BORDE A L.C.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN:
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

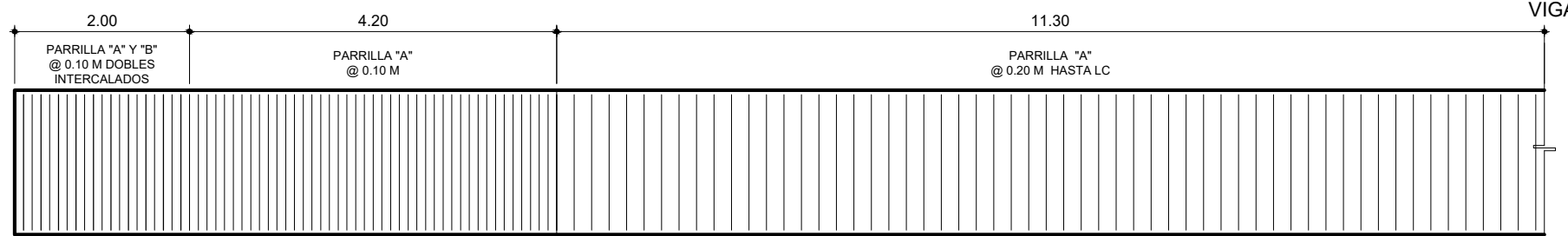
CONTENIDO:
VIGA DE SUPERESTRUCTURA DE 35.00 METROS

ASESOR REVISOR: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

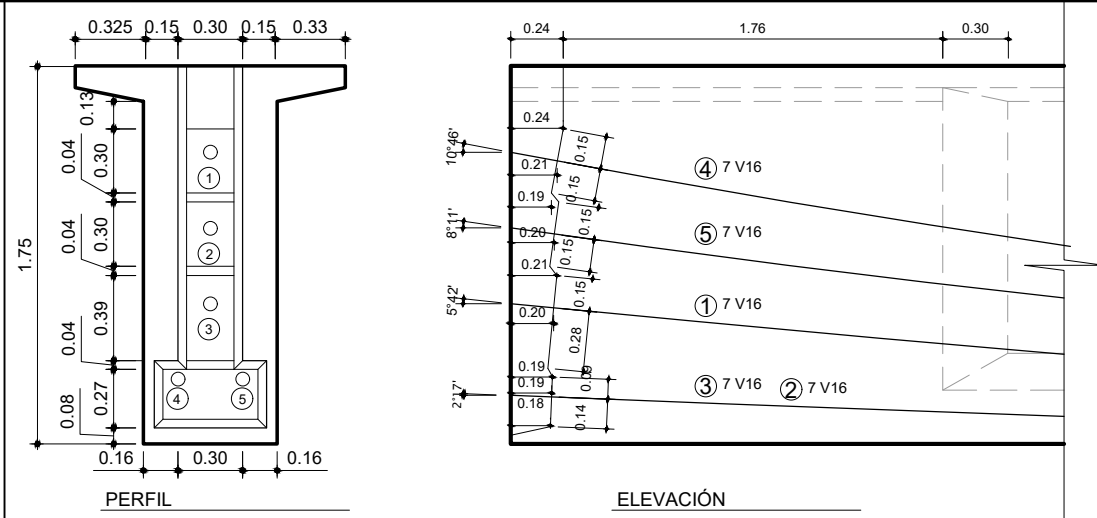
FECHA JUNIO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 7	11
------------------------	--------------------	-----------	----

ING. OSWALDO OROZCO AREAS
ASESOR

Vc. Bc. ALCALDE MUNICIPAL



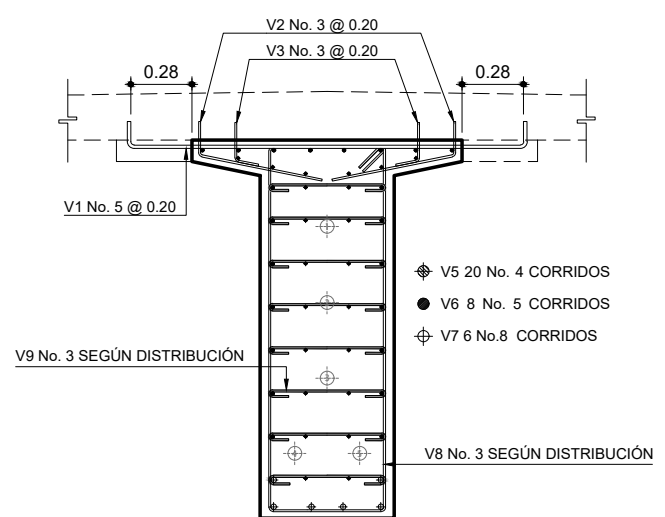
DISTRIBUCIÓN DE PARRILLADOS, ESTRIBOS Y ESLABONES
SIMETRICO A L.C. DE VIGA - VIGA CENTRAL Y DE BORDE Escala: 1:75



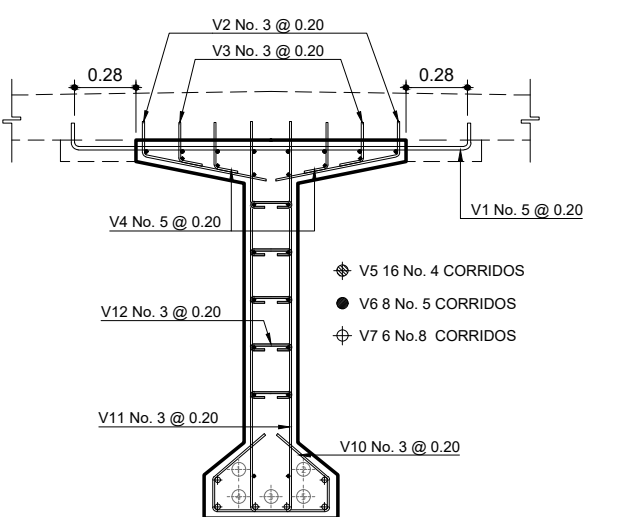
DETALLE DE CAJUELA (LADO: A, B)
CABLES DE PREESFUERZO 1, 2, 3, 4, 5 Escala: 1:35

DISTRIBUCIÓN DE ESLABONES HASTA L.C. - VIGA DE CENTRAL Y VIGA DE BORDE

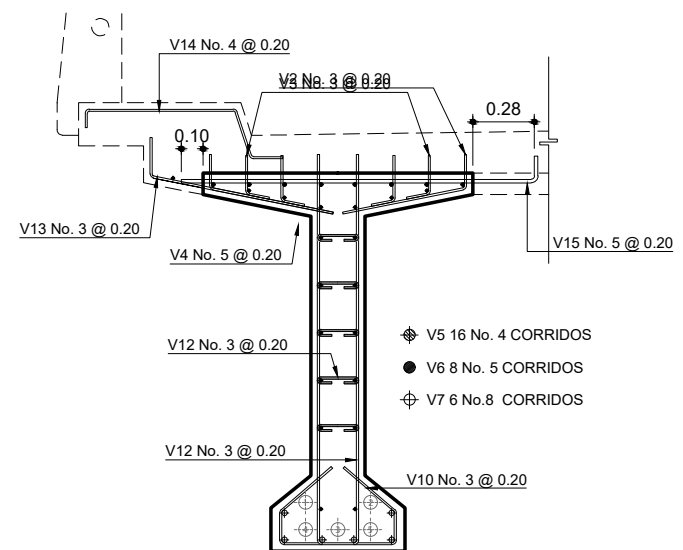
ENCAJUELADO DE VIGA



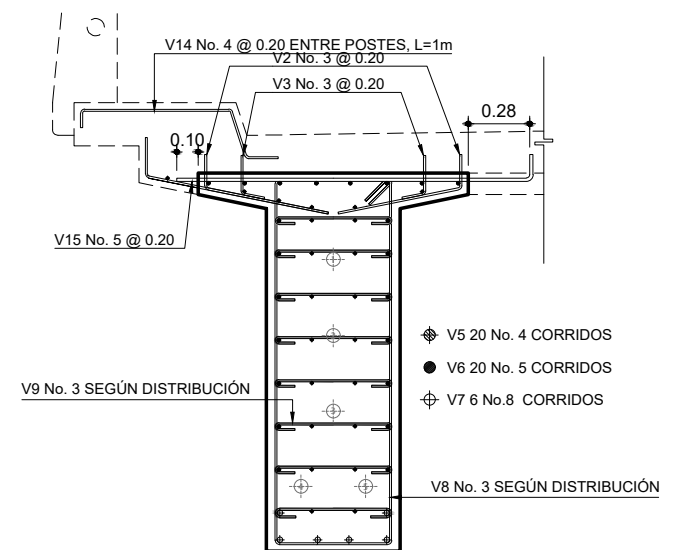
ARMADO DE VIGA CENTRAL, CABEZA
VIGA C1 - PARRILLA "A" Escala: 1:35



ARMADO DE VIGA CENTRAL EN LC
VIGA C1 - PARRILLA "B" Escala: 1:35



ARMADO DE VIGA LATERAL EN LC
VIGA C1 - PARRILLA "B" Escala: 1:35



ARMADO DE VIGA LATERAL, CABEZA
VIGA C1 - PARRILLA "A" Escala: 1:35

ARMADO DE VIGA CENTRAL Y VIGA DE BORDE

DESCRIPCIÓN	PLANILLA DE MATERIALES PARA VIGA PREESFORZADA DE 35 METROS						DETALLE DE ARMADOS																							
	VIGA CENTRAL		VIGA DE BORDE		POR UNIDAD		CANTIDADES, PARA UNA VIGA 35 METROS																							
	ÁREA (m ²)	TOTAL DE UNIDADES	CONCRETO m ³	ÁREA (m ²)	TOTAL DE UNIDADES	CONCRETO m ³	TIPO DE CONCRETO (PSI)	ACERO (PSI)	TIPO	DIAMETRO	LONGITUD (m)	CANTIDAD	DETALLE	V1	V10	V2	V11	V3	V12	V4	V13	V8	V14	V9	V15					
VIGA CENTRAL Y VIGA DE BORDE DE 35 METROS	Cabeza	3	Cabeza	Cabeza	2	Cabeza	7000.00	G60	V1	5	2.07	237	V1		V10		V2		V11		V3		V12		V4					
	1.0761		12.91	1.0761		8.61			V4	3	0.27	237	V3		V5		V8		V13		V5		V6		V7		V9			
	HASTA LC		HASTA LC	HASTA LC		HASTA LC			V6	5	34.50	20	V6		V7		V8		V10		V8		V11		V12		V13		V14	
	0.6587		61.26	0.6587		40.84			V7	8	34.50	8	V7		V8		V9		V11		V9		V12		V13		V14		V15	
	1.73		74.17	1.73		49.45			V10	3	1.38	237	V10		V11		V12		V13		V14		V15		V15		V15		V15	

PLANILLA DE MATERIALES PARA VIGA DE BORDE Y VIGA CENTRAL - DETALLES DE ARMADURA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN:
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

