



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y
DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS
ITZAPA, CHIMALTENANGO**

Juan Carlos Fernández Vásquez
Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, noviembre de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO
Y DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS
ITZAPA, CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN CARLOS FERNÁNDEZ VÁSQUEZ
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

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. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y
DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS
ITZAPA, CHIMALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 14 de mayo de 2018.

Juan Carlos Fernández Vásquez

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 22 de octubre de 2020
REF.EPS.D.352.10.2020

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

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan Carlos Fernández Vásquez, Registro Académico 201314308 y CUI 2412 87472 0313** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS ITZAPA, CHIMALTENANGO.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

Archivo
OAH/ra

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 10 de enero de 2021
REF.EPS.D.31.02.2021

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 DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS ITZAPA, CHIMALTENANGO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan Carlos Fernández Vásquez, CUI 2412 87472 0313 y Registro Académico 201314308**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación por parte como Asesor-Supervisor y 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 y coordinador del Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Juan Carlos Fernández Vásquez **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS ITZAPA, CHIMALTENANGO** 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.





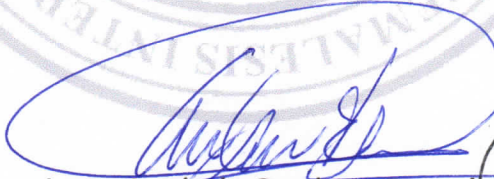
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101 - 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

DTG.687.2021

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 DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO NEGRO, CANTÓN SAN ANTONIO Y DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA COLONIA LA NAVIDEÑA, SAN ANDRÉS ITZAPA, CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario: **Juan Carlos Fernández Vásquez**, 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

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por siempre acompañarme en cada momento y ser la luz que me iluminó, haciendo posible la culminación de esta etapa de mi vida.

Mis padres

Juan Carlos Fernández y Zonia Yaneth Vásquez. Por su amor, su apoyo incondicional y por ser mi ejemplo. Por ello, hoy les hago entrega de este logro que, sin ustedes, no habría podido cumplir.

Mis abuelos

Ramón Vásquez (q. e. p. d.), Graciela Girón (q. e. p. d.), Juan Carlos Fernández (q. e. p. d.) y Aura Custodio (q. e. p. d.), quienes con su amor, enseñanza, apoyo y dedicación formaron las bases para que me convirtiera en la persona que soy hoy día, razón por la cual estaré eternamente agradecido con ustedes.

Mis hermanos y familia

Por siempre estar a mi lado apoyándome para que cumpla mis metas y nunca dejar que me rinda hasta cumplir mis sueños.

AGRADECIMIENTOS A:

Facultad de Ingeniería	Por su aporte en mi formación brindándome los conocimientos necesarios para ser un profesional de éxito.
Municipalidad de Itzapa	Por haberme dado la oportunidad de realizar este trabajo de graduación con ustedes y a su personal, por todo su apoyo en mi vida profesional.
Arq. Orlando Sal	Por creer y confiar en mí para desarrollar este proyecto, compartiendo conmigo conocimiento, tiempo y apoyo.
Mi asesor	Ing. Oscar Argueta Hernández, por su acompañamiento y apoyo en la elaboración del presente trabajo.
Mis amigos	Por su amistad, apoyo y momentos compartidos en cada etapa de mi vida. Enseñándome tanto de la profesión como de la vida, impulsándome a seguir siempre adelante.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Localización y ubicación geográfica	2
1.1.3. Extensión territorial	2
1.1.4. Límites y colindancias.....	2
1.1.5. Vías de acceso	3
1.1.6. Suelo y topografía.....	3
1.1.7. Clima	3
1.1.8. Población e idioma	4
1.1.9. Servicios públicos	4
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura en el cantón San Antonio y colonia La Navideña	4
1.2.1. Descripción y priorización de las necesidades del cantón San Antonio.....	5
1.2.2. Descripción y priorización de las necesidades de la colonia La Navideña	5

2.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN EL CANTÓN SAN ANTONIO....	7
2.1.	Descripción del proyecto	7
2.2.	Función de los puentes.....	8
2.3.	Clasificación de los puentes	8
2.3.1.	Clasificación por función.....	8
2.3.2.	Clasificación por sistema constructivo	9
2.3.3.	Clasificación por tipo de estructura.....	10
2.4.	Levantamiento topográfico	13
2.5.	Estudio hidrológico e hidráulico	14
2.5.1.	Método racional	14
2.5.2.	Método sección-pendiente.....	18
2.6.	Estudio de suelos	19
2.7.	Especificaciones de diseño	22
2.8.	Predimensionamiento	23
2.8.1.	Losa.....	24
2.8.2.	Vigas.....	25
2.8.3.	Diafragmas	25
2.8.4.	Cortina	26
2.8.5.	Viga de apoyo.....	26
2.9.	Diseño de la superestructura.....	28
2.9.1.	Diseño de la losa	28
2.9.2.	Diseño de vigas	37
2.9.3.	Diseño de diafragmas.....	62
2.9.4.	Diseño de barandal.....	66
2.9.5.	Diseño de junta de dilatación.....	71
2.10.	Diseño de la subestructura	72
2.10.1.	Diseño de cortina.....	72
2.10.2.	Diseño de viga de apoyo	80
2.10.3.	Diseño de neopreno	81

	2.10.4.	Diseño de estribos	90
	2.11.	Evaluación de impacto ambiental	105
	2.12.	Planos constructivos.....	116
	2.13.	Presupuesto	117
3.		DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN COLONIA LA NAVIDEÑA.....	119
	3.1.	Descripción del proyecto	119
	3.2.	Ensayos de laboratorio de suelos necesarios	119
	3.2.1.	Resistencia al corte	119
	3.2.2.	Prueba de compresión triaxial	120
	3.3.	Teoría de presión de suelos	122
	3.3.1.	Ángulo de talud natural	122
	3.3.2.	Cohesión	123
	3.3.3.	Sobrecargas	123
	3.3.4.	Empujes.....	123
	3.4.	Teorías de empuje de tierras.....	124
	3.4.1.	Teoría de Rankine del empuje de tierra.....	124
	3.4.2.	Presión activa de tierra de Rankine	126
	3.5.	Estructuras de contención	130
	3.5.1.	Muros de contención de gravedad.....	130
	3.5.2.	Muros de contención en voladizo	131
	3.5.3.	Muros de contención con contrafuertes.....	132
	3.5.4.	Muros de mampostería.....	133
	3.5.5.	Tablaestacas	133
	3.6.	Resultados de las pruebas de laboratorio	133
	3.7.	Dimensionamiento de muro de contención.....	135
	3.8.	Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño.....	136
	3.8.1.	Revisión de la estabilidad	137

3.9.	Diseño de muro de contención	148
3.9.1.	Parámetros de diseño.....	148
3.9.2.	Dimensionamiento	148
3.9.3.	Revisión de la estabilidad	149
3.9.4.	Diseño del armado de muro.....	156
3.9.5.	Drenaje	170
3.10.	Evaluación de impacto ambiental	171
3.11.	Planos constructivos.....	183
3.12.	Presupuesto	183
CONCLUSIONES		185
RECOMENDACIONES.....		187
BIBLIOGRAFÍA		189
APÉNDICES		191
ANEXO		195

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Puente peatonal con calzada en la Feria de Muestras de Hannover	9
2.	Puente Losa construido de vigas pretensadas.....	11
3.	Puente Sfalassà (Italia)	12
4.	Puente Sutong (China).....	13
5.	Sección transversal del río para la crecida extraordinaria.....	18
6.	Propuesta de la sección del puente	24
7.	Diagrama de momento por peso propio	28
8.	Diagrama de momento por barrera	29
9.	Modelo de camión AASHTO HL-93.....	29
10.	Diagrama de momento por camión HL-93.....	30
11.	Viga interior propuesta	37
12.	Diagrama por camión HL-93	39
13.	Diagrama de corte debido a HL-93	47
14.	Viga exterior propuesta	51
15.	Diagrama de Ley de Momentos (regla de la palanca), caso un carril de diseño cargado	52
16.	Diagrama de corte debido a HL-93	59
17.	Detalle de junta de dilatación	72
18.	Sección de cortina y viga de apoyo.....	73
19.	Fuerzas del suelo que afectan a la cortina.....	74
20.	Diagrama de distribución de fuerza longitudinal.....	76
21.	Fuerzas que actúan sobre la cortina	77
22.	Detalle de placas de elastómero	82

23.	Presiones del suelo que afecta el estribo.....	91
24.	Mapa de influencia directa e indirecta.....	108
25.	Diagrama de flujo de actividades para la construcción de puente vehicular.....	109
26.	Mapa de ríos.....	110
27.	Mapa de amenazas.....	116
28.	Esquemas de pruebas consolidada drenada, consolidada no drenada y no consolidada no drenada.....	121
29.	Esfuerzos en el punto A debajo de la superficie horizontal.....	125
30.	Presión activa de Rankine.....	126
31.	Envolvente de falla de Mohr – Coulomb para la presión activa de Rankine.....	127
32.	Diagrama de presión activa sobre el muro.....	129
33.	Muros de contención de gravedad.....	131
34.	Muro de contención en voladizo.....	132
35.	Muro de contención con contrafuertes.....	132
36.	Extracción de muestra inalterada.....	134
37.	Dimensiones de muros de contención en voladizo.....	136
38.	Teoría de la presión lateral de tierra de Rankine.....	137
39.	Revisión por volteo.....	139
40.	Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.....	142
41.	Revisión por falla de capacidad de apoyo.....	144
42.	Dimensionamiento propuesto.....	149
43.	Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo.....	154
44.	Fuerzas que actúan en la cortina.....	157
45.	Distribución de cargas bajo la losa de la base.....	160
46.	Diagrama de cargas de la losa del puntal.....	162
47.	Diagrama de cargas en el talón.....	166
48.	Drenaje para muro de contención.....	171

49.	Mapa de influencia directa e indirecta	174
50.	Flujograma de ejecución de muro de contención	175
51.	Mapa de ríos	176
52.	Mapa de geología.....	177
53.	Mapa de amenazas.....	182

TABLAS

I.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C	15
II.	Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia	17
III.	Parámetros de diseño de puente vehicular.....	23
IV.	Resumen de predimensionamiento.....	27
V.	Resumen de cargas.....	30
VI.	Análisis de cargas.....	58
VII.	Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero.....	82
VIII.	Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60 utilizando, figuras C14.7.6.3.3-1	89
IX.	Momento estabilizante del estribo.....	94
X.	Resultado del momento de volteo en el estribo sentido horizontal ..	100
XI.	Colindancias del puente.....	107
XII.	Evaluación ambiental	112
XIII.	Resumen de costos de trabajo para puente vehicular.....	117
XIV.	Procedimiento para el calcular $\sum MR$	140
XV.	Cálculo de momento resistente.....	151
XVI.	Colindancias del muro de contención	173
XVII.	Evaluación ambiental de muro de contención.....	178
XVIII.	Resumen de costos de trabajo para muro de contención.....	183

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
H	Altura
ϕ	Ángulo de fricción interna
A	Área
As	Área de acero
AS _{min}	Área de acero mínimo
AS _t	Área de acero por temperatura
AS _{Req}	Área de acero requerido
α	Ángulo entre la línea de la carretera y la junta
HT	Altura total de muro
B	Base
qu	Capacidad de carga última
qadm	Capacidad de carga última admisible
Q	Caudal
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro cuadrado
cm ³	Centímetro cúbico
C	Coefficiente de escorrentía
ct	Coefficiente de expansión contribuye al movimiento
C	Cohesión
D	Desplante de cimiento
σ_f	Esfuerzo admisible del acero
σ_p	Esfuerzo máximo permisible a compresión de apoyo

t	Espesor
e	Excentricidad
FS (capacidad de carga)	Factor de seguridad contra capacidad de carga
FS (deslizamiento)	Factor de seguridad contra deslizamiento
FS (volteo)	Factor de seguridad contra volteo
tn	Factor empírico tomado para el concreto
Pa	Fuerza activa de Rankine
Vu	Fuerza de corte mayorada
I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramo
kg/m	Kilogramos distribuidos en un metro
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kg-m	Kilogramo por metro
kg/m²	Kilogramos por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramos por metro cubico
L	Longitud de cauce
lbs	Libras
ΔL	Máximo desplazamiento horizontal
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
mm	Milímetro
M	Momento
Mo	Momento de volteo
Mn	Momento nominal
Mr	Momento resistente
HM	Movimiento total horizontal
Mu	Momento último
N	Newtons (fuerza)

S	Pendiente
d	Peralte efectivo
Pm	Perímetro mojado
W	Peso
γ	Peso específico
γ_c	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
Pp	Presión pasiva de Rankine
Rn	Radio hidráulico
tr	Rango de temperatura del concreto
rec	Recubrimiento
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
fy	Resistencia a la fluencia del acero
Vc	Resistencia al cortante del concreto
ϕV_n	Resistencia al cortante de diseño
Vs	Resistencia nominal al cortante del refuerzo
tc	Tiempo de concentración
T	Toneladas
T/m	Toneladas distribuidas en un metro
T-m	Toneladas por metro
T/m²	Toneladas por metro cuadrado
T/m³	Toneladas por metro cúbico

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association Transportation of Highway Officials</i> (Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte).
ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto).
Barandales	Se construyen en los bordes externos de las aceras con la afinidad de proveer seguridad, tanto a los peatones como en automóviles, su construcción varía dependiendo del material por utilizar.
Bombeo	Pendiente transversal a la dirección del tráfico con el fin de drenar agua pluvial hacia los desfogues.
Diafragma	Elemento de la superestructura del puente vehicular que funciona para proveer rigidez torsional provenientes de las cargas sísmicas y las cargas de vientos.
Estribo	Elementos estructurales pertenecientes a la subestructura que se encarga de distribuir las presiones producidas por las cargas totales de diseño hacia el suelo donde se cimienta.

Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural de la superestructura que básicamente es el piso del puente, soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de su armadura transmite las tensiones hacia las vigas principales.
Luz	Distancia horizontal interna entre elementos.
Neopreno	Material aislante que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es el caucho sintético.
Subestructura	Conjunto de elementos, que ha sido diseñados para soportar la superestructura de un puente para transmitir las cargas al suelo.
Suelo	Material con arreglo variable de partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos a otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno, las fisuras y grietas.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitirlas a la subestructura.

RESUMEN

En los últimos años Guatemala ha presentado un desarrollo poblacional importante el cual ha provocado la necesidad de generar nueva infraestructura que sirva tanto para la comunicación como para el salvo resguardo de la población. Por ello, el presente trabajo de graduación está orientado hacia el planteamiento de soluciones a problemas de infraestructura que padecen el cantón San Antonio y la colonia La Navideña, ambos del municipio de San Andrés Itzapa, departamento de Chimaltenango.

El proyecto de infraestructura vial que se desarrollará es el diseño de un puente el cual constará con una longitud de 15 metros y un ancho total de 7 metros, contando de dos carriles de 3,6 metros cada uno con el cual se busca el objetivo de facilitar el paso sobre el río Negro. Se establece que el proyecto es de gran necesidad para desarrollo del municipio debido a que los vehículos no poseen un área adecuada para cruzar el cauce de dicho río, por lo que los vehículos deben buscar otra alternativa, lo cual provoca dificultades para el ingreso al cantón San Antonio.

El diseño del muro de contención de la colonia La Navideña, tiene una gran importancia, ya que actualmente el talud no posee ningún elemento que lo sostenga y este podría colapsar sobre varias viviendas que se encuentran debajo de él, dejando pérdidas humanas y materiales. Este muro busca cubrir 48,30 metros lineales y tener una altura de 6,10 metros, entre sus características se establece que será un muro en voladizo, es decir, en concreto armado.

OBJETIVOS

General

Diseñar el puente vehicular para el cantón San Antonio y muro de contención para la colonia La Navideña, municipio de San Andrés Itzapa, Chimaltenango.

Específicos

1. Proveer al pueblo de San Andrés Itzapa de planos y presupuestos necesarios para la construcción de los proyectos: puente vehicular y muro de contención.
2. Proveer de una solución a los problemas de tránsito en el cantón San Antonio.
3. Proveer de un muro de contención a la comunidad La Navideña para controlar el talud existente.
4. Analizar y diseñar estrategias para mitigar el impacto en ambiente debido a la construcción del puente y del muro de contención.
5. Elaborar una investigación monográfica del municipio.
6. Capacitar a las autoridades sobre el plan de mantenimiento del puente y muro de contención.

INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento poblacional que ha existido en Guatemala en los últimos años, ha sido de necesidad la construcción de infraestructura que sirvan para la comunicación entre comunidades o colonias, de ello la importancia de establecer estudios de puentes para luego generar dichos proyectos. La construcción de un puente con las especificaciones y diseño adecuado no solamente favorece un mejor transporte en el área, sino que también se puede evaluar un crecimiento económico mejorando la calidad de vida de la población que hace uso de este.

Es importante destacar que un puente se define como una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como, ríos, valles, lagos, acantilados, o brazos de mar; y obstáculos artificiales como carreteras o vías férreas, con el fin de unir caminos.

Por ello la importancia de generar el siguiente proyecto el cual tiene por objetivo mejorar las vías de comunicación del cantón San Antonio ubicado municipio de San Andrés Itzapa, departamento de Chimaltenango. Es importante destacar que este puente favorecerá a la población para que puedan cruzar el río Negro, debido a que en la actualidad no existe infraestructura que permita el paso de vehículos en dicho cauce lo que provoca que se tengan que buscar alternativas, que vuelven poco rentable y complicado el acceso al cantón.

El puente será diseñado bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO) para un camión HL-93. Este tendrá una longitud de 15 metros y un

ancho total de 7 metros. Consta de dos carriles de 3,6 metros cada uno, este no tendrá acera, únicamente se implementará un barandal para el resguardo de los peatones. Entre sus materiales de construcción se contempla el concreto reforzado, exceptuando los estribos que serán de concreto ciclópeo.

De igual manera, el presente trabajo contempla la construcción de un muro de contención en Colonia La Navideña, municipio de San Andrés Itzapa, departamento de Chimaltenango. Este muro busca cubrir 48,30 metros lineales y tenga una altura de 6,10 metros, entre sus características se establece que será un muro en voladizo, es decir en concreto armado dejando juntas a cada tres metros, componiéndose en total por 16 módulos, de igual manera este contará un sistema de drenaje adecuado y evitará la acumulación de agua entre el muro y el talud como la saturación del suelo.

Se establecido la necesidad de ejecutar este proyecto debido a que durante las visitas de campo en el área se observó que una calle presenta grietas, lo cual puede provocar que el talud que se encuentra debajo pueda colapsar, ya que no cuenta con ningún elemento que lo sostenga. La construcción del muro de contención tiene como objetivo primordial proteger las viviendas que se encuentran debajo del talud, y así evitar que en un futuro existan pérdidas humanas o materiales.

En síntesis, en el siguiente trabajo se encuentran las especificaciones y diseño tanto del puente como del muro de contención como análisis de laboratorios y sus resultados. Mediante todos estos estudios y cálculos se busca que el proyecto sea factible para su ejecución y de esta manera mejorar la calidad de vida de la población del municipio de San Andrés Itzapa.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

A continuación, se describe la monografía del municipio de San Andrés Itzapa.

1.1.1. Reseña histórica

San Andrés Itzapa es un poblado antiguo; en los *Anales de los cachiqueles* o *Memorial de Tecpán Atitlán* en la traducción de Adrián Recinos aparece que el día 7Ajmac los reyes Ajpozotz'il y Ajpozaxil se dirigieron al para ya'al Chay. Cuando en enero de 1538 llegaron los principales a la actual cabecera de Sololá, se les mencionó como los de Ruya'al Chay que está escrito en kaqchiquel y en español significa: río de los Chayes o río de Itzapán o en Nahuatl. De allí proviene su nombre Itzapa y San Andrés en honor a su patrono el apóstol San Andrés, estableciendo la fiesta patronal el 30 de septiembre, día en el que, según la tradición, San Andrés fue martirizado durante el imperio de Nerón.

La fundación del municipio se debe a Pascual Noj, quien accedió el 27 de agosto de 1624, que coincide con la creación del curato de San Andrés, en honor a San Andrés Apóstol.

El 27 de agosto de 1836 el pueblo se adscribió al círculo de Chimaltenango. El 18 de febrero de 1958 se procedió con un acuerdo gubernamental al deslinde y amojonamiento de los terrenos con Zaragoza con el propósito de solucionar en

forma justa, conveniente y definitiva las diferencias que habían existido en estos dos municipios.

1.1.2. Localización y ubicación geográfica

Según la división regional en Guatemala, el municipio se encuentra en la Región V o Región Central, localizado en la posición sureste del departamento de Chimaltenango.

Se ubica a 5 kilómetros de la cabecera departamental de Chimaltenango y a 59 kilómetros de la ciudad capital, sobre la Sierra Madre a una altura de 1 990 metros sobre el nivel del mar; latitud 14°37'28" y longitud 90°50'38".

1.1.3. Extensión territorial

El municipio de San Andrés Itzapa tiene una extensión territorial de 83 kilómetros cuadrados (km²).

1.1.4. Límites y colindancias

San Andrés Itzapa colinda al norte con Zaragoza y Chimaltenango (Cabecera); al sur, con San Antonio Aguas Calientes (Sacatepéquez) y Acatenango (Chimaltenango); al este, con San Antonio Aguas Calientes (Sacatepéquez) y Parramos (Chimaltenango); y al oeste, con Acatenango y Patzicía (Chimaltenango).

1.1.5. Vías de acceso

El municipio cuenta con tres vías de acceso: la primera en el km. 54 de la carretera interamericana, desvío hacia La Antigua Guatemala en carretera asfaltada. La segunda en el kilómetro 55,2 de la carretera interamericana en carretera de terracería que actualmente tiene parte asfaltada. La tercera entre Itzapa y Parramos 3 Km en carretera asfaltada.

1.1.6. Suelo y topografía

La topografía se caracteriza por pendientes mayores a diez por ciento con presencia de barrancos profundos, de paredes perpendiculares, erosionadas (desarrolladas sobre ceniza volcánica). El suelo se ha conformado a partir de tres clases de materiales que son: cenizas volcánicas de grano grueso en la parte más alta, cenizas volcánicas endurecidas (con talpetate) en la parte media y cenizas volcánicas transportadas por el agua y depositadas en la parte baja.

El suelo es arenoso susceptible a la erosión, es utilizado por cultivos, bosques naturales, infraestructura y pastos.

1.1.7. Clima

El municipio presenta una temperatura de 17° centígrados en la parte alta (Chimachoy, San José Calderas y Chicazanga) y una temperatura media de 23 °C en Xepacay y San Andrés Itzapa. La precipitación pluvial es desde 1 299 mm/año a 1 323 mm/año. Su clima es templado, frío en noviembre, diciembre y enero.

1.1.8. Población e idioma

De acuerdo con las proyecciones del Instituto Nacional de Estadística (INE) para 2009, la población de San Andrés Itzapa, asciende a un total de 29 366 personas, la población femenina representa el 51 % (15 120) y la masculina el 49 % (14 246). En relación con la población por área el 70 % se ubica en el área urbana y el 30 % en el área rural.

En el municipio se habla el español y el kaqchiquel, aunque migraciones de otros departamentos hacen que existan variantes y otros idiomas como el k'iché y el tzutujil (por la similitud en fonología y significado).

1.1.9. Servicios públicos

El municipio de San Andrés Itzapa cuenta con los servicios de agua potable alcantarillado sanitario, recolección de desechos sólidos y alumbrado eléctrico, suministrados por la municipalidad; además cuenta con los servicios de telefonía fija y móvil, televisión por cable, internet, radiodifusoras.

Entre otros servicios se cuenta con mercado municipal, escuelas públicas, bomberos municipales y voluntarios.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura en el cantón San Antonio y colonia La Navideña

A continuación, se presenta un detalle de las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del cantón San Antonio y colonia La Navideña.