CONTENIDO:
DETALLE DE ARMADO PARA VIGA PREESFORZADA CENTRAL Y VIGA DE BORDE

ASESOR REVISOR:
INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS

ASESOR DE EPS:
INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO

DISEÑADOR:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

CALCULISTA:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

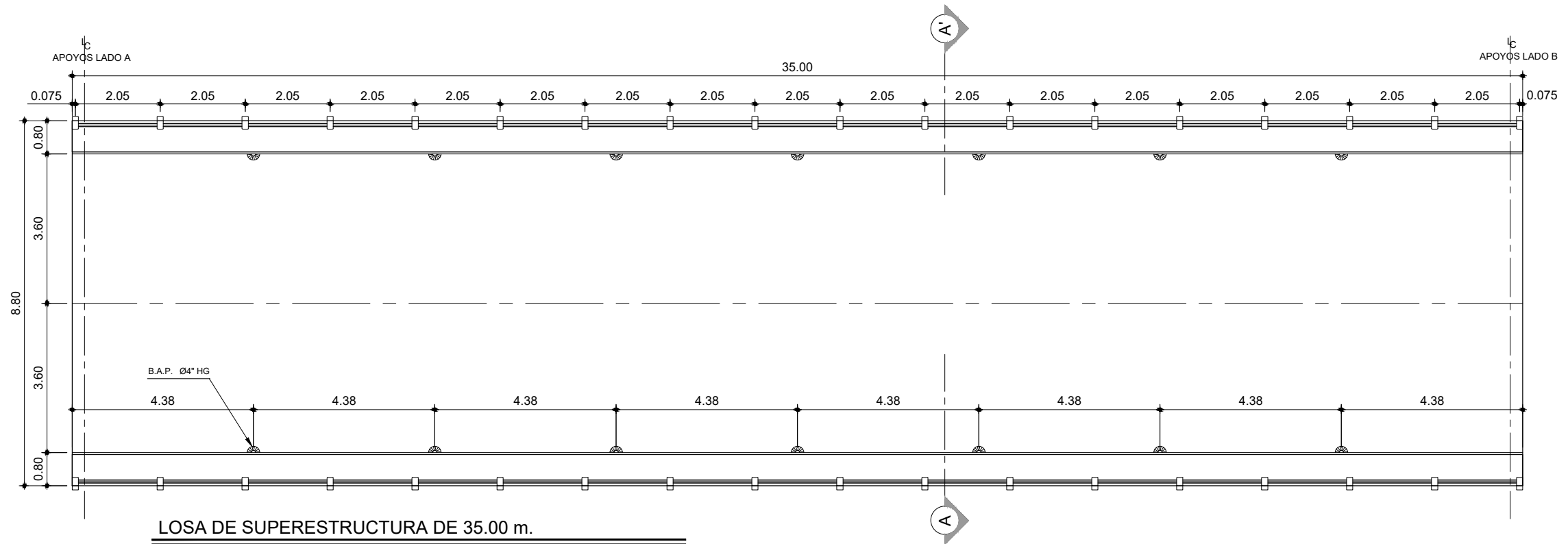
FECHA: JUNIO DE 2021

ESCALA: INDICADA

HOJA: 8 / 11

ING. OSWALDO OROZCO AREAS ASESOR

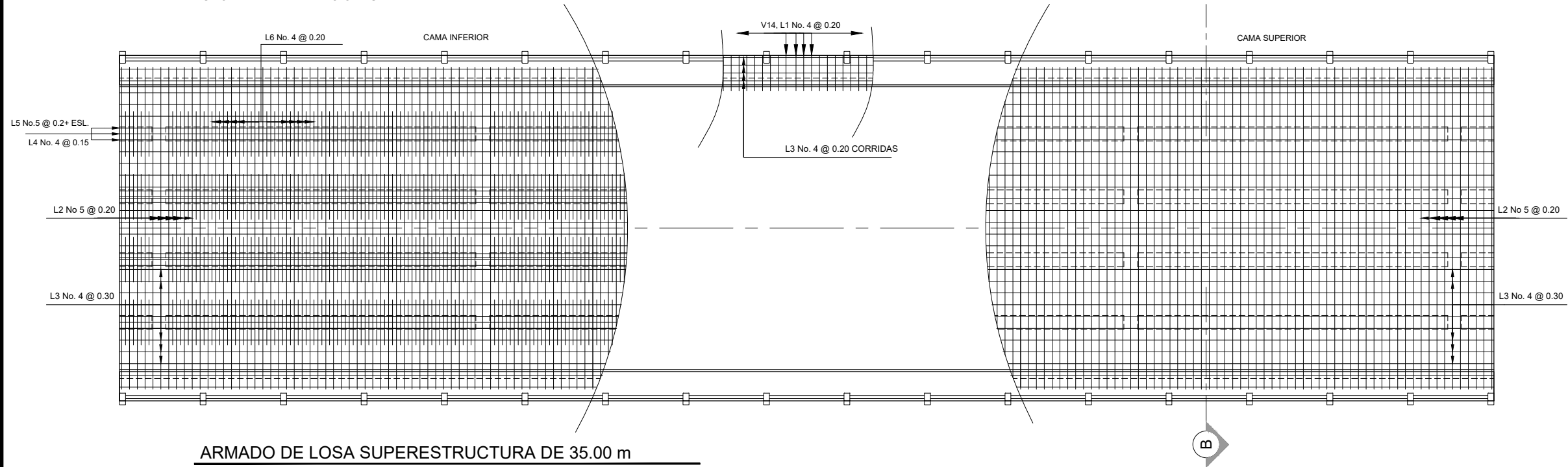
V. B. ALCALDE MUNICIPAL



LOSA DE SUPERESTRUCTURA DE 35.00 m.

GEOMETRIA Y DIMENSIONES

Escala: 1:125



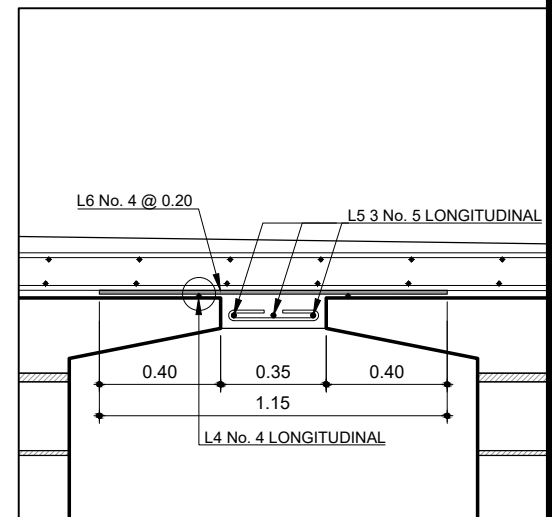
ARMADO DE LOSA SUPERESTRUCTURA DE 35.00 m

DISTRIBUCIÓN DE ACERO

Escala: 1:125

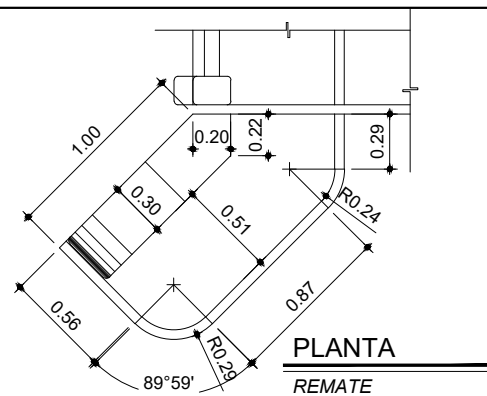
NOTA:

- DETALLE DE ARMADO DE LOSA EN PLANO 4,
- LA LOSA DEBERA SER MONOLITICA AL DIAFRAGMA Y LA CONEXIÓN ENTRE VIGA.

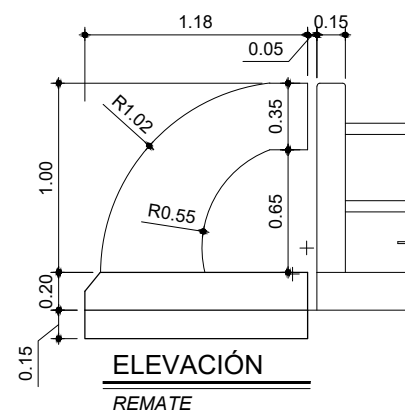


DETALLE DE CONEXIÓN DE VIGAS C-1

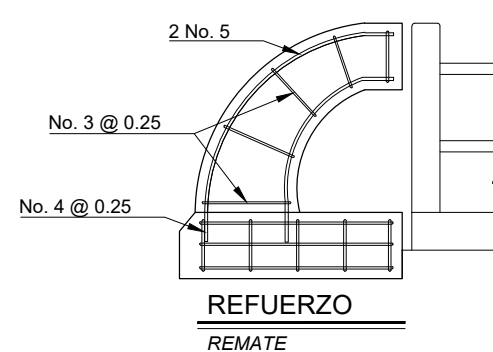
DISTRIBUCION DE ACERO DE LOSA DE CONCRETO ARMADO - LOSA DE 35 m.



PLANTA
REMATE



ELEVACIÓN
REMATE



REFUERZO
REMATE

DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO ARMADO - LOSA DE 35 m.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN:
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

CONTENIDO:
PLANTA DE LOSA DE SUPERESTRUCTURA Y DETALLE DE REMATE DE BARANDA

ASESOR REVISOR:
INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS

ASESOR DE EPS:
INGENIERA CRISTA CLASSON DE PINTO

DISEÑADOR:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

CALCULISTA:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

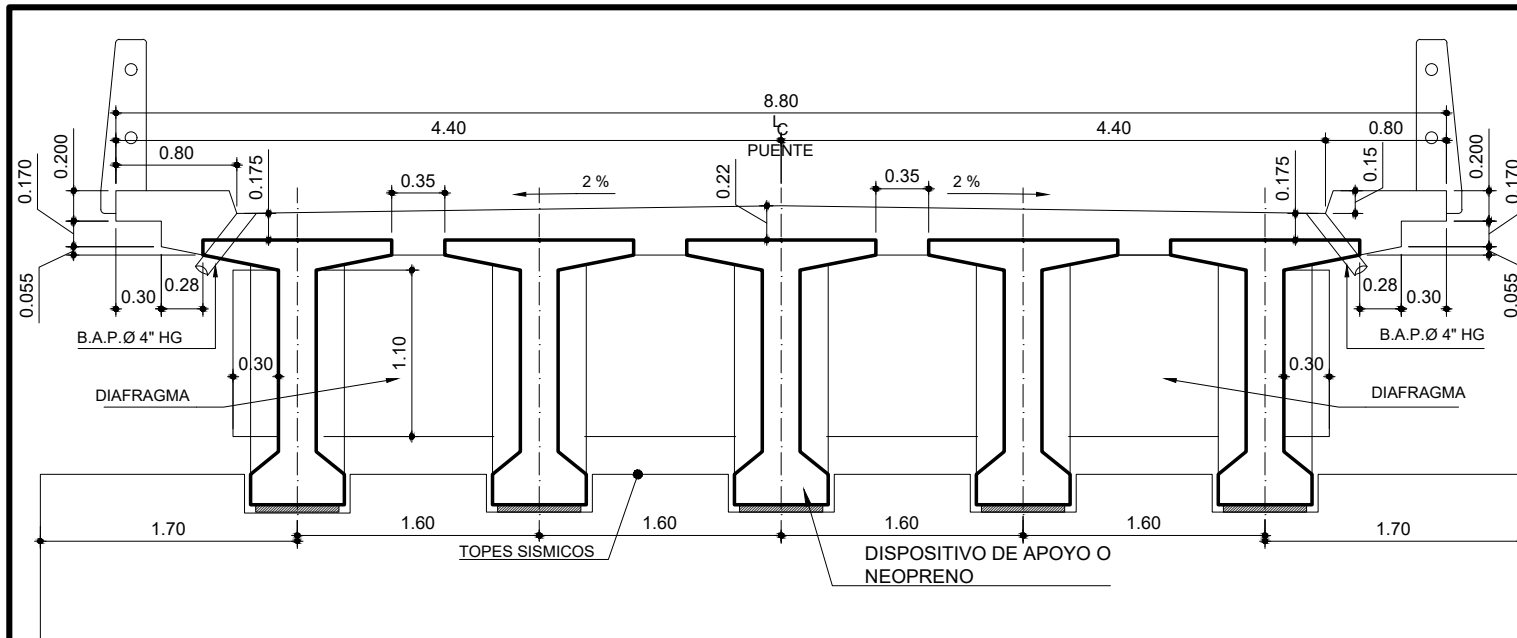
FECHA: JUNIO DE 2021

ESCALA: INDICADA

HOJA: 9 / 11

ING. OSWALDO OROZCO AREAS
ASESOR

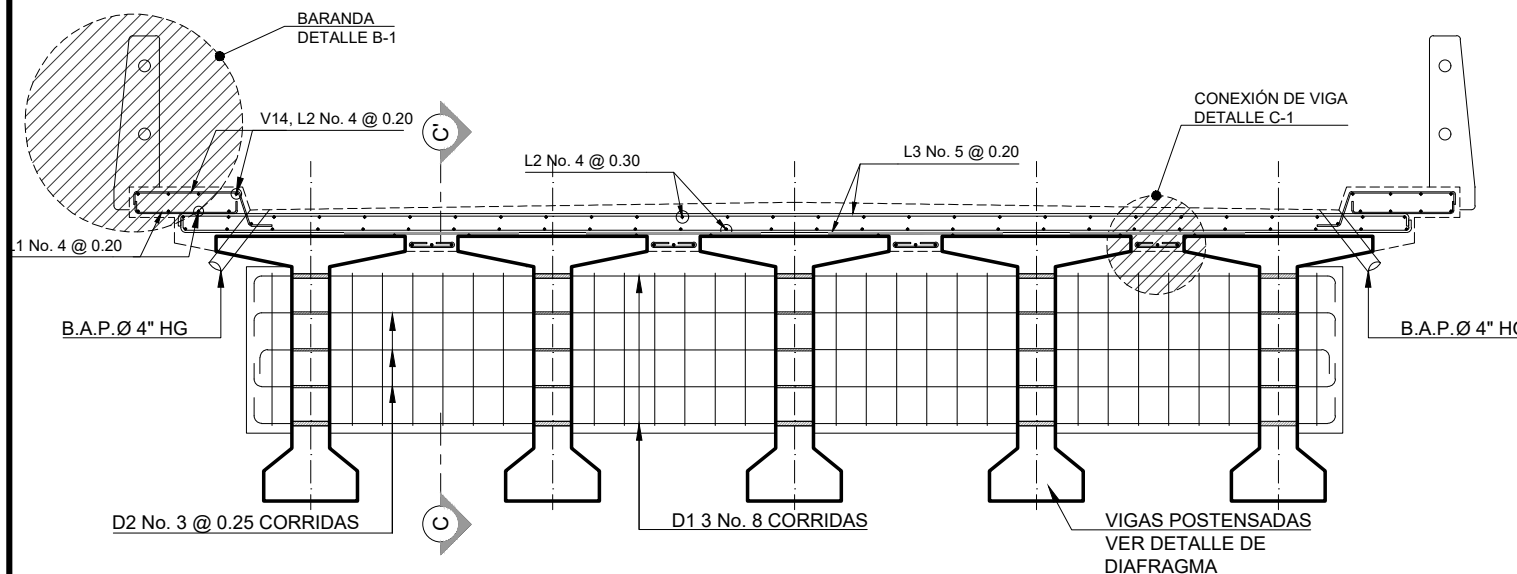
Vc. Bc. ALCALDE MUNICIPAL



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA - CORTE A-A'

DIMENSIONES Y GEOMETRÍA

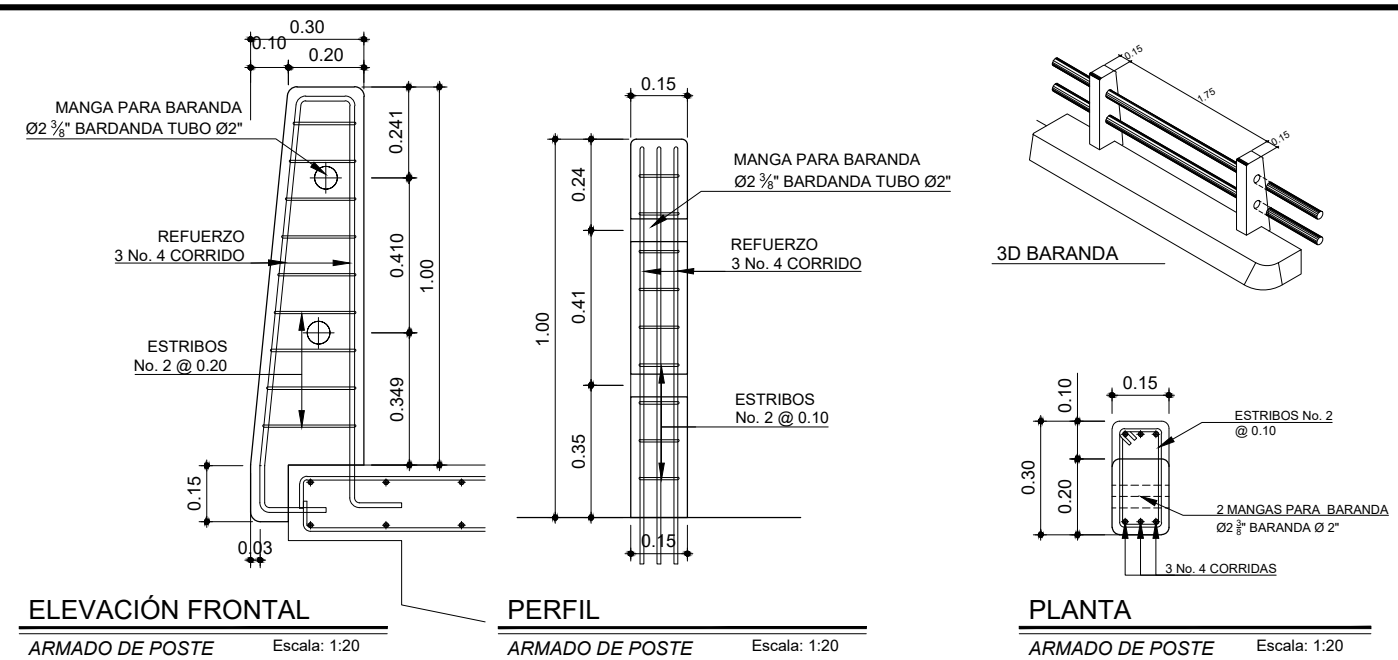
Escala: 1:50



SECCION TRASVERSAL DE LOSA - CORTE B-B'

ARMADO DE LOSA Y DIAFRAGMA

Escala: 1:50



ELEVACIÓN FRONTAL

ARMADO DE POSTE

Escala: 1:20

PERFIL

ARMADO DE POSTE

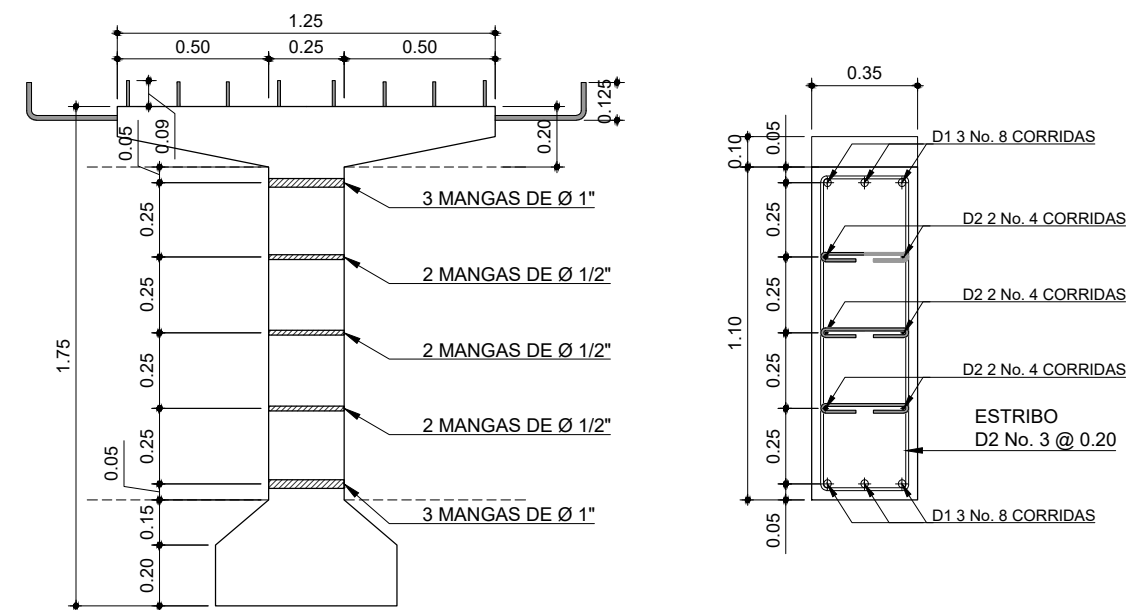
Escala: 1:20

PLANTA

ARMADO DE POSTE

Escala: 1:20

DETALLE DE ARMADO DE POSTE B-1



SECCIÓN TRANSVERSAL

VIGA C1 - L=35 m

Escala: 1:25

CORTE C-C'

ARMADO DIAFRAGMA

Escala: 1:25

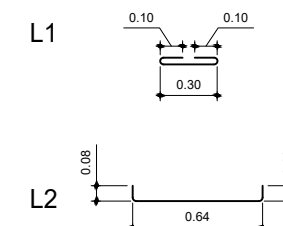
SECCIÓN DE LOSA, ARMADO Y GEOMETRÍA - CORTE A Y B

UBICACIÓN DE MANGAS PARA CONEXIÓN DE DIAFRAGMA - ARMADO DE DIAFRAGMA

PLANILLA DE MATERIALES PARA LOSA DE 35 METROS

ELEMENTO	AREA (m2)	UNIDADES	CONCRETO (m3)	POR UNIDAD		CANTIDADES, PARA UNA LOSA 35 METROS				
				TIPO DE CONCRETO (PSI)	ACERO (PSI)	TIPO	DIAMETRO	LONGITUD (m)	CANTIDAD	DETALLE
LOSA 35 m.	308.00	1	71.92	4000.00	G60	L1	4	0.81	350	L1
						L2	5	35.00	70	-
						L3	5	8.16	350	-
						L4	4	35.00	8	-
						L5	5	35.00	12	L5
						L6	4	1.15	640	-
DIAFRAGMA	0.386	5	2.79	4000	G60	D1	4	7.25	30	-
						D2	8	7.25	30	-

DETALLE



PLANILLA PARA MATERIALES DE LOSA DE 35 METROS - DETALLES DE ARMADURAS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
MUNICIPIO SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN:
MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

CONTENIDO:
DETALLE DE ARMADO DE LOSA, BARANDA, BANQUETA Y DIAFRAGMA

ASESOR REVISOR:
INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS

ASESOR DE EPS:
INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO

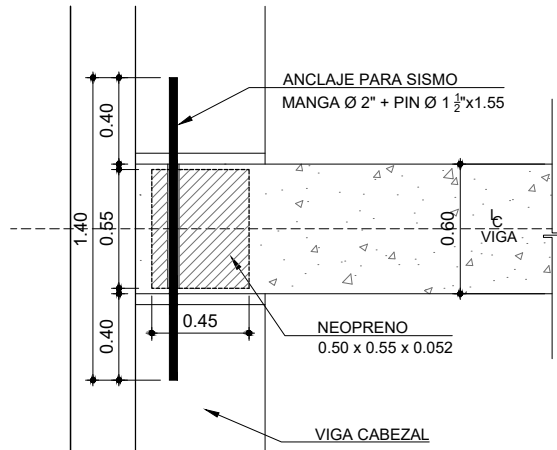
DISEÑADOR:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