1.2.1. Descripción y priorización de las necesidades del cantón San Antonio

Para determinar las necesidades del cantón San Antonio fue precisa la realización de visitas de campo al área, de igual manera se realizaron entrevistas con autoridades y pobladores quienes establecieron la necesidad de construcción de infraestructura primordialmente enfocándose en las vías de acceso al cantón, de ello se concluyó la importancia de la construcción de un puente vehicular con el cual se busca mejorar la comunicación entre el municipio y el cantón San Antonio.

La realización de este proyecto conlleva además de la comunicación permitir que las actividades comerciales se realicen de manera más efectiva lo que contribuye directamente a la mejora de la calidad de vida de la población.

1.2.2. Descripción y priorización de las necesidades de la colonia La Navideña

Por medio de visitas realizadas a la colonia La Navideña junto con entrevistas generadas a autoridades y pobladores se estableció la necesidad de la construcción de mayor infraestructura en el área. Al momento de generar una minuciosa evaluación del área se observó que en una de las calles se presentan grietas, lo cual puede provocar que el talud que se localiza por debajo de esta pueda colapsar. Por ello, se estableció de necesidad el diseño y construcción de un muro de contención, este se ejecutaría con la finalidad de proteger las viviendas que se encuentran debajo del talud y de esta manera no exponer a la población a problemas futuros.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN EL CANTÓN SAN ANTONIO

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto tiene el objetivo de mejorar las vías de comunicación del cantón San Antonio. Esto mediante la construcción de un puente el cual se encuentra diseñado bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO) para un camión HL-93.

El puente será diseñado por una filosofía de diseño considerando los estados limites, para cubrir las áreas de constructibilidad, seguridad y servicialidad, considerando los estados límites de Resistencia I: el cual cubre la combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Como características propias del puente, contará con una longitud de 15 m, un ancho total de 7,80 m, constará de dos carriles de 3,6 m cada uno. Es importante establecer que el puente diseñado tendrá un tablero rectangular por lo cual no tendrá esviaje, dado que los apoyos del tablero forman un ángulo de 90 grados, con el eje longitudinal del tablero.

No contará con acera, por lo cual se contempla la instalación de un barandal para el resguardo de los peatones. Se diseñará con concreto reforzado, exceptuando los estribos que serán de concreto ciclópeo.

2.2. Función de los puentes

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como, ríos, valles, lagos, acantilados, o brazos de mar; y obstáculos artificiales como carreteras o vías férreas, con el fin de unir caminos.

2.3. Clasificación de los puentes

Los puentes pueden ser clasificados según muchas características, entre las clasificaciones más comunes se encuentran las siguientes:

2.3.1. Clasificación por función

Un puente puede ser diseñado dependiendo del tipo de tránsito que va a soportar, automovilístico o peatonal, ferrocarriles, tuberías de gas o agua, incluso marítimo o aéreo.

Figura 1. **Puente peatonal en Zapallar**



Fuente: Plataforma arquitectura. *Puente peatonal en Zapallar / Enrique Browne.*

[https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-14201/puente-peatonal-en-zapallar-enrique-browne.](https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-14201/puente-peatonal-en-zapallar-enrique-browne)

Consulta: 27 de septiembre de 2021.

2.3.2. Clasificación por sistema constructivo

Los puentes pueden clasificarse dependiendo el sistema constructivo que se empleará para su construcción; los sistemas constructivos más comunes son los siguientes: puentes de madera, puente de acero, puente de concreto armado y puente de concreto pretensado. El sistema constructivo por emplearse dependerá de las cargas que este deberá de soportar y de la disponibilidad de los materiales con que se cuenta en el área donde se ejecutará el proyecto.

2.3.3. Clasificación por tipo de estructura

En cuanto a la clasificación de los puentes, estos se pueden determinar dependiendo del tipo de estructura que se empleará para su construcción, los más comunes son los siguientes:

Puentes viga

Los puentes viga están constituidos por vigas como su propia denominación indica, es decir, estas se describen como piezas rectas horizontales apoyadas en dos o más puntos que soportan cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad de resistir flexiones. En efecto, esta resistencia de las vigas viene determinada por su canto y el momento de inercia de sus secciones. El puente losa se trata del más elemental de todos. Entre las tipologías de puentes viga se puede distinguir:

- Losa maciza de hormigón armado o pretensado
- Losa aligerada
- Tablero de vigas de alma llena

Figura 2. **Puente Losa construido de vigas pretensadas**



Fuente: Universidad Politécnica. *Construcción de puentes empujados de Valencia*.
<http://victoryepes.blogs.upv.es/tag/puente-viga/>. Consulta: 20 de junio de 2018.

Puente pórtico

El puente pórtico más que un tipo de estructura de puente con carácter propio se considera una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Este tiene pilas y tablero igual que los puentes viga, pero estos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos.

Figura 3. **Puente Sfalassà (Italia)**



Fuente: Highest bridges. *Sfalassà Bridge*

http://www.highestbridges.com/wiki/index.php%3Ftitle%3DSfalassa_Bridge. Consulta: 20 de julio de 2018.

Puentes atirantados

Los elementos fundamentales que caracterizan a este tipo de puente son los tirantes que corresponden a cables rectos que atirantan el tablero proporcionándole una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.

Figura 4. **Puente Sutong (China)**



Fuente: Ingeniería en la red. *Nuevo récord mundial de longitud de vano de un puente atirantado: 1088 metros en el Sutong Bridge en China.* <https://ingenieriaenlared.wordpress.com/2008/01/29/nuevo-record-mundial-de-longitud-de-vano-de-un- puente-atirantado-1088-metros-en-el-sutong-bridge-en-china/>. Consulta 20 de julio de 2018.

2.4. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico permite conocer las características físicas del lugar en donde se ubicará la estructura del puente. Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico, 20 metros aguas arriba y 20 metros aguas abajo del área donde se ubicará la estructura, de igual manera se tomaron 35 metros a cada extremo del puente.

El levantamiento topográfico realizado fue mediante método taquimétrico, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para determinar la ubicación y de esta forma realizar el diseño geométrico de la estructura. Esto también con la finalidad de conocer el comportamiento del río, las zonas de inundación, establecer puntos donde sean necesarias obras de protección y determinar las condiciones de acceso.

2.5. Estudio hidrológico e hidráulico

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

2.5.1. Método racional

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

El valor del caudal se encuentra mediante la fórmula

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

Donde:

Q= caudal (m^3/s)

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia (mm/h)

A= área tributaria de la cuenca (Ha)

Coeficiente de escorrentía

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

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

Fuente: APARICIO MIJARES Javier Aparicio. *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. p.183.

Área tributaria de la cuenca

Para determinar el área de la cuenca, se hizo uso de los planos topográficos escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional. Como resultado del estudio de los planos se definió que el área tributaria de la cuenca corresponde a 14,04 km², con una longitud del cauce del río al punto más lejano de 7,72 km y una diferencia de altura de 260 metros.

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.

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

Donde

t_c = tiempo de concentración (s)

L = longitud del cauce (m)

H = diferencia de altura (m)

$$t_c = \frac{3(7\,722,57)^{1,15}}{154(260)^{0,38}} = 70 \text{ segundos}$$

Intensidad de lluvia

Los valores por utilizar para determinar la intensidad de lluvia, que se muestran en la siguiente tabla, son datos proporcionados por el Insivumeh correspondientes a las mediciones obtenidas por la estación meteorológica Alameda Icta; se utilizó esta estación debido a que se establece como la más cercana al municipio de San Andrés Itzapa, ubicada en Chimaltenango.

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

Donde

I = intensidad de lluvia (mm)

a,b,n= parámetros de ajuste

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

ALAMEDA ICTA								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	21,810	105,300	639,800	319,800	311,660	302,850	290,500	283,480
B	35	45	70	65	65	65	65	65
n	1,451	1,701	1,954	1,819	1,812	1,805	1,794	1,787
R2	0,995	0,983	0,987	0,985	0,985	0,985	0,984	0,984

Fuente: INSIVUMEH.

Intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años.

$$I = \frac{283\,480}{(65 + 70)^{1,787}} = 44,22 \text{ mm/h}$$

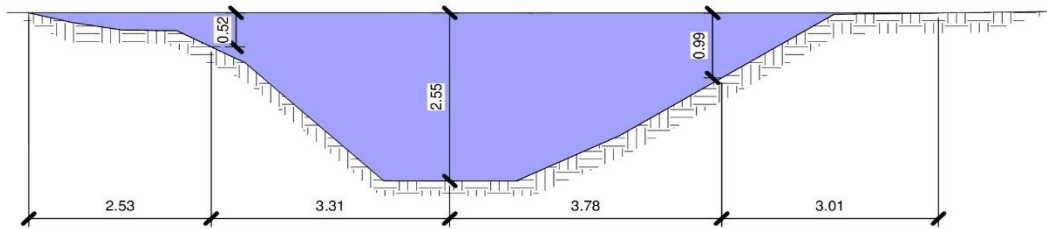
Cálculo del caudal

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0,50 \times 44,22 \times 1\,404,5}{360} = 86,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.5.2. Método sección-pendiente

Para su aplicación se necesita conocer la altura máxima alcanzada por una corriente de crecida máxima extraordinaria; en este caso, se obtuvo mediante la investigación, entrevistas y observación del terreno, dado que no se cuenta con información documentada de las crecidas del río Negro. La sección transversal que ocupa el río se calcula para la altura alcanzada por la crecida máxima extraordinaria, y la velocidad se calcula con la fórmula de Manning.

Figura 5. **Sección transversal del río para la crecida extraordinaria**



Fuente: elaboración propia.

De la figura anterior encontramos que el área es de $14,75 \text{ m}^2$ y el perímetro mojado es de $26,80 \text{ m}$.

Cálculo del radio hidráulico

$$R_n = \frac{A}{PM} = \frac{14,75 \text{ m}^2}{26,80 \text{ m}} = 0,55 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2} = \frac{1}{0,030} \times 0,55^{\frac{2}{3}} \times (4/100)^{1/2} = 4,47 \text{ m/s}$$

Cálculo del caudal

$$Q = v \times A = 4,47 \text{ m/s} \times 14,75 \text{ m}^2 = 65,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al comparar los valores de caudal obtenidos por los métodos, se observa que es mayor el obtenido por el método racional, entonces, con base a este valor se determinará la altura que se le dará al puente a partir del fondo del río.

Considerando las especificaciones de las normas AASHTO en las que se indica que como medida de seguridad para el diseño se debe dar un mínimo de 1,50 metros sobre la altura de la crecida máxima, la altura desde el lecho del río a la cara inferior de la viga será de 4,84 metros.

2.6. Estudio de suelos

Las cargas provenientes de la estructura se transmitirán al suelo, debido a esto es muy importante conocer sus propiedades.

En el presente proyecto, para determinar el tipo de suelo y sus características, se tomó una muestra inalterada a una profundidad de 2,50 m, a la cual se le realizaron los ensayos de compresión triaxial, granulometría y límites de Atterberg; los resultados se muestran en los anexos del presente documento.

El valor soporte del suelo será determinado mediante las ecuaciones de la Teoría de Terzaghi, desarrolladas por Karl Von Terzaghi (1883-1963), con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial.

Luego de llevar la muestra al laboratorio para su previo ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado
Descripción del suelo:	Arena limosa color café
Profundidad:	1,50 metros
Peso específico:	1,20 Ton/m ³
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 22,93^\circ$
Cohesión:	$c = 0,00 \text{ Ton/m}^2$

Debido a que la muestra No.1 muestra una cohesión de 0, se tomó la decisión de extraer una segunda muestra a la cual se le iba a estabilizar con cemento y curarlo a diferentes intervalos de días (7, 14, 28 días) con la finalidad de aumentar la cohesión, los resultados del laboratorio nos arrojaron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado
Descripción del suelo:	Arena limosa color café + 4 % de cemento
Profundidad:	1,80 metros
Peso específico:	1,33 Ton/m ³
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 27,91^\circ$
Cohesión:	$c = 8,57 \text{ Ton/m}^2$

Cálculo del valor soporte del suelo

$$\text{Cohesión (C}_u\text{)} = 8,57 \text{ Ton}/m^2$$

$$\text{ángulo de fricción interna } (\phi) = 27,91^\circ$$

$$\text{Peso específico del suelo } (\gamma) = 1,33 \text{ Ton}/m^3$$

$$\text{Desplante (D}_f\text{)} = 2,67 \text{ m}$$

$$\text{Base (B)} = 1,00 \text{ m}$$

Ángulo en radianes

$$\phi_{\text{rad}} = \phi * \frac{\pi}{180} = 27,91^\circ * \frac{\pi}{180} = 0,49 \text{ rad}$$

Factores de flujo de carga

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2\left(45 + \frac{27,91}{2}\right) * e^{\pi * \tan(27,91)} = 14,58$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (14,58 - 1) \cot(27,91) = 25,63$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(14,58 + 1) \tan(27,91) = 16,50$$

Capacidad de carga última

$$q_u = 1,3 C_u N_c + D_f \gamma N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma \text{ (para cimentación cuadrada)}$$

$$q_u = 1,3 * 8,57 * 25,63 + 2,67 * 1,33 * 14,58 + 0,4 * 1,0 * 1,33 * 16,50$$

$$q_u = 345,90 \text{ Ton}/m^2$$

Capacidad de carga última admisible

Se utilizará un factor de seguridad de 4 debido a que la muestra estuvo probablemente alterada por factores como el transporte al laboratorio, o quizás a que esta se sustrajo muy alejada de la ladera del río.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{345,90}{4}$$

$$q_{adm} = 86,47 \text{ ton/m}^2$$

2.7. Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las normas AASHTO y a los requisitos para concreto estructural recomendado por el Instituto Americano del Concreto (ACI).

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

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

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

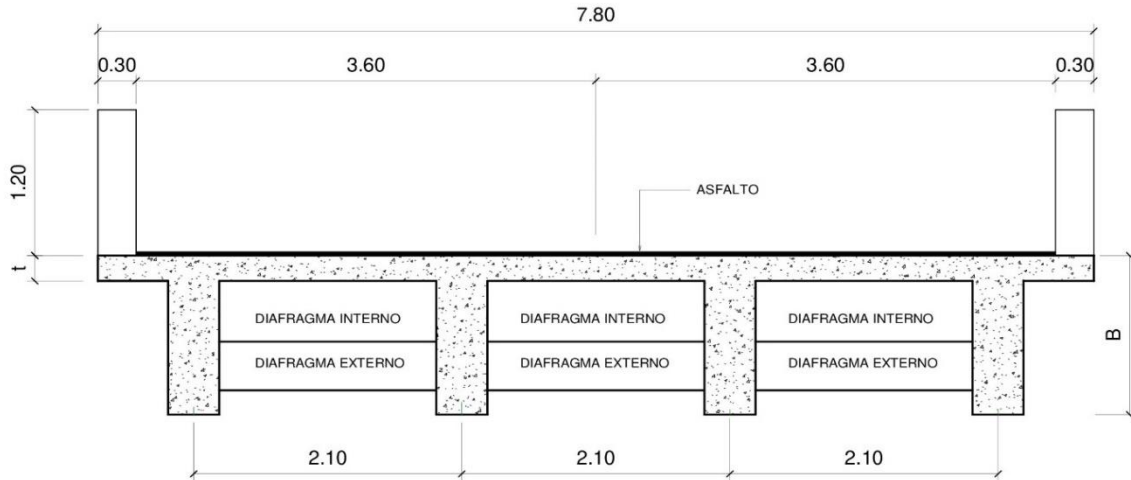
Descripción	Valor
Luz libre	15,00 m
Ancho de rodadura	7,20 m
Carga viva AASHTO	HL-93
Peso específico concreto armado	2 400 kg/m ³
Peso específico concreto ciclópeo	2 500 kg/m ³
Peso específico del suelo	1 200 kg/m ³
Valor soporte del suelo	22,66 Ton/m ²
f_c	281 kg/cm ²
f_y	4 200 kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

2.8. **Predimensionamiento**

El puente está conformado por un conjunto de elementos estructurales, los cuales es necesario predimensionar para iniciar con su diseño.

Figura 6. Propuesta de la sección del puente



Fuente: elaboración propia.

2.8.1. Losa

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

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

Donde

L= luz libre entre vigas ver figura 6.

$$t = \frac{1,2(2,1 + 3,05)}{30} = 0,206$$

$$t = 0,2 \text{ m}$$

2.8.2. Vigas

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

$$H = L/16 = 15/16 = 0,937$$

$$B = 1,0/3,5 = 0,285$$

Debido a que es necesario espacio suficiente para colocar el acero de refuerzo, se usará una base de 0,50 m y una altura de 1,10 m.

2.8.3. Diafragmas

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

De acuerdo con las especificaciones de la AASHTO, los diafragmas interiores deben tener una altura de 0,5 m de altura de la viga principal y los diafragmas interiores una altura de 0,75 m de altura de la viga central, en ambos casos los diafragmas no tendrán menos de 50 cm de peralte. El ancho de los diafragmas generalmente es de 30 centímetros.

Diafragma externo

$$H = 1/2 * H_{\text{viga principal}} = 1/2 * 1,2 = 0,60 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 0,3 \text{ cm}$$

Diafragma interno

$$H = 3/4 * H_{\text{viga principal}} = 3/4 * 1,2 = 0,90 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 0,3 \text{ m}$$

2.8.4. Cortina

La altura está dada por la altura de las vigas, y la base será de 0,30 m.

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

2.8.5. Viga de apoyo

Según el capítulo 3.9.1 de la AASHTO, la viga de apoyo irá a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 40 cm. Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, obtenemos:

$$x = 15 * 2 = 30 \text{ cm}$$

Dado que el mínimo es de 40 cm utilizaremos este. Considerando también la separación entre la viga y la cortina se utilizará una base de 0,60 m.

Tabla IV. Resumen de predimensionamiento

Elemento	Predimensionamiento	Calculado	Por utilizar
Losa	$t = \frac{1,2(L + 3,05)}{30}$ $\geq 0,175$	t=20 cm	20 cm
Viga	H = L/16	H=0,94 cm	100 cm
	B = H/3,5	B=0,285 m	50 cm
Diafragma externo	H = 1/2 * H _{viga principal}	H=0,60 m	60 cm
	Mínimo 30 cm	B=0,30 m	30 cm
Diafragma interno	H = 3/4 * H _{viga principal}	H=0,90 m	60 cm
	Mínimo 30 cm	B=0,30 m	30 cm
Cortina	H = H _{viga principal}	H=1,20 m	120 cm
	Mínimo 30 cm	B=0,30 m	30 cm
Viga de apoyo	H = L * 2	H=0,30 m	40 cm
	60 cm	B=0,60 m	60 cm

Fuente: elaboración propia.

2.9. Diseño de la superestructura

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

2.9.1. Diseño de la losa

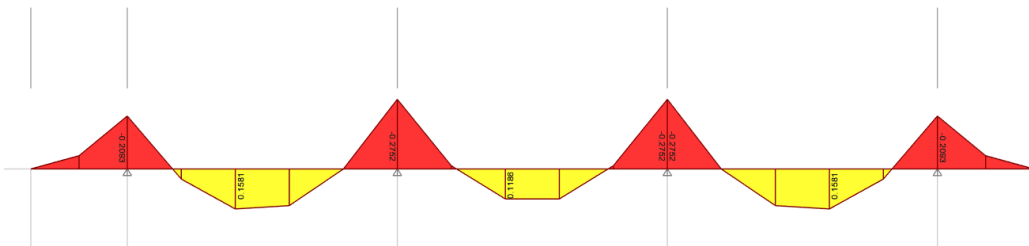
Cálculo de momentos

- Carga muerta

Peso propio de losa= $W_L = (0,20 \text{ m})(1,0 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^2) = 480 \text{ kg/m}$

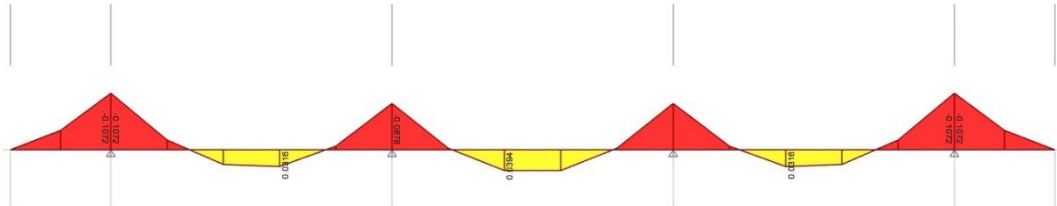
Peso baranda $P_{\text{barandal}} = (0,15 \text{ m})(0,20 \text{ m})(1,10)(2\,400 \text{ kg/m}^2) = 52,8 \text{ kg}$

Figura 7. Diagrama de momento por peso propio



Fuente: elaboración propia, empleando programa ETABS.

Figura 8. Diagrama de momento por barrera

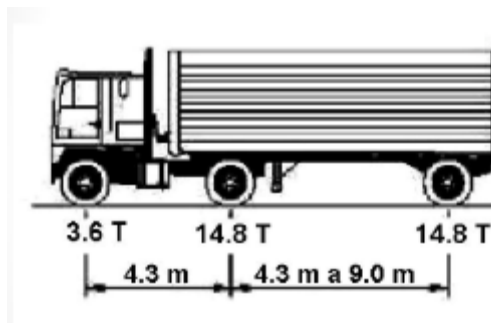


Fuente: elaboración propia, empleando programa ETABS.

- Carga viva

Para el presente proyecto, se utilizará la carga viva AASHTO HL-93, con un peso total de 33,2 toneladas. La distribución del peso por ejes se muestra en la siguiente figura.

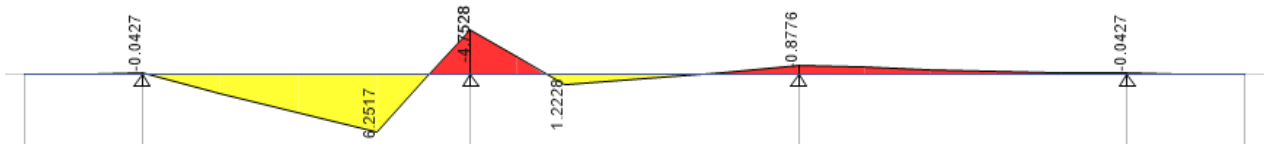
Figura 9. Modelo de camión AASHTO HL-93



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

Se ubicará un camión sobre el carril del lado izquierdo ubicado en el centro del carril.

Figura 10. Diagrama de momento por camión HL-93



Fuente: elaboración propia, empleando programa ETABS.

- Resumen de cargas

Tabla V. Resumen de cargas

CARGA	MOMENTO + (T-m)	MOMENTO - (T-m)
Peso propio	0,16	0,28
Baranda	0,039	0,11
Carga móvil	6,25	4,75

Fuente. elaboración propia.

- Cálculo de ancho de franja

$$E+ = 26 + 6,6S$$

$$E- = 48 + 3S$$

$$S = 2,1 \text{ m} = 6,89 \text{ pies}$$

$$E+ = 26 + 6,6(6,89) = 71,47 \text{ in} = 1,81 \text{ m}$$

$$E- = 48 + 3(6,89) = 68,67 \text{ in} = 1,74 \text{ m}$$

$$M+ = \left(\frac{6,25}{1,81}\right) * 1,33 = 4,59 * 0,85 = 3,90 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M- = \left(\frac{4,75}{1,74}\right) * 1,33 = 3,63 * 0,85 = 3,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Momento último

Para el cálculo del momento último utilizaremos los factores de carga y combinaciones del AASHTO en la sección 3.4.

$$M_u = 1,25M_{DC} + 1,50M_{DW} + 1,75M_{LL+IM}$$

$$M_{U+} = 1,25(0,199) + 1,50(0) + 1,75(3,90) = 7,07 \text{ T} - \text{m}$$

$$M_{U-} = 1,25(0,39) + 1,50(0) + 1,75(3,08) = 5,87 \text{ T} - \text{m}$$

Cálculo del refuerzo

- Refuerzo transversal para cama inferior

Considerando varillas No. 5, y un recubrimiento de 5 centímetros:

$$\text{Peralte (d)} = t - \text{Rec} - (\varnothing/2) = 20 - 5 - (1,588/2) = 14,36 \text{ cm} \Rightarrow 14,21 \text{ cm}$$

$$M_U = 7\,070 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se calcula el área de acero mediante la siguiente fórmula del ACI 318-14:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 100 * 14,21}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7,07 * 100 * 1000}{0,9 * 0,85 * 281 * 100 * 14,21^2}} \right)$$

$$A_s = 14,46 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

Según la sección 9.6.1.2 del ACI 318-14 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4\,200} * b * d$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} * 100 * 14,21 = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,80 * \sqrt{281}}{4 \cdot 200} * 100 * 14,21 = 4,54 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido mediante las dos anteriores expresiones, en este caso será de 4,77 cm².