CALCULISTA:
EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

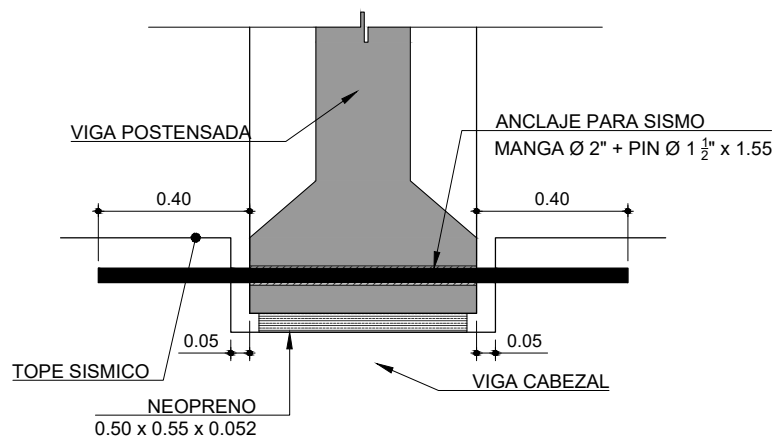
FECHA: JUNIO DE 2021
ESCALA: INDICADA
HOJA: 10 de 11

ING. OSWALDO OROZCO AREAS
ASESOR

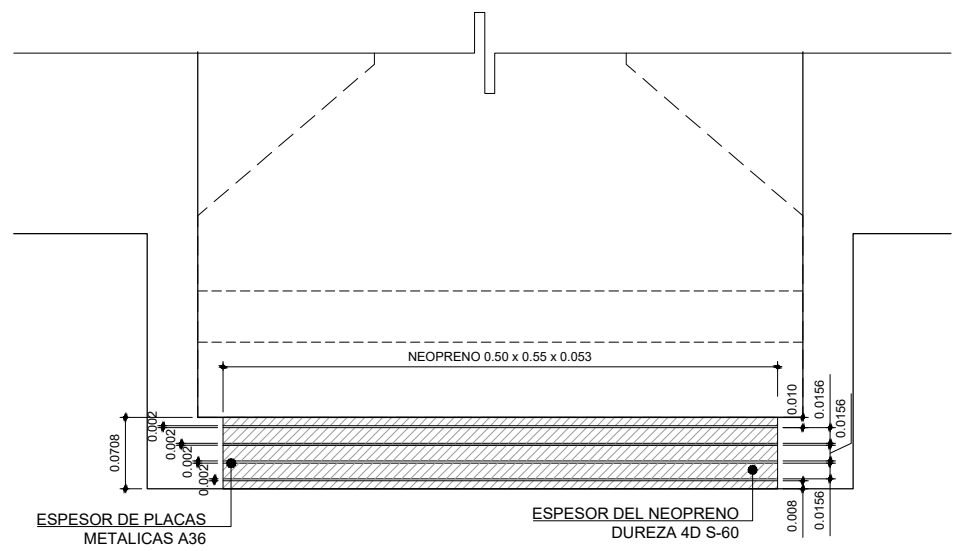
Vo. Bo. ALCALDE MUNICIPAL



PLANTA ESTRIBO E/S
DETALLE DE APOYO EN VIGA Escala: 1:35

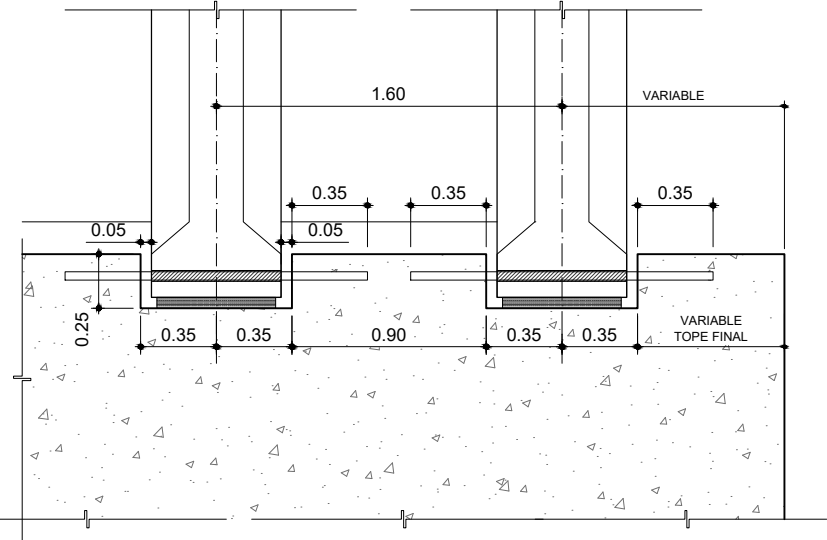


ALZADO Y ANCLAJE SISMICO
DETALLE DE APOYO EN VIGA Escala: 1:20

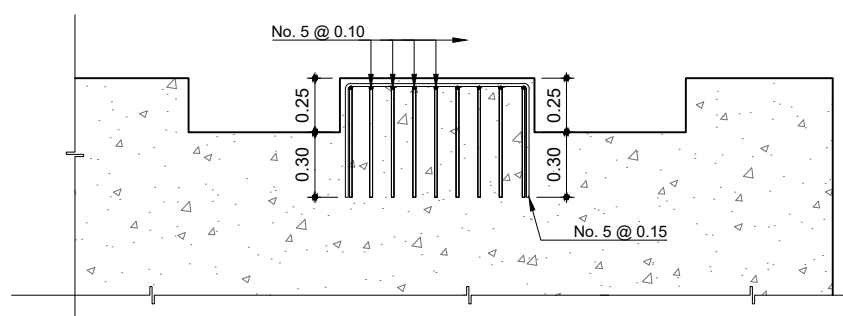


DETALLE DE ELEVACIÓN
COLOCACIÓN DE NEOPRENO EN APOYOS Escala: 1:7.5

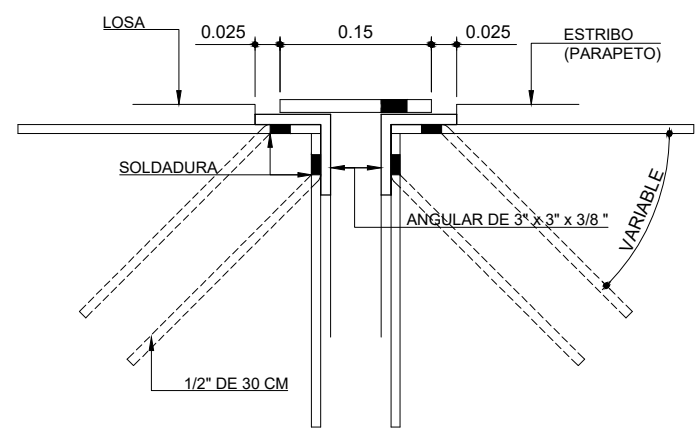
GEOMETRIA DE DISPOSITIVO DE APOYO O NEOPRENO



DETALLE PARA VIGA
TOPE SISMICO EN VIGA CABEZAL Escala: 1:35



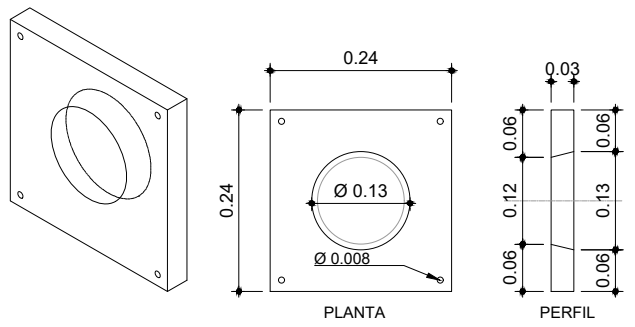
REFUEZO DE TOPE SISMICO
TOPE SISMICO EN VIGA CABEZAL Escala: 1:35



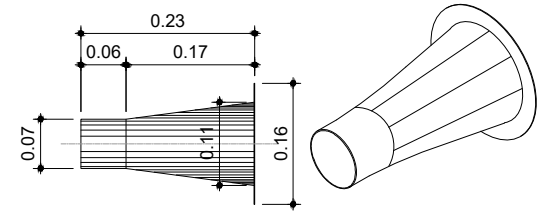
ANCLAJE ENTRE LOSA Y ESTRIBO
JUNTA SISMICA Escala: 1:7.5

DETALLE DE REFUERZO Y TOPES SISMICOS EN VIGA CABEZAL DE ESTRIBO

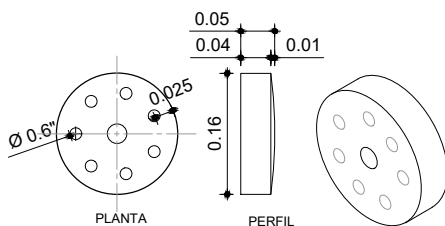
DETALLE DE ANCLAJE - JUNTA SISMICA



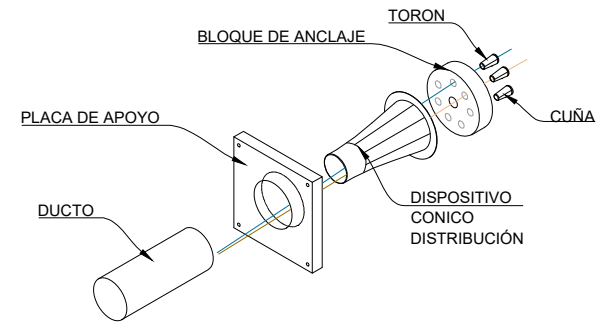
PLACA DE APOYO
 Escala: 1:10



DISPOSITIVO CONICO DE DISTRIBUCIÓN
 Escala: 1:10



BLOQUE DE ANCLAJE
 Escala: 1:10



DETALLE 3D DE ARMADO
 Escala: 1:20

DETALLE DE ARMADO DE ANCLAJE DE POSTENSADO EN VIGAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTA DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
 MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:
 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 35 METROS DE LONGITUD, ALDEA EL COPANTE,
 MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO.