Dado que el área de acero requerido es mayor que el área de acero mínima se utilizará el área de acero requerida.

Con el acero requerido se determinará el espaciamiento necesario para el armado, para el cual se utilizará varillas de acero No. 5.

Área varilla no. 5: 1,98 cm²

$$S = \frac{A_{S_{\text{varilla}}} * b}{A_{S_{\text{requerida}}}}$$

$$S = \frac{1,98 * 100}{14,46} = 13,69 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla de acero No. 5 @ 13 cm en la parte transversal del puente en la cama inferior.

- Cálculo del acero longitudinal cama inferior

En la cama inferior de las losas se deberá disponer una armadura en dirección longitudinal, AASHTO 9.7.3.2, recomienda que no exceda del 67 % del acero utilizado para el área transversal de la cama inferior.

$$A_s = \frac{220}{S^2} \leq 67 \%$$

Donde:

S= distancia a ejes de vigas en pies (6,89 pies)

$$A_s = 220/(6,89)^2 = 83,81 \%$$

No cumple con lo establecido para norma se utilizará el 67 % que es el recomendado por AASHTO.

$$A_s = A_{s_{MU+}} * 0,67$$

$$A_s = 14,46 \text{ cm}^2 * 0,67$$

$$A_s = 9,69 \text{ cm}^2$$

Se determinará el espaciamiento necesario para el armado, para el cual se utilizará varillas de acero No. 4. Área varilla no. 4: 1,27 cm²

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} * b}{A_{s_{\text{requerida}}}}$$

$$S = \frac{1,27 * 100}{9,69} = 13,10 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas No. 4 @ 13 cm en la cama inferior de la losa en dirección longitudinal.

Cálculo de acero transversal en la cama superior

Según el ASHTO en su sección 5.10.8.2 para elementos de espesor menor a 1 200 mm, se deberá disponer de elementos de contracción y temperatura. El área de acero debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_{s_t} = \frac{0,756 * A_g}{f_y}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección de la losa (mm^2)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero en Mpa

$$A_{s_t} = \frac{0,756 * (210\ 000)}{420}$$

$$A_{s_t} = 378 \text{ mm}^2 = 3,78 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero por temperatura es menor al acero mínimo se usará el área por acero mínimo (4,77 cm²), con este determinaremos el espaciamiento necesario para el armado.

Área varilla no. 4: 1,27 cm²

$$S = \frac{A_{S_{\text{varilla}}} * b}{A_{S_{\text{requerida}}}}$$

$$S = \frac{1,27 * 100}{4,77} = 26,62 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas No. 4 @ 26 cm en la cama superior de la lasa en dirección transversal.

Cálculo del acero longitudinal en la cama superior

Para la cama superior del acero longitudinal se utilizará el área de acero mínimo.

$$A_{S_{\text{min}}} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Con este determinaremos el espaciamiento necesario para el armado. Utilizando varilla de acero no. 4: área=1,27 cm²

$$S = \frac{A_{S_{\text{varilla}}} * b}{A_{S_{\text{requerida}}}}$$

$$S = \frac{1,27 * 100}{4,77} = 26,62 \text{ cm}$$

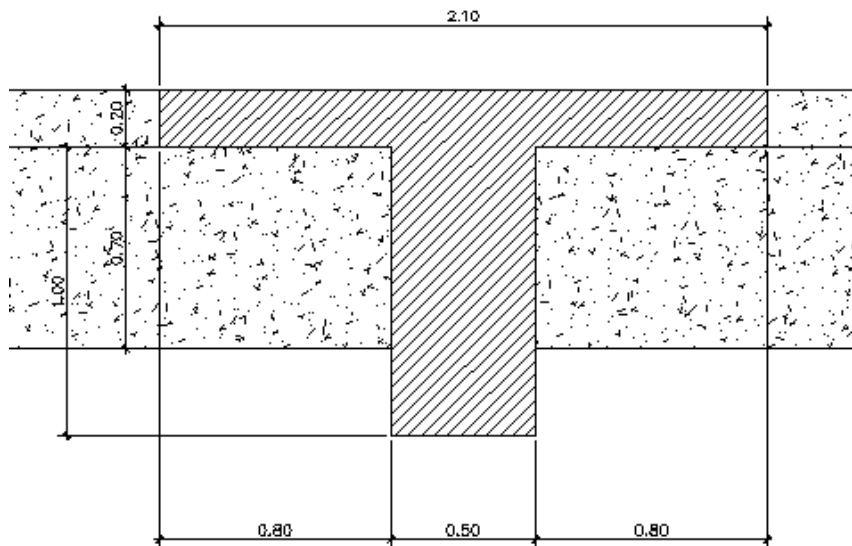
Se colocarán varillas No. 4 @ 26 cm en la cama superior de la losa en dirección transversal.

2.9.2. Diseño de vigas

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

Viga intermedia

Figura 11. Viga interior propuesta



Fuente: elaboración propia.

Integración de carga muerta

$$\text{Losa} = (0,2) * (2,1) * (2,4) = 1,01 \text{ T/m}$$

$$\text{Diafragma} = (2,1 - 0,5) * (0,9) * (0,3) * (2,4) = 0,69 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso propio} = (1,00) * (0,50) * (2,4) = 1,20 \text{ T/m}$$

Cálculo de momentos

$$\text{M. losa} = (1,01 * 15^2) / 8 = 28,35 \text{ T-m}$$

$$\text{M. diafragma} = (0,69 * 15^2) / 8 = 19,44 \text{ T-m}$$

$$\text{M. peso propio} = (1,20 * 15^2) / 8 = 33,75 \text{ T-m}$$

Momentos producidos por carga muerta

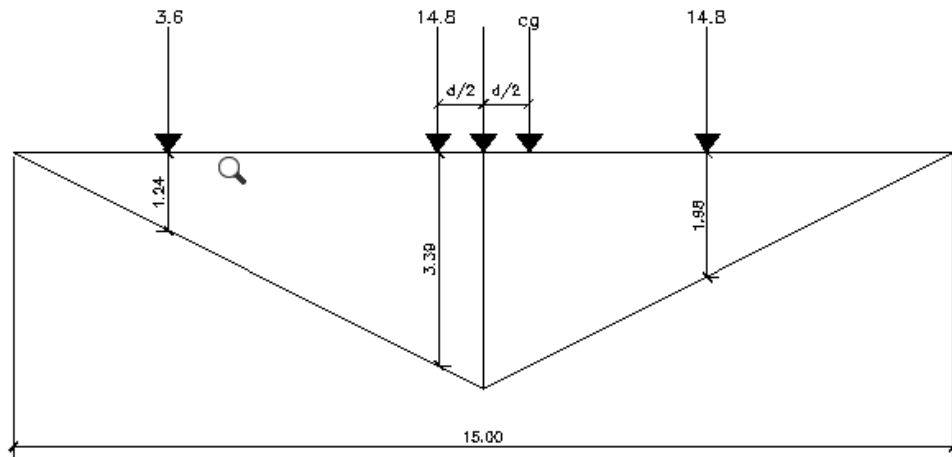
$$M_{DC} = 28,35 + 19,44 + 33,75$$

$$M_{DC} = 81,54 \text{ T - m}$$

Momento debido a camión HL-93+CD

Cálculo del momento por camión HL-93 calculado con teorema de Barre.

Figura 12. Diagrama por camión HL-93



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

$$M_{HL-93} = (3,6 * 1,24) + (14,8 * 3,39) + (14,8 * 1,89)$$

$$M_{HL-93} = 82,60 \text{ T - m}$$

- Momento debido a carga distribuida

$$M_{CD} = 0,96 * \frac{L^2}{8}$$

$$M_{CD} = 0,96 * \left(\frac{15^2}{8} \right)$$

$$M_{CD} = 27 \text{ T - m}$$

- Momento del camión más carga de impacto

$$M_{LL+IM} = M_{HL-93} * 1,33 + M_{CD}$$

$$M_{LL+IM} = (82,60 * 1,33) + 27$$

$$M_{LL+IM} = 136,87 - m$$

- Factor de distribución

$$L = 49,20 \text{ ft}$$

$$S = 6,89 \text{ ft}$$

$$t = 7,87 \text{ in}$$

$$I = 100\,103,77 \text{ in}^4$$

$$A = 775 \text{ in}^2$$

$$eg = \frac{h - t}{2} + \frac{t}{2}$$

$$eg = \frac{(1,20 - 0,2)}{2} + \frac{0,20}{2}$$

$$eg = 0,60 \text{ m} = 23,62 \text{ in}$$

$$K_g = n * (I + A * eg^2)$$

$$K_g = 1 * (100\ 103,77 + (775) * 23,62^2)$$

$$K_g = 532\ 555,50 \text{ in}^4$$

- Factor de distribución por un carril

$$g = 0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{K_g}{12 * L * t^3}\right)^{0,1}$$

$$g = 0,06 + \left(\frac{6,89}{14}\right)^{0,4} * \left(\frac{6,89}{49,20}\right)^{0,2} * \left(\frac{532\ 555,50}{12 * 49,20 * 7,87^3}\right)^{0,1}$$

$$g = 0,50$$

$$g * \text{FPM} = 0,50 * 1,20$$

$$g = 0,60$$

- Factor de distribución por dos carriles

$$g = 0,075 + \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{K_g}{12 * L * t^3}\right)^{0,1}$$

$$g = 0,075 + \left(\frac{6,89}{9,5}\right)^{0,6} * \left(\frac{6,89}{49,20}\right)^{0,2} * \left(\frac{532\ 555,50}{12 * 49,20 * 7,87^3}\right)^{0,1}$$

$$g = 0,66 * \text{FPM} = 0,67 * 1$$

$$g = 0,67$$

Tomamos el factor de distribución de dos carriles debido a que es el mayor y, por lo tanto, el más crítico.

$$M_{LL+IM} = 136,87 * 0,67$$

$$M_{LL+IM} = 91,70 \text{ T} - \text{m}$$

- Cálculo del momento último

Para el cálculo del momento último utilizaremos los factores de carga y combinaciones del AASHTO en la sección 3.4.

$$M_U = 1,25 \text{ DC} + 1,5 \text{ DW} + 1,75 L_{L+IM}$$

$$M_U = 1,25(81,54) + 1,5(0) + 1,75(91,70)$$

$$M_U = 261,62 \text{ T} - \text{m}$$

- Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo transversal de la cama inferior se consideran varillas No. 10 y un recubrimiento de 5 cm.

$$\text{Peralte (d)} = H - \text{Rec} - (\emptyset \div 2) = 120 - 5 - (3,16 \div 2) = 113,42 \text{ cm}$$

$$M_U = 261 \text{ 617,50 kg} - \text{m}$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 210 \text{ cm}$$

Se calcula el área de acero mediante la siguiente fórmula del ACI 318-14:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 210 * 113,42}{4\,200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 261\,614,50 * 100}{0,9 * 0,85 * 281 * 210 * 113,42^2}} \right)$$

$$A_s = 62,46 \text{ cm}^2$$

$$C = 1,18 * \rho * f_y * \frac{d}{0,85 * f'_c}$$

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

$$a = \beta_1 * C$$

$$\rho = \frac{65,52}{210 * 113,42}$$

$$\rho = 0,0026$$

$$C = 1,18 * 0,0026 * 4\,200 * \frac{113,42}{0,85 * 281}$$

$$C = 6,47$$

$$a = 0,85 * 6,47$$

$$a = 5,50$$

$$A_s = \frac{M_U}{0,9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{261,62 * 1\ 000 * 100}{0,9 * 4\ 200 * (113,42 - \frac{5,50}{2})}$$

$$A_{s_{req}} = 62,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas} = \frac{62,54}{8,19} = 7,64$$

Utilizaremos 8 varillas de acero No. 10

- Área de acero mínima

$$M_{s_{min}} = \frac{1,2 * 2,01 * \sqrt{f'c} * \frac{1}{6} * b * d^2}{1\ 000 * 100}$$

$$M_{s_{min}} = \frac{1,2 * 2,01 * \sqrt{281} * \frac{1}{6} * 210 * 113,42^2}{1\ 000 * 100}$$

$$M_{s_{min}} = 182,04 \text{ T - m}$$

$$A_{S_{\min}} = 43,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas} = \frac{43,15}{8,19} = 5,27 \text{ varillas}$$

Utilizaremos 6 varillas No. 10

El acero calculado es mayor al acero mínimo, por lo tanto, cumple.

- Acero máximo

$$c/d \leq 0,42$$

$$5,18/124,21 = 0,04$$

Como c/d es menor que 0,42 cumple con el acero máximo

- Chequeo de deformación

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{\text{act}} = \frac{5 * q * L^4}{348 * E * I}$$

$$q = W_{\text{camion}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}}$$

$$q = 5,87 \text{ T/m}$$

$$E = 15\,400 * \sqrt{f'c}$$

$$E = 15\,400 * \sqrt{281}$$

$$E = 258\,151 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{\text{act}} = \frac{5 * 5,87 * 15^4}{348 * 257\,691 * 4\,436\,631,17}$$

$$\Delta_{\text{act}} = 0,32 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{15 * 100}{800}$$

$$\Delta_{\text{per}} = 1,87 \text{ cm}$$

La deformación actuante es menor que la permitida por lo que el chequeo por deformación está bien.

- Diseño a corte

Análisis de cargas:

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

$V_{\text{viga}} =$	9,00 T
$V_{\text{losa}} =$	7,56 T
$V_{\text{diaf}} =$	5,18 T

Corte debido a HL-93

Área crítica de corte:

$$d_v = d_e - a/2$$

$$d_v = 0,5 * d_e * \cot \alpha$$

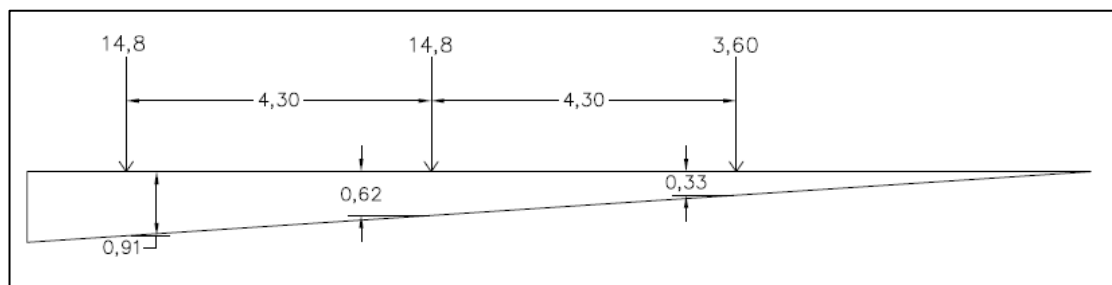
$$d_v = 113,43 - 5,50/2$$

$$d_v = 110,67 \text{ cm}$$

$$d_v = 0,5 * 113,43 * 1$$

$$d_v = 56,71 \text{ cm}$$

Figura 13. Diagrama de corte debido a HL-93



Fuente: elaboración propia.

$$V_{HL93} = 14,8(0,91) + 14,8(0,62) + 3,6(0,33)$$

$$V_{HL93} = 23,83 \text{ T}$$

$$V_{CD} = 0,96 \left(\frac{15}{2} \right)$$

$$V_{CD} = 7,20 \text{ T}$$

$$V_{HL93} * IM = 23,83 * 1,33 + 7,20$$

$$V_{HL93} = 38,89 \text{ T}$$

- Factores de distribución

Un carril:

$$g = 0,36 + \frac{S}{25}$$

$$g = 0,36 + \frac{6,89}{25}$$

$$g = 0,64 * FPM = 0,65 * 1,2$$

$$g = 0,76$$

Dos carriles:

$$g = 0,2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35} \right)^2$$

$$g = 0,2 + \frac{6,89}{12} - \left(\frac{6,89}{35} \right)^2$$

$$g = 0,74 * FPM = 0,74 * 1,0$$

$$g = 0,74$$

Utilizamos el mayor dado que es más crítico

$$V_{LL+IM} = 0,76 * 38,89$$

$$V_{LL+IM} = 29,66 \text{ T}$$

Cortante último:

Para el cálculo del cortante último utilizaremos los factores de carga y combinaciones del AASHTO en la sección 3.4.

$$V_u = 1,25V_{DC} + 1,5V_{DW} + 1,75V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1,25(21,74) + 1,5(0) + 1,75(29,66)$$

$$V_u = 79,08 \text{ T}$$

Resistencia al cortante del concreto:

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

$$V_c = 0,53 * \sqrt{281} * 50 * 111,22$$

$$V_c = 49,16 \text{ T}$$

Cortante por resistir al acero:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{79,08 - 0,75 * 49,16}{0,75}$$

$$V_s = 56,28 \text{ T}$$

$$V_s \leq 0,8 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$0,8 * \sqrt{281} * 50 * 110,67 = 74,21 \text{ T}$$

$$56,28 < 74,21$$

Utilizando varilla No. 4

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

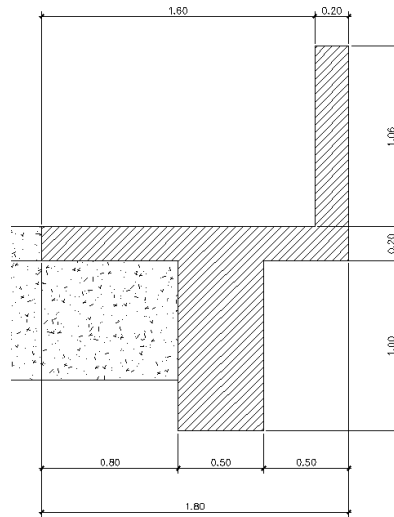
$$S = A_s * f_y * \frac{d}{V_s}$$

$$S = 2(1,27) * 4 200 * \frac{110,67}{56,28 * 1 000} = 20,98 \text{ cm}$$

Utilizaremos varillas No. 4 @ 20 centímetros

Diseño de viga exterior

Figura 14. **Viga exterior propuesta**



Fuente: elaboración propia.

Integración de cargas

$$\text{Losa} = (0,20) \cdot (1,8) \cdot (2,4) = 0,86 \text{ T/m}$$

$$\text{Diafragma} = (0,8) \cdot (0,8) \cdot (0,3) \cdot (2,4) = 0,46 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso propio} = (1,00) \cdot (0,50) \cdot (2,4) = 1,20 \text{ T/m}$$

$$\text{Baranda} = (1,06) \cdot (0,2) \cdot (0,15) \cdot (2,4) = 0,08 \text{ T/m}$$

$$W_{DC} = 0,86 + 0,46 + 1,20 + 0,08 = 1,94 \text{ T/m}$$

$$W_{DW} = 0,20 \text{ T/m}$$

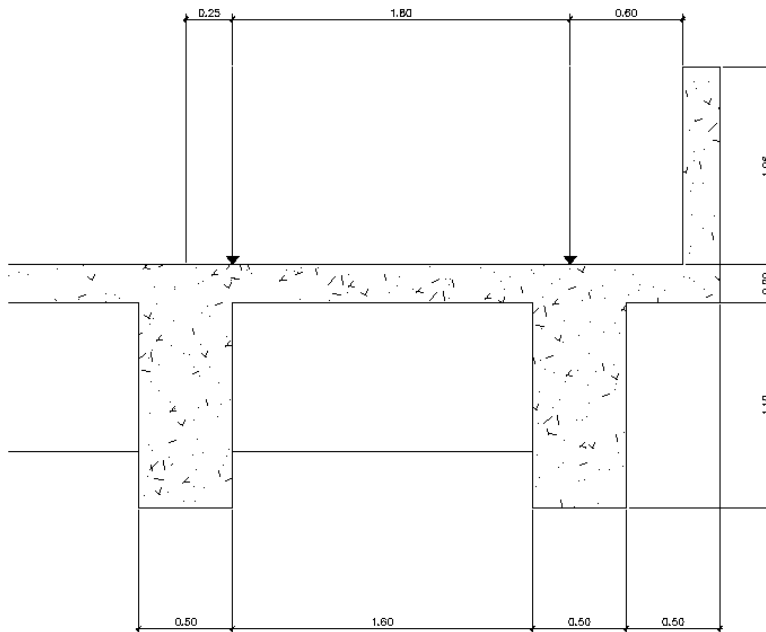
$$M = W * L^2 / 8$$

$$M_{DC} = 61,92 \text{ T - m}$$

$$M_{DW} = 5,57 \text{ T - m}$$

Cálculo de factor de distribución

Figura 15. **Diagrama de Ley de Momentos (regla de la palanca), caso un carril de diseño cargado**



Fuente: elaboración propia.

Un carril:

$$R = \left(\frac{X1}{S} + \frac{X2}{S} \right) * \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$R = \left(\frac{1,80}{1,80} + \frac{0,15}{1,80} \right) * \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$R = 0,54P$$

$$g = R * FPM$$

$$g = 0,54 * 1,2$$

$$g = 0,65$$

Dos carriles:

$$de = 0,45 \text{ m} = 1,48 \text{ ft}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{9,1}$$

$$e = 0,77 + \frac{1,48}{9,1}$$

$$e = 0,93$$

$$g = e * g_{\text{interno}}$$

$$g = 0,93 * 0,67$$

$$g = 0,62$$

- Momento de carga viva

$$M_{CV} = M_{LL+IM} * g$$

$$M_{CV} = 136,87 * 0,62$$

$$M_{CV} = 85,07 \text{ T - m}$$

- Momento último

Para el cálculo del momento último utilizaremos los factores de carga y combinaciones del AASHTO en la sección 3.4.

$$M_U = 1,25 \text{ DC} + 1,5 \text{ DW} + 1,75 L_{L+IM}$$

$$M_U = 1,25(61,92) + 1,5(0) + 1,75(85,07)$$

$$M_U = 226,27 \text{ T - m}$$

Se calcula el área de acero mediante la siguiente fórmula del ACI 318-14:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 281 * 113,42}{4 * 200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 226 * 270,62 * 100}{0,9 * 0,85 * 281 * 210 * 113,42^2}} \right)$$

$$A_s = 53,85 \text{ cm}^2$$

$$C = 1,18 * \rho * f_y * \frac{d}{0,85 * f'_c}$$

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

$$a = \beta_1 * C$$

$$\rho = \frac{57,33}{180 * 113,42}$$

$$\rho = 0,0026$$

$$C = 1,18 * 0,0026 * 4\ 200 * \frac{113,42}{0,85 * 281}$$

$$C = 6,61$$

$$a = 0,85 * 6,61$$

$$a = 5,61$$

$$A_s = \frac{M_U}{0,9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{226,27 * 1\ 000 * 100}{0,9 * 4\ 200 * (113,42 - \frac{5,64}{2})}$$

$$A_s = 54,12 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos 7 varillas de acero No. 10

- Área de acero mínima

$$M_{s_{\min}} = \frac{1,2 * 2,01 * \sqrt{f'_c} * \frac{1}{6} * b * d^2}{1\ 000 * 100}$$

$$M_{s_{\min}} = \frac{1,2 * 2,01 * \sqrt{281} * \frac{1}{6} * 180 * 113,42^2}{1\ 000 * 100}$$

$$M_{s_{\min}} = 156,04 \text{ T - m}$$

$$A_{s_{\min}} = 36,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas} = \frac{36,98}{8,19} = 4,51 \text{ varillas}$$

Utilizaremos 5 varillas de acero No. 10

El acero calculado es mayor al acero mínimo, por lo tanto, sí cumple.