DIRECCIÓN:
 MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

CONTENIDO:
 DETALLES GENERALES, JUNTA SISMICA, TOPE SISMICO, DISPOSITIVO DE ANCLAJE

ASESOR REVISOR: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS	ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

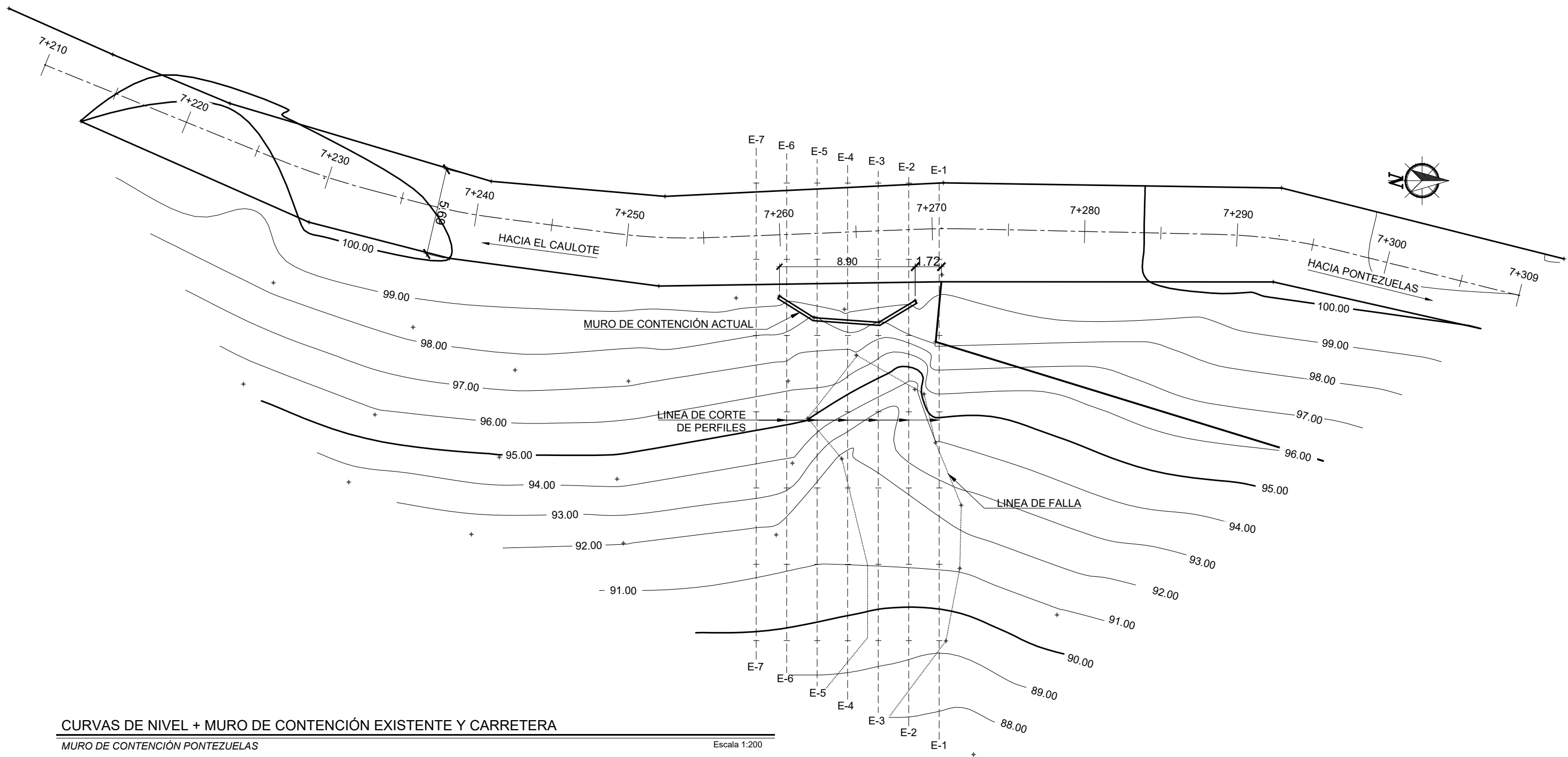
FECHA JUNIO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA	
		11	11

ING. OSWALDO OROZCO AREAS
 ASESOR

V. B. ALCALDE MUNICIPAL

Apendice 2. **Diseño de muro de contención de gaviones para el desfogue de agua pluvial en la aldea Pontezuelas, Municipio de San José del Golfo de Guatemala, Departamento de Guatemala**

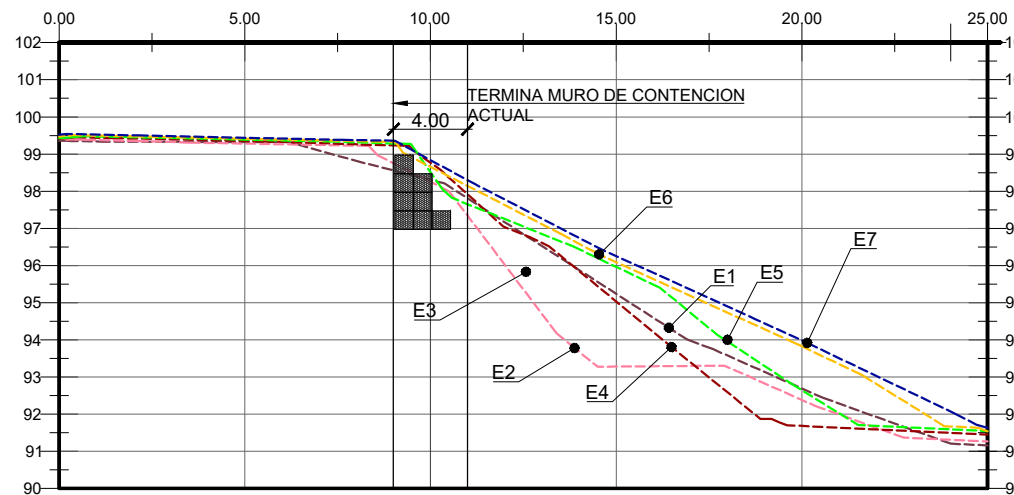
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2021.



CURVAS DE NIVEL + MURO DE CONTENCIÓN EXISTENTE Y CARRETERA
 MURO DE CONTENCIÓN PONTEZUELAS

Escala 1:200

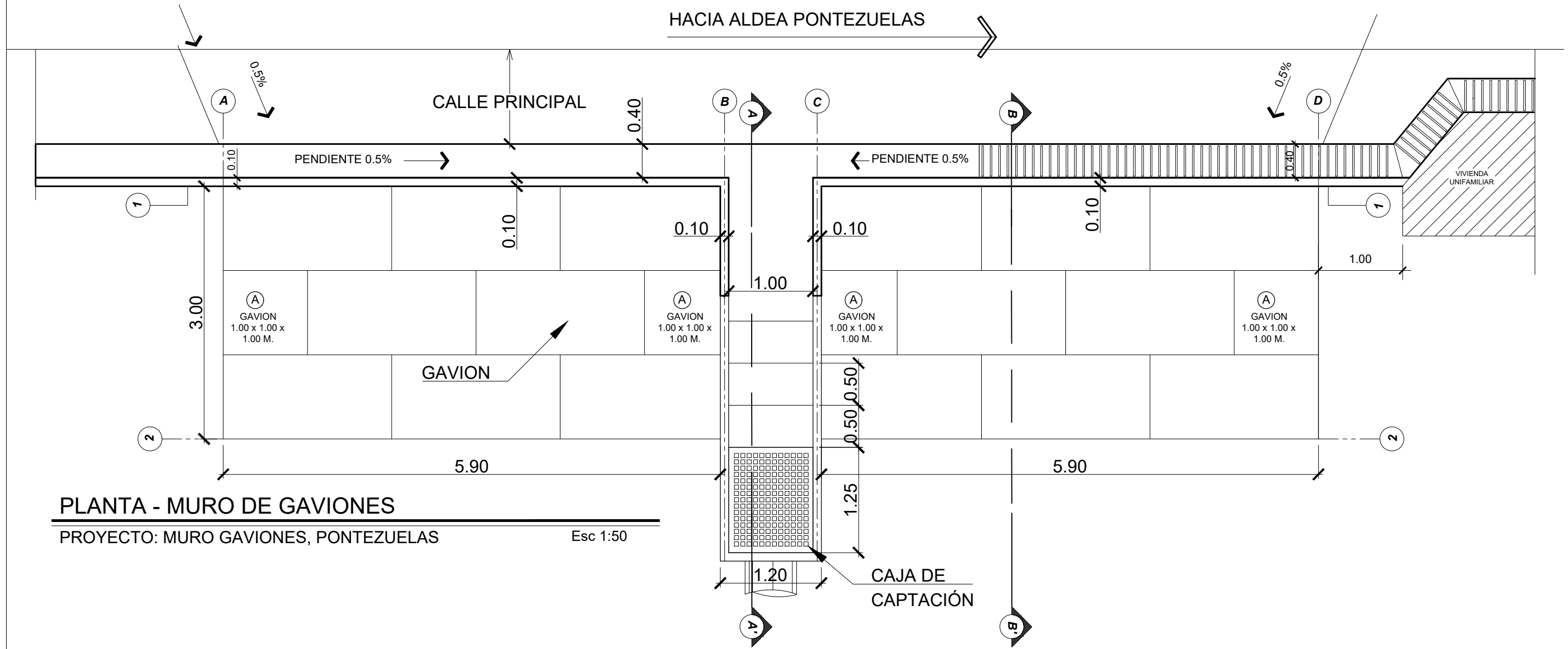
RESUMEN



PERFIL TRASVERSAL DEL TERRENO CORTES Y RESUMEN DE TOPOGRAFIA DE TERRENO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTA DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS- MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO			
PROYECTO: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL			
DIRECCIÓN: ALDEA PONTEZUELAS MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA			
CONTENIDO: CURVAS DE NIVEL Y UBICACIÓN DE MURO ACTUAL Y MURO DE GAVIONES			
ASESOR DE REVISOR: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS		ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO	
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN		CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	
FECHA: MAYO DE 2021	ESCALA: INDICADA	HOJA: 1 4	
ING. OSWALDO OROZCO AREAS ASESOR DE EPS		V. B. ALCALDE MUNICIPAL	

NIVEL DE CALLE
HACIA ALDEA PONTEZUELAS



PLANTA - MURO DE GAVIONES

PROYECTO: MURO GAVIONES, PONTEZUELAS

Esc 1:50

ESPECIFICACIONES

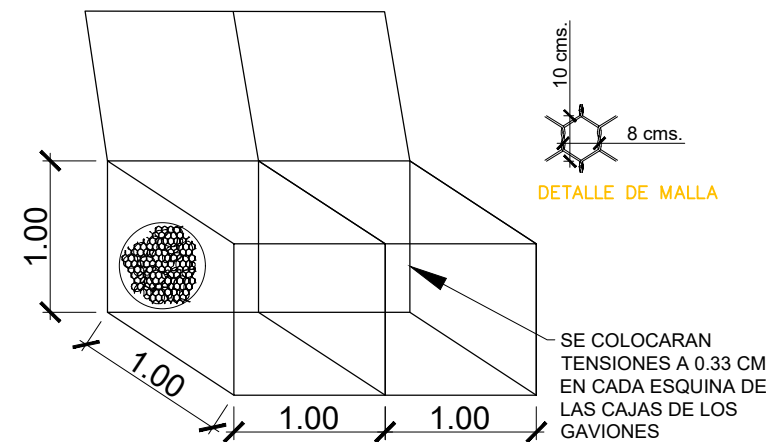
- LA CONTRA PENDIENTE DEL GAVIÓN DEBE DE SER DE 5%.
- EL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ENTRE GAVIONES DEBE SER 0.8
- EL PESO ESPECIFICO DE LA PIEDRA DE RELLENO DEBE ESTAR ENTRE 2 Y 3 Ton/M3.
- EL PORCENTAJE DE VACIOS DEL GAVIÓN DEBE ESTAR ENTRE 20% A 30 %.
- EL PESO MEDIO DEL GAVION DEBE ESTAR ENTRE 1.8 Ton/m³ COMO MÍNIMO.
- EL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ENTRE EL TERRENO Y EL GAVIÓN DEBE SER 0.7 (CONSIDERAR COLOCAR GEOTEXTIL).
- EL DIAMETRO DE LA PIEDRA DEBE ESTAR ENTRE 6" Y 8".
- EL RELLENO DEBE SER GRANULAR FINO COMPACTADO EN CAPAS DE 0.20 M.
- LA MALLA DEBE SER DE DOBLE TORSION (ASTM 975-97) CON DIMENSIONES DE HEXAGONAL DE 8 X 10 CM
- EL COEFICIENTE MAXIMO DE COMPRESION DEBE SER DE 30 Mpa.
- EI ANCHO DE ESCALÓN DEBE SER DE 0.50 M.
- LA REJILLA PARA LA CUNETA, SE ELABORARA CON ANGULAR DE $\frac{3}{16}$ " HIERROO $\frac{3}{4}$ " CON SOLDADURA ELECTRICA.
- SE COLOCARAN BARRAS DE TENSIONES A CADA 30 CM EN LAS ESQUINAS DE CADA GAVIÓN.