- Acero máximo

$$c/d \leq 0,42$$

$$6,61/113, = 0,058$$

Como c/d es menor que 0,42 cumple con el acero máximo

- Chequeo de deformación

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{\text{act}} = \frac{5 * q * L^4}{348 * E * I}$$

$$q = W_{\text{cam}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}}$$

$$q = 7,01 \text{ T/m}$$

$$E = 15\,400 * \sqrt{f'c}$$

$$E = 15\,400 * \sqrt{281}$$

$$E = 258\,151 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{\text{act}} = \frac{5 * 8,15^4}{348 * 258\,151 * 4\,166\,633,33}$$

$$\Delta_{\text{act}} = 0,43 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{15 * 100}{800}$$

$$\Delta_{\text{per}} = 1,87 \text{ cm}$$

La deformación actuante es menor que la permitida por lo que el chequeo por deformación está bien.

- Diseño a corte

Análisis de cargas:

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

Tabla VI. **Análisis de cargas**

Vviga=	9,00 T
Vlosa=	6,48 T
Vdiaf=	0,23 T
Vbarand=	0,57 T

Fuente: elaboración propia.

Corte debido a HL-93

Área crítica de corte:

$$d_v = d_e - a/2$$

$$d_v = 0,5 * d_e * \cot$$

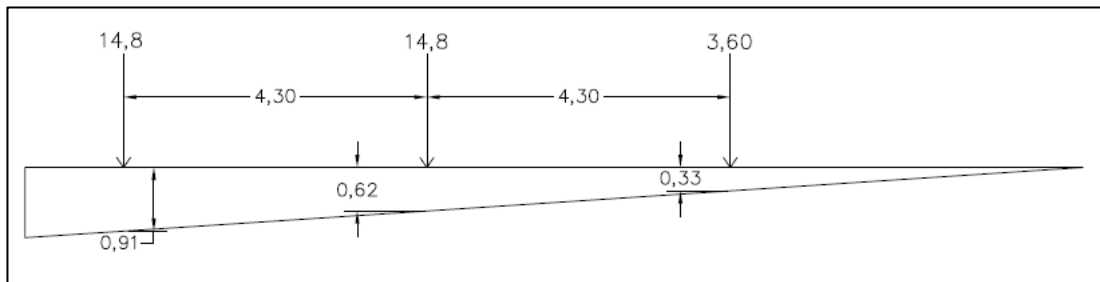
$$d_v = 113,42 - 5,61/2$$

$$d_v = 110,61 \text{ cm}$$

$$d_v = 0,5 * 113,42 * 1$$

$$d_v = 56,71 \text{ cm}$$

Figura 16. Diagrama de corte debido a HL-93



Fuente: elaboración propia.

$$V_{HL93} = 14,8(0,91) + 14,8(0,62) + 3,6(0,33)$$

$$V_{HL93} = 23,83 \text{ T}$$

$$V_{CD} = 0,96 \left(\frac{15}{2} \right)$$

$$V_{CD} = 7,20 \text{ T}$$

$$V_{HL93} * IM = 23,83 * 1,33 + 7,20$$

$$V_{HL93} = 38,89 \text{ T}$$

- Factores de distribución

Un carril:

$$g = 0,36 + \frac{S}{25}$$

$$g = 0,36 + \frac{5,90}{25}$$

$$g = 0,60 * FPM = 0.60 * 1,2$$

$$g = 0,72$$

Dos carriles:

$$g = 0,2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2$$

$$g = 0,2 + \frac{5,90}{12} - \left(\frac{5,90}{35}\right)^2$$

$$g = 0,66 * FPM = 0,66 * 1.0$$

$$g = 0,66$$

Utilizamos el mayor dado que es más crítico

$$V_{LL+IM} = 0,66 * 38,89$$

$$V_{LL+IM} = 25,67 \text{ T}$$

Cortante último:

Para el cálculo del cortante último utilizaremos los factores de carga y combinaciones del AASHTO en la sección 3.4.

$$V_u = 1,25 V_{DC} + 1,5 V_{DW} + 1,75 V_{LL+IM}$$

$$V_u = 1,25(16,28) + 1,5(0) + 1,75(25,67)$$

$$V_u = 88,41 \text{ T}$$

Resistencia al cortante del concreto:

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

$$V_c = 0,53 * \sqrt{281} * 50 * 110,61$$

$$V_c = 49,13 \text{ T}$$

Cortante por resistir por el acero:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{88,41 - 0,75 * 49,13}{0,75}$$

$$V_s = 68,75 \text{ T}$$

$$V_s \leq 0,8 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$0,8 * \sqrt{281} * 50 * 110,61 = 74,17 \text{ T}$$

$$68,75 < 74,17$$

Utilizando varilla No. 4

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

$$S = A_s * f_y * \frac{d}{V_s}$$

$$S = 2(1,27) * 4200 * \frac{110,61}{68,75 * 1000} = 17,16 \text{ cm}$$

Utilizaremos varillas No. 4 @ 17 centímetros

2.9.3. Diseño de diafragmas

Los diafragmas son elementos que proveen rigidez a la superestructura del puente. Se colocarán en cada extremo de las vigas y en el punto de máximo momento positivo para luces mayores a 12,19 metros.

Para el diseño de los diafragmas se tomará en cuenta la sección 5.13.2.2 de las normas AASTHO LRFD:

- Si la luz es mayor a 12,19 metros, se deberán colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.

- Serán colocadas diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- El ancho normal y mínimo para diafragmas interiores y exteriores será de 30 centímetros. Por la zona en la cual se encuentra ubicado el puente se utilizará un recubrimiento mínimo de 5 centímetros, según tabla 5.12.3-1 del AASHTO LRFD.
- Los diafragmas exteriores deben tener una altura de 0,5 de la altura de la viga principal y los diafragmas interiores una altura 0,75 de la viga central, en ambos casos los diafragmas no tendrán menos de 50 centímetros de peralte.

Diafragma externo:

$$H = \frac{1}{2} * H_{\text{viga principal}} = 1/2 * 120 = 0,60 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

Para el diseño del refuerzo se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI318-14, se debe considerar lo siguiente:

- Cualquier sección sometida a flexión deberá colocarse un área de acero mínimo.

- Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la parte inferior.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4200} * 25 * 55$$

$$A_{s_{\min}} = 4,62 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 varillas de acero No. 4

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

- Acero adicional por altura

Por seguridad se recomienda usar 5,29 cm² por metro de altura del diafragma (0,25 plg² por pie).

$$A_{ad} = 5,29 * 0,55 = 2,91 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 varillas No. 3:

$$4 * 0,713 \text{ cm}^2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento de estribos

$$S = d \div 2 = 55 \div 2 = 27,5 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos No. 3 @ 25 cm

Diseño de diafragma interno

$$H = \frac{3}{4} * H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} * 120 = 90 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 90 - 5 = 85 \text{ cm}$$

Para el diseño del refuerzo se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI318-14, se debe considerar lo siguiente:

- Cualquier sección sometida a flexión deberá colocarse un área de acero mínimo.
- Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como en la parte inferior.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4 200} * 25 * 85$$

$$A_{s_{\min}} = 7,13 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas No.4

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

- Acero adicional por altura

$$A_{ad} = 5,29 * 0,85$$

$$A_{ad} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 varillas No. 4

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

- Espaciamiento de estribos

$$S = d \div 2 = 85 \div 2 = 42,5 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos No. 3 @ 30 cm

2.9.4. Diseño de barandal

De acuerdo con AASHTO los pasamanos estarán a una altura de 9" (0,23m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura, y la altura mínima de los pasamanos es de 42" (1,05 m), las cargas de diseño serán 100 lb/pie como carga vertical y una carga horizontal de 300 lb/pie.

Se propone tubo galvanizado de diámetro de 2"

Datos:

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

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

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

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

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

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

Fórmula para el cálculo:

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

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

$$933,33 \text{ lb} - \text{pie} \geq 661,61 \text{ lb} - \text{pie}$$

Por lo tanto, cumple bien.

Análisis de la resistencia en los postes:

Sección de los postes 0,20 x 0,15 m

Peso del concreto: 2 400 kg/m³

Franja unitaria: 1,00 m

Integración de carga muerta:

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

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

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

$$W_{\text{total}} = 334,19 \text{ lb}$$

Integración de carga viva:

$$W_{CV} = 300 * 3' = 300 \text{ lb}$$

Momento total:

$$M_T = (900 * 1,5) + (334,19 * 0,246) + (1\,500 * 1,5) + (1\,500 * 3)$$

$$M_T = 8\,182,21 \text{ lb} - \text{pie} = 1\,122,67 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del refuerzo:

Flexión:

Peralte efectivo: asumimos varilla de acero No. 4

$$d = t - \phi/2 - \text{recubrimiento} = 20 - \frac{1,27}{2} - 2,5$$

$$d = 16,86 \text{ cm}$$

Datos:

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

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1122,67 \text{ kg-m}$$

$$d = 16,86 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \frac{0,85 * 210 * 100 * 16,86}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1122,67 * 100}{0,9 * 0,85 * 210 * 100 * 16,86^2}} \right)$$

$$A_s = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 16,86 = 8,47 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos 4 varillas No. 5

Revisó de esbeltez de la columna:

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

$$L = 3,94'$$

$$R = 0,30h = 0,30(0,66) = 0,20 \text{ pie}$$

$$\frac{KL}{R} > 22 = \frac{2 * 3,94}{0,20} = 39,4 > 22$$

Corte:

$$V_U = 3\,000 + 900 = 3\,900 \text{ lb} = 1\,769,01 \text{ kg}$$

Cortante que resiste el concreto:

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

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 15 * 16,86 = 1\,651,02 \text{ kg}$$

Al revisar $V_r > V_u = 1\,651,02 < 1\,769,01$ no cumple, por lo que reforzaremos a corte colocando varilla de acero No. 3.

Cortante por resistir por el acero:

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = 1\,769,01 - 1\,651,02$$

$$V_s = 117,99 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 3

$$A_{\text{varilla}} = 0,713 \text{ cm}^2$$

$$S = A_s * f_y * \frac{d}{V_s}$$

$$S = 2(0,713) * 2810 * \frac{16,86}{117,99} = 572,58 \text{ cm}$$

Por lo cual colocaremos los estribos a una distancia de $d/2 = 8 \text{ cm}$

2.9.5. Diseño de junta de dilatación

Las juntas de dilatación se encuentran en la superficie de la carretera entre la losa del puente y la cortina de la subestructura, consiste en una abertura que está localizada entre las orillas de los extremos de la superestructura y las orillas superiores de la subestructura, por lo que los extremos de la superestructura no colisionan con las paredes verticales de la subestructura.