PROPIEDADES FISICAS DE LOS MATERIALES:

- BARRAS DE ACERO GRADO 40; $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 = 40,000 \text{ lb/plg}^2$
- RESISTENCIA DE CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 3000 \text{ lb/pg}$
- PESO DE CONCRETO: 2400 Kg/m^3
- PESO DE PIEDRAS: 2500 Kg/m^3
- POROSIDAD DE GAVIÓN: 25%

CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS GAVIONES:

- BARRAS PARA ACERO PARA TENSIONES G 40 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- MALLA : DOBLE TORSION (ASTM A975 - 97) 8 X 10 CM.
- GAVIONES DE CAJAS:
A: $1.00 \times 1.00 \times 1.00 \text{ m}^3$
B: $1.00 \times 1.00 \times 2.00 \text{ m}^3$



DETALLE DE GAVIÓN

Esc 1:50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTA DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS-
MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO

PROYECTO:

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL

DIRECCIÓN:

ALDEA PONTEZUELAS MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.

CONTENIDO:

PLANTA Y ESPECIFICACIONES GENERALES

ASESOR DE REVISOR:

INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS

ASESOR DE EPS:

INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO

DISEÑADOR

EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

CALCULISTA

EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

FECHA

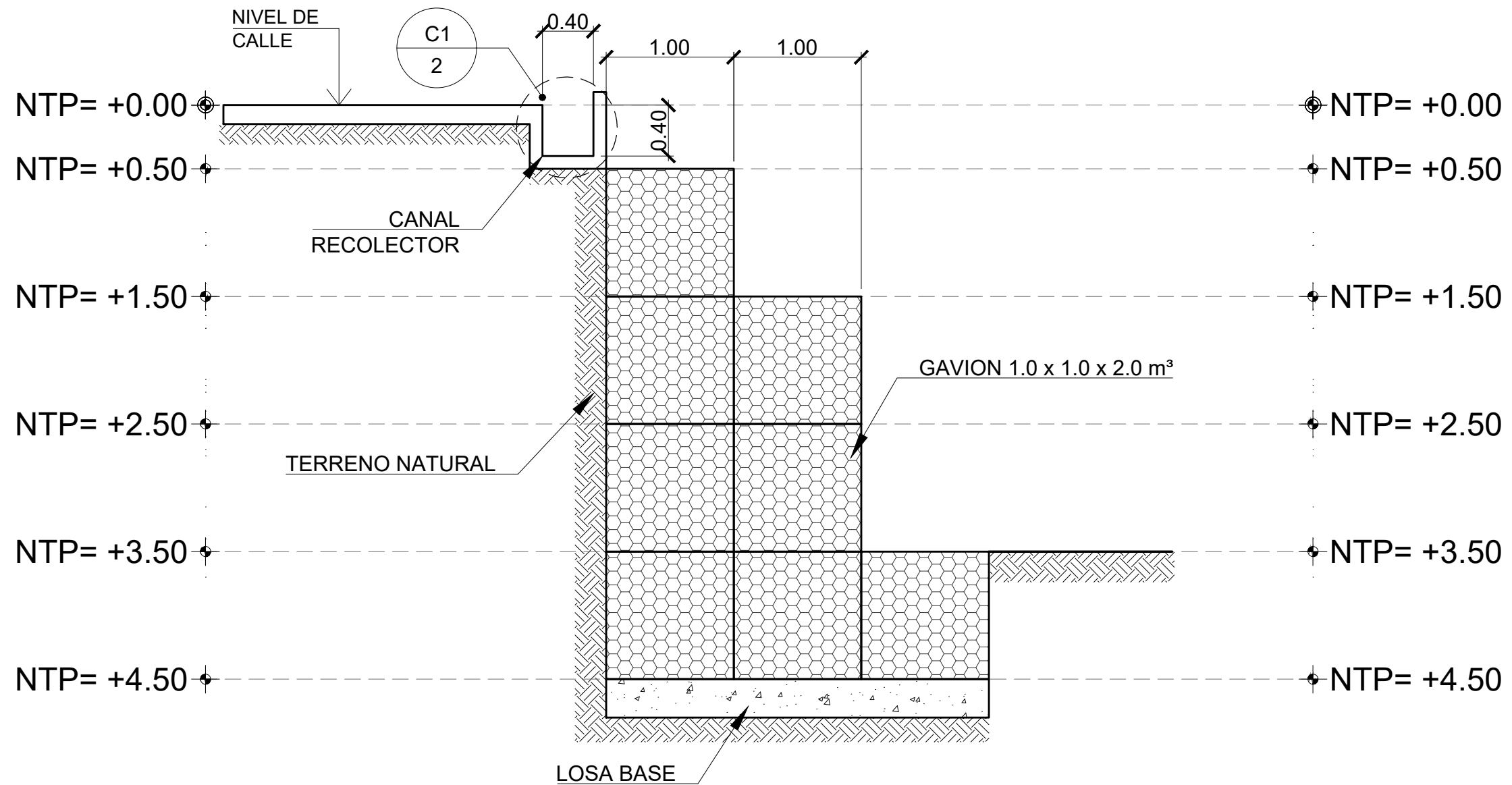
MAYO DE 2021

ESCALA

INDICADA

HOJA

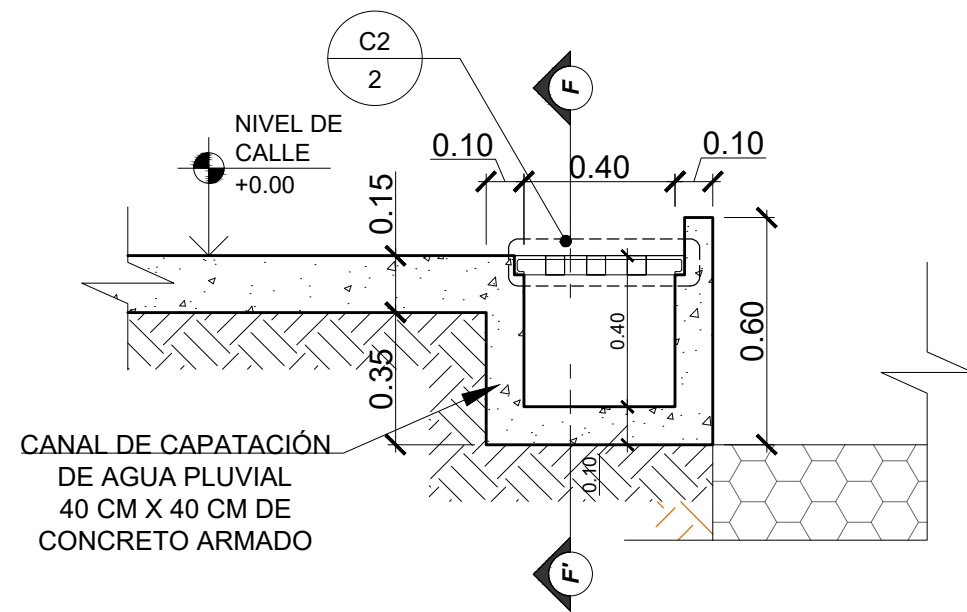
2 4



ELEVACIÓN B-B - MURO DE CONTENCIÓN

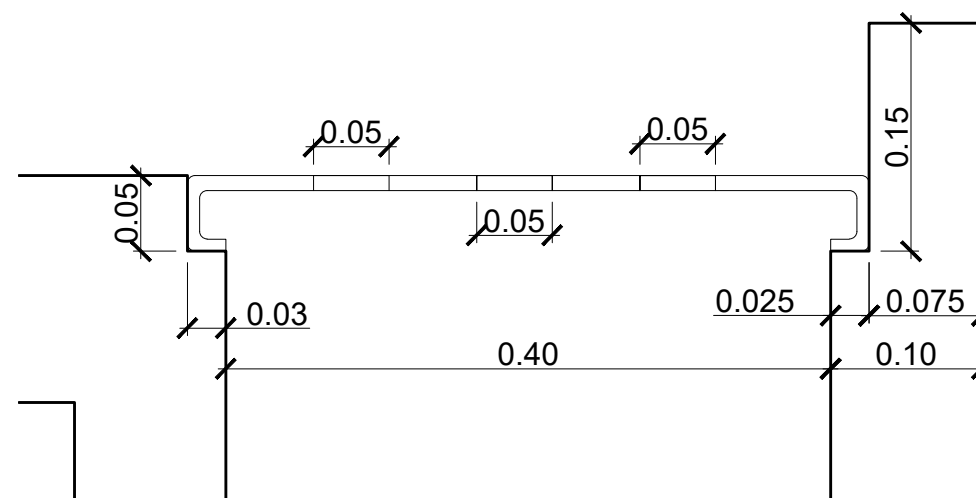
PROYECTO: MURO GAVIONES, PONTEZUELAS

Esc 1:40




DETALLE CANAL - C1

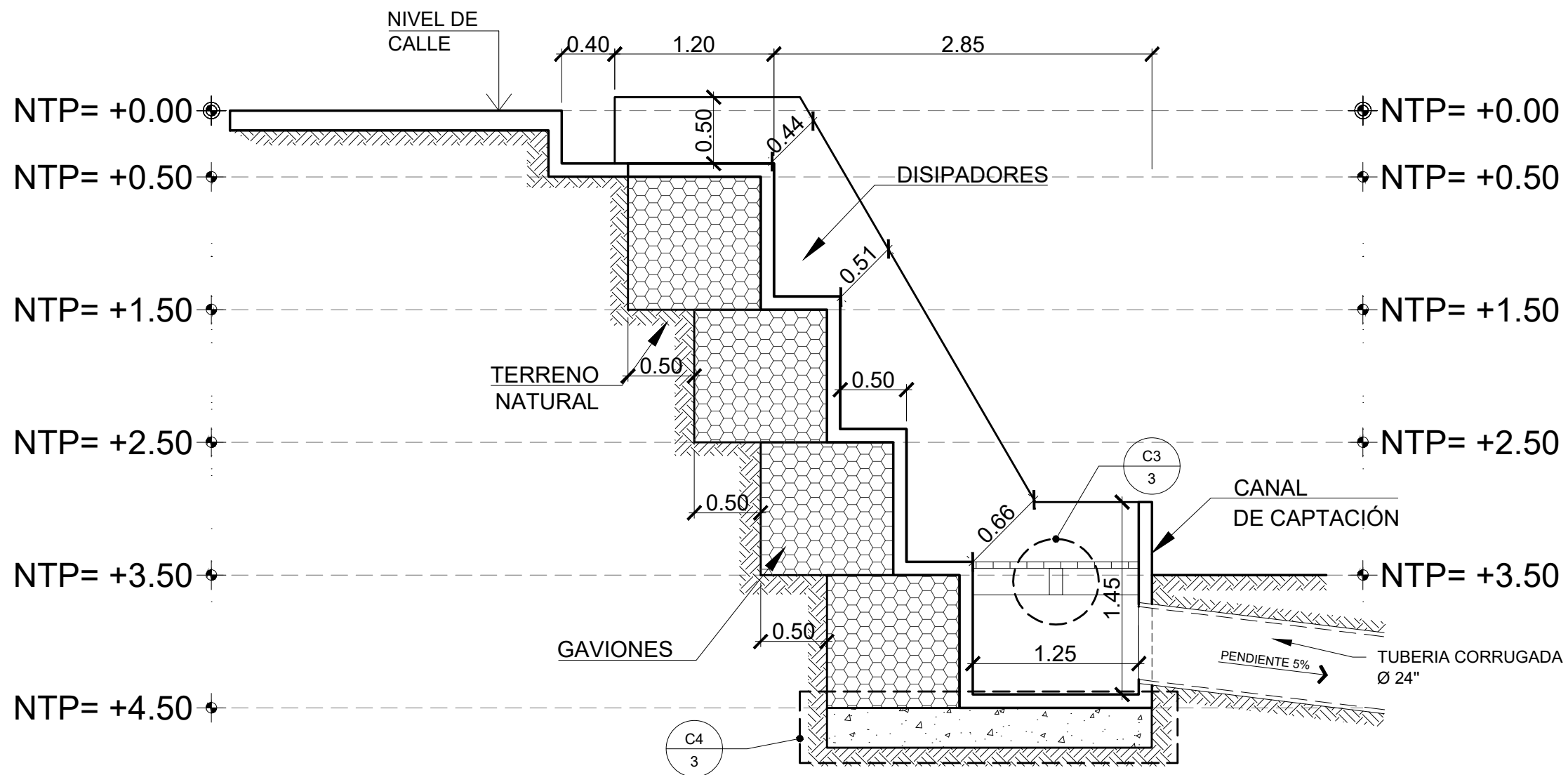
Esc 1:20



DETALLE CANAL - C2

Esc 1:20

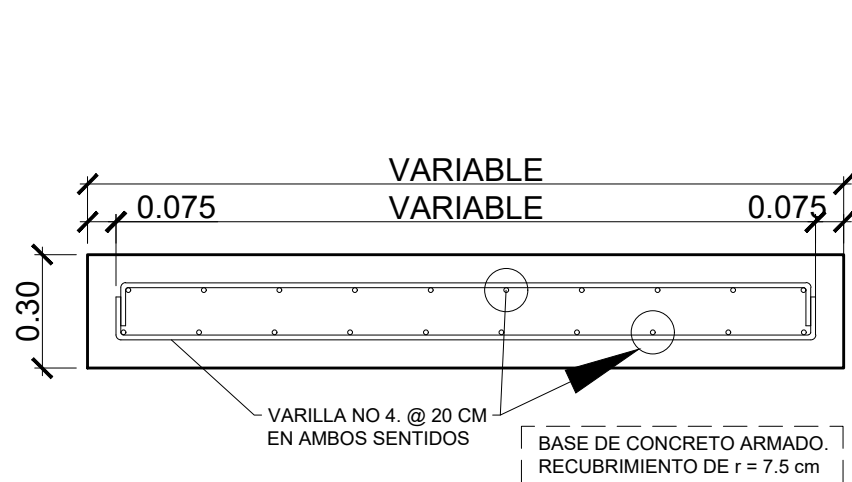
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTA DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS- MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO			
PROYECTO: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL			
DIRECCIÓN: ALDEA PONTEZUELAS MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.			
CONTENIDO: ELEVACIÓN DE MURO COMPLETO Y DETALLE DE CANAL RECOLECTOR			
ASESOR DE REVISOR: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS		ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO	
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN		CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	
FECHA MAYO DE 2021	ESCALA INDICADA	HOJA 3 4	
ING. OSWALDO OROZCO AREAS ASESOR DE EPS		V. B. ALCALDE MUNICIPAL	



ELEVACIÓN A-A - CANAL Y CAJA DE CAPTACIÓN DE AGUA PLUVIAL

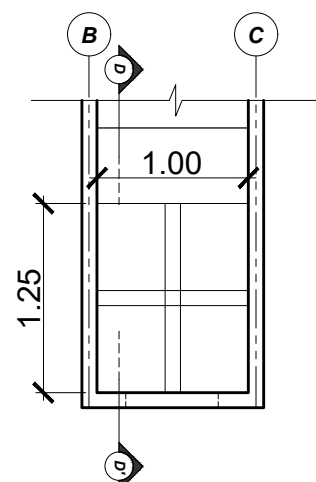
PROYECTO: MURO GAVIONES, PONTEZUELAS

Esc 1:40



DETALLE BASE - C4

Esc 1:20




DETALLE CAJA - C3

Esc 1:50



DETALLE VIGA SOPORTE D - D'

Esc 1:20

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTA DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO -EPS- MUNICIPALIDAD DE SAN JOSÉ DE GOLFO			
PROYECTO: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE GAVIONES PARA EL DESFOGUE DE AGUA PLUVIAL			
DIRECCIÓN: ALDEA PONTEZUELAS MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DEL GOLFO DE GUATEMALA.			
CONTENIDO: ELEVACIÓN D Y DETALLE DE CAJA DE CAPTACIÓN			
ASESOR DE REVISOR: INGENIERO OSWALDO OROZCO AREAS		ASESOR DE EPS: INGENIERA CHRISTA CLASSON DE PINTO	
DISEÑADOR: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN		CALCULISTA: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN	
FECHA: MAYO DE 2021	ESCALA: INDICADA	HOJA: 4 / 4	
ING. OSWALDO OROZCO AREAS ASESOR DE EPS		Vc. Bc. ALCALDE MUNICIPAL	

ANEXOS

Anexo 1. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por carga HL-93

MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m)					REACCIÓN POR CARGA HL-93 (T)				MOMENTO FATIGA (T-m)			
LUZ (m)	X (m)	M por CAMIÓN ó (1)- TANDEM	M por S/C EQUIV	M _{LL-LHO} (RA-0.33)	LUZ (m)	R por CAMIÓN ó (1)- TANDEM	R por S/C EQUIV	V _{LL-LHO} (RA-0.33)	LUZ (m)	X (m)	M por camión de fatiga	M _{LL-LHO} (RA-0.15)
1	0.50	3.63	0.12	4.95	1	14.52	0.48	19.79	1	0.50	3.63	4.17
2	1.00	7.26	0.48	10.13	2	15.88 ⁽¹⁾	0.95	22.07	2	1.00	7.26	8.35
3	1.50	10.89	1.07	15.55	3	18.14 ⁽¹⁾	1.43	25.56	3	1.50	10.89	12.52
4	1.70	16.39 ⁽¹⁾	1.86	23.65	4	19.28 ⁽¹⁾	1.90	27.54	4	2.00	14.52	16.70
5	2.20	21.95 ⁽¹⁾	2.93	32.13	5	19.96 ⁽¹⁾	2.38	28.92	5	2.50	18.15	20.87
6	2.70	27.56 ⁽¹⁾	4.24	40.89	6	20.41 ⁽¹⁾	2.86	30.00	6	3.00	21.78	25.05
7	3.20	33.18 ⁽¹⁾	5.79	49.91	7	20.74 ⁽¹⁾	3.33	30.91	7	3.50	25.41	29.22
8	3.70	38.81 ⁽¹⁾	7.57	59.19	8	21.29	3.81	32.12	8	4.00	29.04	33.40
9	4.20	44.45 ⁽¹⁾	9.60	68.72	9	22.34	4.28	33.99	9	4.07	33.46	38.47
10	4.70	50.10 ⁽¹⁾	11.86	78.49	10	23.37	4.76	35.84	10	4.57	37.96	43.65
11	5.20	55.75 ⁽¹⁾	14.06	90.51	11	24.22	5.24	37.44	11	5.07	42.46	49.03
12	5.70	61.41 ⁽¹⁾	17.09	98.76	12	24.92	5.71	38.86	12	5.57	46.98	54.02
13	5.79	68.70	19.87	111.24	13	25.52	6.19	40.12	13	6.07	51.49	59.22
14	6.29	76.78	23.08	125.19	14	26.03	6.66	41.28	14	6.57	56.01	64.41
15	6.79	84.86	26.53	139.40	15	26.47	7.14	42.35	15	7.07	60.53	69.61
16	7.29	92.96	30.22	153.86	16	26.86	7.62	43.34	16	7.57	65.06	74.82
17	7.79	101.07	34.15	168.57	17	27.20	8.09	44.27	17	7.71	70.93	81.56
18	8.29	109.18	38.31	183.53	18	27.50	8.57	45.15	18	7.21	78.75	90.56
19	8.79	117.30	42.72	198.73	19	27.78	9.04	45.92	19	7.71	86.61	99.60
20	9.29	125.43	47.36	214.18	20	28.02	9.52	46.79	20	8.21	94.50	108.68
21	9.79	133.55	52.24	229.87	21	28.24	10.00	47.56	21	8.71	102.42	117.78
22	10.29	141.69	57.35	245.80	22	28.44	10.47	48.30	22	9.21	110.36	126.91
23	10.79	149.82	62.71	261.97	23	28.63	10.95	49.02	23	9.71	118.32	136.06
24	11.29	157.96	68.30	278.39	24	28.79	11.42	49.72	24	10.21	126.29	145.24
25	11.79	166.10	74.13	295.04	25	28.95	11.90	50.40	25	10.71	134.29	154.43
26	12.29	174.24	80.20	311.94	26	29.09	12.38	51.07	26	11.21	142.29	163.64
27	12.79	182.38	86.51	329.08	27	29.23	12.85	51.72	27	11.71	150.31	172.86
28	13.29	190.53	93.05	346.46	28	29.35	13.33	52.36	28	12.21	158.34	182.09
29	13.79	198.68	99.84	364.08	29	29.46	13.80	52.99	29	12.71	166.38	191.33
30	14.29	206.83	106.86	381.94	30	29.57	14.28	53.61	30	13.21	174.42	200.59
31	14.79	214.98	114.12	400.03	31	29.67	14.76	54.22	31	13.71	182.48	209.85
32	15.29	223.13	121.61	418.37	32	29.76	15.23	54.82	32	14.21	190.54	219.12
33	15.79	231.28	129.35	436.95	33	29.85	15.71	55.41	33	14.71	198.61	228.40
34	16.29	239.43	137.32	455.77	34	29.93	16.18	56.00	34	15.21	206.68	237.68
35	16.79	247.58	145.53	474.82	35	30.01	16.66	56.58	35	15.71	214.76	246.97
36	17.29	255.74	153.98	494.12	36	30.09	17.14	57.15	36	16.21	222.84	256.27
37	17.79	263.89	162.67	513.65	37	30.16	17.61	57.72	37	16.71	230.93	265.57
38	18.29	272.05	171.59	533.42	38	30.22	18.09	58.28	38	17.21	239.02	274.88
39	18.79	280.21	180.76	553.43	39	30.29	18.56	58.84	39	17.71	247.12	284.19
40	19.29	288.36	190.16	573.68	40	30.34	19.04	59.40	40	18.21	255.22	293.50
41	19.79	296.52	199.80	594.17	41	30.40	19.52	59.95	41	18.71	263.33	302.82
42	20.29	304.68	209.67	614.90	42	30.46	19.99	60.50	42	19.21	271.43	312.15
43	20.79	312.84	219.79	635.86	43	30.51	20.47	61.04	43	19.71	279.54	321.47
44	21.29	320.99	230.14	657.07	44	30.56	20.94	61.58	44	20.21	287.65	330.80
45	21.79	329.15	240.73	678.51	45	30.60	21.42	62.12	45	20.71	295.77	340.13
46	22.29	337.31	251.56	700.19	46	30.65	21.90	62.66	46	21.21	303.88	349.47
47	22.79	345.47	262.63	722.11	47	30.69	22.37	63.19	47	21.71	312.00	358.80
48	23.29	353.63	273.93	744.27	48	30.73	22.85	63.72	48	22.21	320.12	368.14
49	23.79	361.79	285.48	766.66	49	30.77	23.32	64.25	49	22.71	328.25	377.48
50	24.29	369.95	297.26	789.30	50	30.81	23.80	64.78	50	23.21	336.37	386.83

Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Diseño de puente con AASHTO LRFD 2014*. p. 23.

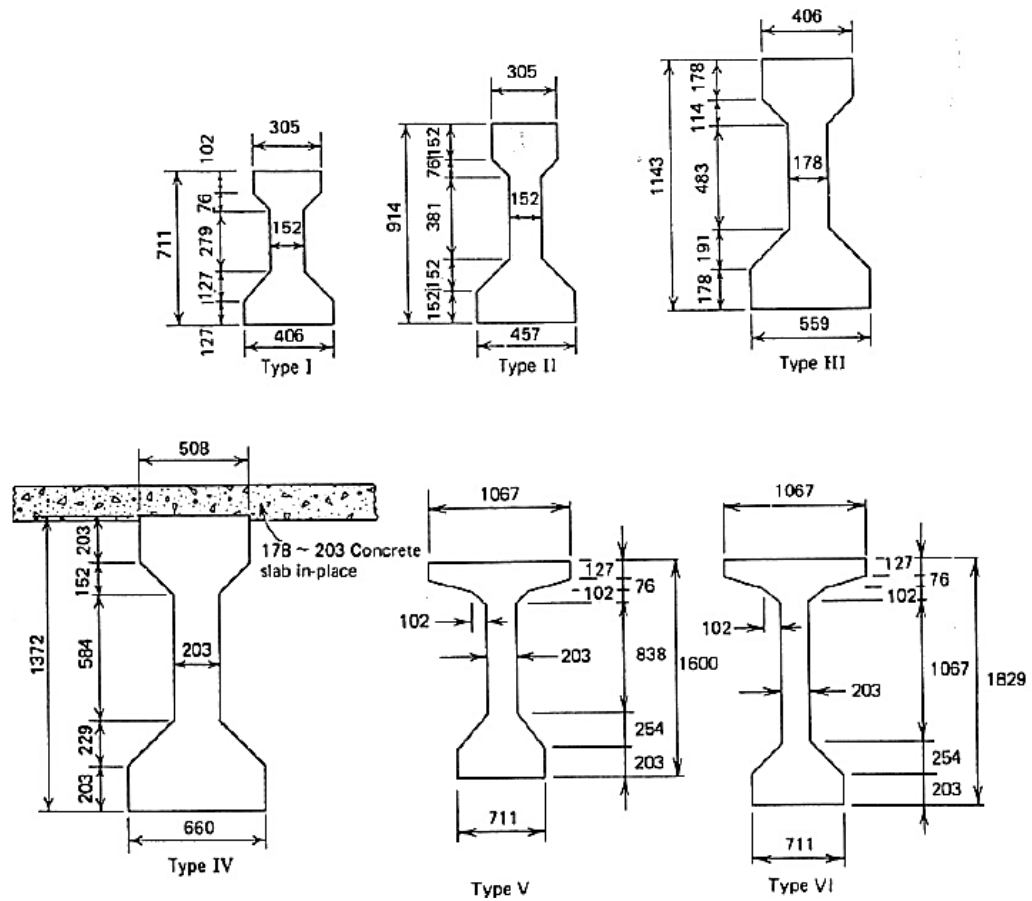
Anexo 2. **Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm) (Tabla 5.10.1-1 AASHTO LRFD 2017)**

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Diseño de puente con AASHTO LRFD 2014*. p. 22.

Anexo 3. Propiedades geométricas de vigas tipo AASHTO

Viga Tipo	A_c $\times 10^3 \text{ mm}^2$	I_c $\times 10^9 \text{ mm}^4$	c_b mm	Vano recomendado máximo m
I	178.1	9.5	320	9.1 - 13.7
II	238.1	21.2	402	12.2 - 18.3
III	361.3	52.2	515	16.8 - 24.4
IV	509.0	108.5	628	21.3 - 30.5
V	653.5	216.9	812	27.4 - 36.6
VI	700.0	305.2	924	33.5 - 42.7



Fuente: ANA GAYTÁN JASSO. *Evaluación estructural y económica de vigas tipo "AASHTO" para puentes carreteros.* 151 p.

Anexo 4. Límites de tensión para los tendones de pretensado

Tabla 5.9.3-1 Límites de tensión para los tendones de pretensado

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de transferencia (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
En servicio después de pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensado			
Antes del acuanamiento, puede permitirse f_{pbt} a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En otros lugares a lo largo de la longitud del miembro, lejos de anclajes y acopladores, inmediatamente después del acuanamiento	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En servicio después de pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO 2014*. p. 116.

Anexo 5. Límites para la tensión de tracción en el hormigo antes de las perdidas

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 	$0,25 \sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_s$, no mayor que 210 MPa 	$0,63 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_s$, con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ tracción máxima (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_s$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Esfuerzo de tracción principal en el eje neutro del alma <ul style="list-style-type: none"> Todos los tipos de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario señale otros criterios para estructuras críticas 	$0,29 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO 2014*. p. 177.

Anexo 6. Combinaciones carga y factores de carga

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

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_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	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: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO 2014*. p. 19.

Anexo 7. Informe de compresión triaxial muestra CA-1



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



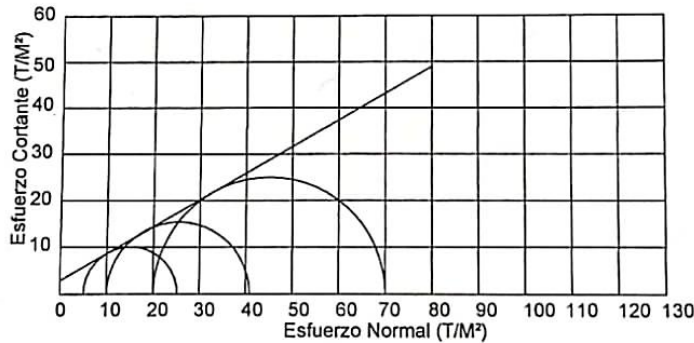
No. 18812

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0168 S.S.A. O.T.: 40,722

INTERESADO: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN
PROYECTO: EPS "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RIO PLATANOS"

Ubicación: ALDEA EL COPANTE, SAN JOSE DEL GOLFO, GUATEMALA.
Fecha: 26 DE ABRIL DE 2021.
Norma: AASHTO T-296.
Muestra: CA-1 Profundidad: 1.75 m. Pozo No. 1



PARAMETROS DE CORTE:			
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 29.89^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 2.97 \text{ Ton/m}^2$		
TIPO DE ENSAYO:	No consolidado y no drenado		
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	ARCILLA COLOR CAFÉ (CONSOLIDADA)		
DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA:	2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES:	Muestra proporcionada por el interesado.		
PROBETA No.	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(T/m^2)$	20.20	30.88	49.91
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	2.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.75	1.75	1.75
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	2.03	2.03	2.03
HUMEDAD (%H)	15.9	15.9	15.9

Atentamente,

Omar E. Mediano Mendez
Ing. Omar Enrique Mediano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS

Telma Mariela Cano Morales
Inga. Telma Mariela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Calle Emilio Beltrán, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono: 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

CS Escaneado con CamScanner

Fuente: Centro de Investigación de Ingeniería CII. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 8. Informe de compresión triaxial muestra CA-2



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



No. 18812

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0168 S.S.A.

O.T.: 40,722

INTERESADO: EDUARDO RENÉ BARBALES GUZMAN

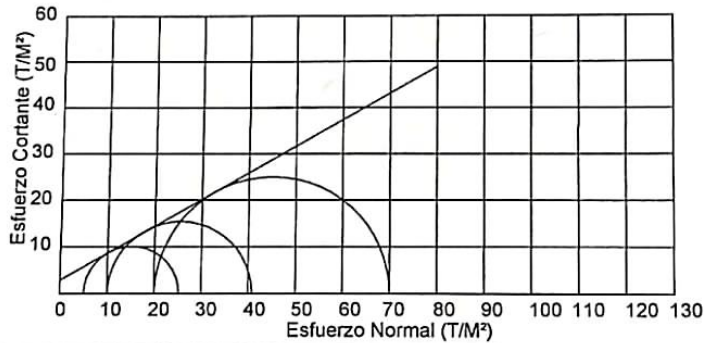
PROYECTO: EPS "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RIO PLATANOS"

Ubicación: ALDEA EL COPANTE, SAN JOSE DEL GOLFO, GUATEMALA.

Fecha: 26 DE ABRIL DE 2021.

Norma: AASHTO T-296.

Muestra: CA-1 Profundidad: 1.75 m. Pozo No. 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 29.89^\circ$		COHESIÓN: $C_u = 2.97 \text{ Ton/m}^2$	
TIPO DE ENSAYO:	No consolidado y no drenado.		
DESCRIPCION DEL SUELO:	ARCILLA COLOR CAFÉ (CONSOLIDADA)		
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:	2.5" X 5.0"		
OBSERVACIONES:	Muestra proporcionada por el interesado.		
PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(T/m^2)$	20.20	30.88	49.91
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.75	1.75	1.75
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	2.03	2.03	2.03
HUMEDAD (%)	15.9	15.9	15.9

Atentamente,

Omar Enrique Medrano Mendez
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS

Telma Maricela Cano Morales
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA - USAC -
Emilio Boltrana, Ciudad Universitaria zona 12
18-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

CC Escaneado con CamScanner

Fuente: Centro de Investigación de Ingeniería CII. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 9. Informe de compresión triaxial Pontezuelas



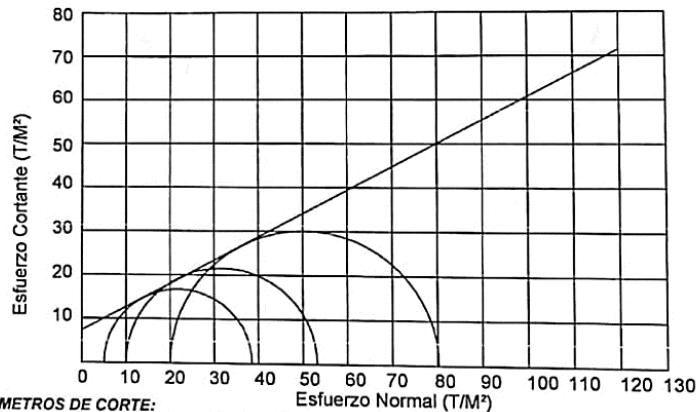
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

No. 18836

INFORME No.: 174 S.S.A. O.T.: 40,723
 INTERESADO: Eduardo Rene Barbales Guzman, Camé 201313937
 PROYECTO: Trabajo de Graduación titulado: Diseño de un muro de contención gavilón
 UBICACIÓN: Aldea Pontezuelas, San José del Golfo, Guatemala
 FECHA: jueves, 29 de abril de 2021
 POZO: 1 PROFUNDIDAD: 1.50 m



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 28.13^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 7.37 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Grava y arena limosa color café anaranjado, de estructura lamilar
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	33.52	43.16	60.28
PRESIÓN INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	1.5	2.5	4.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.81	1.81	1.81
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.91	1.91	1.91
HUMEDAD (%H)	5.62	5.62	5.62

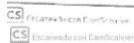
Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 JEFE SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS Y ASFALTOS

Inga. Telma Maricela Cano Morán
 DIRECTORA CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC-
 C. A. Emilio Beltránena, Ciudad Universitaria zona 12
 +502-2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Fuente: Centro de Investigación de Ingeniería CII. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