El objetivo primordial de las juntas de dilatación es permitir el movimiento de expansión y contracción de la superestructura, debido principalmente a los efectos de cambio de temperatura. Para el diseño de la junta de dilatación se utilizará el método simplificado para estimar la magnitud del movimiento dada por la siguiente ecuación:

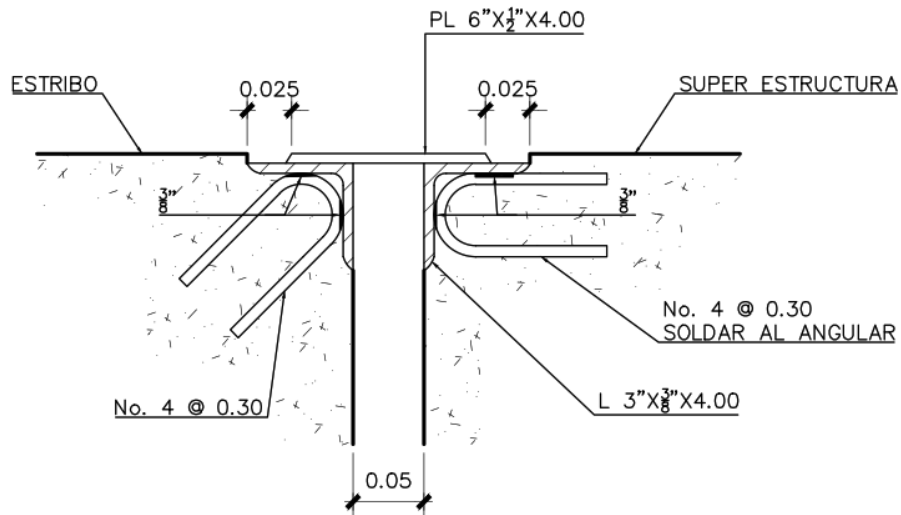
$$HM = L(\text{tr})(\text{ct})(\text{sen } \alpha)(\text{tn})$$

$$HM = (590,55 \text{ pulg}) * (90^\circ) * (0,000006) * (\text{sen}(90)) * (2)$$

$$HM = 0,64 \text{ pulg}$$

Dado el movimiento total horizontal ha sido de 0,64 pulgadas el tipo de junta de dilatación por utilizar será una junta abierta con sellador vertido.

Figura 17. **Detalle de junta de dilatación**



Fuente: DE LA CRUZ CAMEY, Carlos Enrique. *Consideraciones generales sobre las juntas de expansión usadas en puentes, en la República de Guatemala.* p. 80.

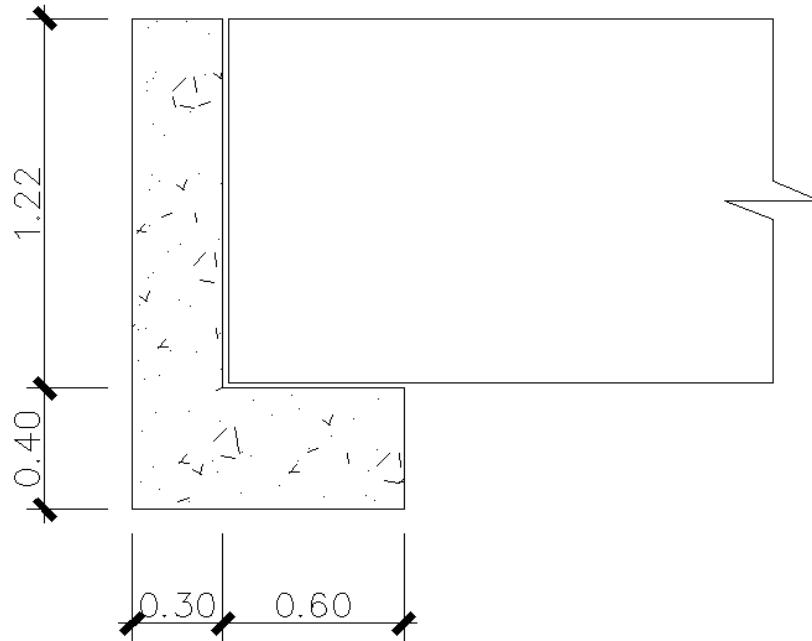
2.10. **Diseño de la subestructura**

En el diseño de la subestructura se diseñarán los siguientes elementos: cortina, viga de apoyo, apoyos de neopreno y estribos.

2.10.1. **Diseño de cortina**

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud se tiene: $x = 15(2) = 30$ cm, considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 60 cm.

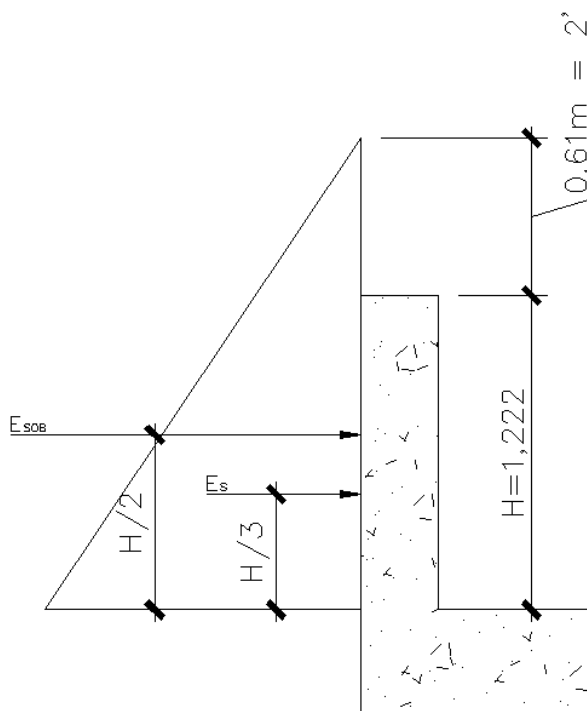
Figura 18. **Sección de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

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

Figura 19. Fuerzas del suelo que afectan a la cortina



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

Sobrecarga:

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

Presión al pie de la cortina:

$$S = 480 \text{ kg/m}^3 * 1,222 \text{ m} = 586,56 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del empuje del suelo:

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

$$E_{SOB} = 292,80 * 1,222 = 357,80 \text{ kg/m}$$

$$E_S = 586,56 * (1,222/2) = 358,39 \text{ kg/m}$$

$$E = 357,80 + 358,39 = 716,19 \text{ kg/m}$$

Momentos por el empuje del suelo:

$$M_{Esob} = 357,80 * \left(\frac{1,222}{2}\right) = 218,61 \text{ kg - m/m}$$

$$M_{Es} = 358,39 * \left(\frac{1,222}{3}\right) = 145,98 \text{ kg - m/m}$$

Fuerza longitudinal o fuerza de frenado (AASHTO 1,2.13): es la fuerza producida por las llantas del vehículo en el terraplén de acceso, y que es transmitida a la cortina. Se considera su centro de gravedad a 6 pies (1,83) sobre la superficie de rodadura.

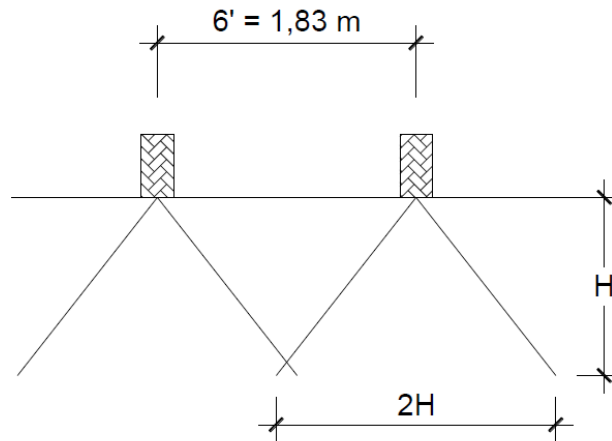
$$F_L = 0,05 * \left(\frac{P}{2H}\right)$$

$$F_L = 0,05 * \left(\frac{14\,800 \text{ kg}}{2 * (1,222\text{m})}\right) = 302,78 \text{ kg/m}$$

Por ser de doble llanta:

$$2 * 302,78 = 605,56 \text{ kg/m}$$

Figura 20. **Diagrama de distribución de fuerza longitudinal**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

Momento por fuerza longitudinal:

$$M_{FL} = FL * d = 605,56 * (1,222 + 1,83) = 1\ 848,18 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Fuerza de sismo: se considera el 12 % del peso de la cortina y se aplica en el centro.

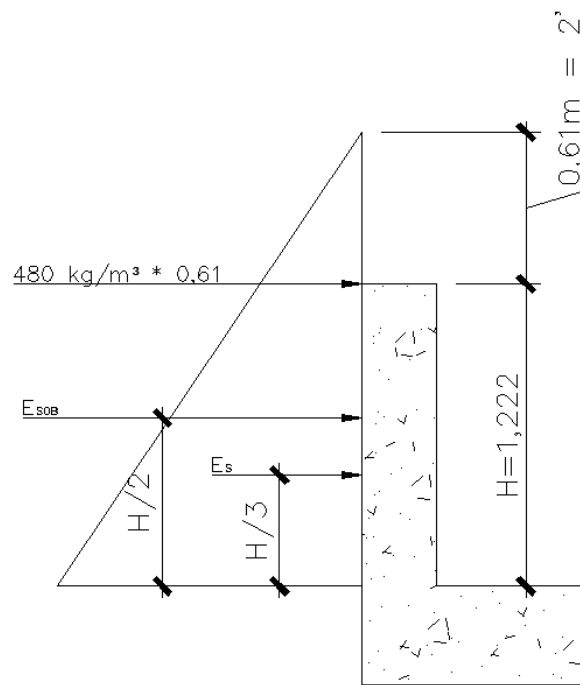
$$W_{\text{cortina}} = 1,222 * 0,30 * 1 * 2\ 400 = 879,84 \text{ kg}$$

$$S = F_{\text{sismo}} = 0,12 * 879,84 = 105,58 \text{ kg}$$

Momento de sismo:

$$M_{\text{sismo}} = 105,58 * \left(\frac{1,222}{2}\right) = 64,51 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 21. Fuerzas que actúan sobre la cortina



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo de momentos por grupos (AASHTO 3.22.1)

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

$$\text{Grupo III} = 1,30 (218,61 + 145,98 + 1\ 848,18) = 2\ 876,60 \text{ kg} - \text{m/m}$$

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

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (218,61 + 145,98 + 64,51) = 557,83 \text{ kg} - \text{m/m}$$

El momento de diseño será:

$$M_U = 2\,876,60 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Cálculo del refuerzo:

Utilizando varilla de acero No. 4:

$$d = 30 - 7,5 - \left(\frac{1,27}{2}\right) = 21,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 100 * 21,87}{4\,200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2\,876,60 * 100}{0,9 * 0,85 * 281 * 100 * 21,87^2}}\right)$$

$$A_s = 3,53 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 21,87 = 7,34 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos el área de acero mínimo dado que es mayor

Utilizando varillas de acero No. 4 (1,27 cm²) se obtiene:

$$\frac{7,34}{1,27} = 5,78$$

$$S = \frac{100}{5,78} = 17,30 \text{ cm}$$

Utilizaremos varillas de acero No. 4 @ 17 cm

Revisión por cortante:

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

$$\text{Grupo III} = 1,30(716,19 + 302,78) = 1\,324,66 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30(E + S)$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30(716,19 + 105,58) = 1\,068,30 \text{ kg}$$

$$V_U = 1\,324,66 \text{ kg}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 0,53 * 0,85 * 100 * 21,87 * \sqrt{281} = 16\,515,69 \text{ kg}$$

$$16\,515,69 > 1\,422,97$$

$$V_{CR} > V_U$$

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

$$S = \frac{d}{2} = \frac{21,87}{2} = 10,94$$

Se colocarán estribos de acero No.3 @ 11 cm

2.10.2. Diseño de viga de apoyo

La viga de apoyo es un elemento estructural que soporta cargas transmitidas por la superestructura y la cortina, como está empotrada en los estribos, no soporta flexión por lo que el diseño de la viga de apoyo depende totalmente de la compresión y no flexión, por lo tanto, el refuerzo se calculará con el refuerzo mínimo indicado en el ACI318-14.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 90 * 40 = 12,08 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de acero No. 5 (área = 1,98cm²) se obtiene:

$$12,08/1,98 = 6,10$$

$$S = \frac{100}{6,10} = 16,39$$

Colocaremos varilla de acero No. 5 @ 16 cm

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{40 - 7,5}{2} = 16,25$$

Se colocarán estribos de acero No. 3 @ 16 cm

2.10.3. Diseño de neopreno

Los apoyos son dispositivos ubicados entre la superestructura y la subestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, carga vehicular, de viento, sismo, frenado, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas, así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, y otros.

Según el capítulo 14 de las normas AASHTO, las condiciones del apoyo para un puente, está en función de la longitud de su claro. Para poyos fijos de claros de 50 pies (15,24 metros), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que, para claros mayores o iguales a 50 pies, deberán proveerse algún tipo de apoyo especial que tolere mayores niveles de rotación.

Las especificaciones AASHTO para el diseño de apoyos elastoméricos, en relación con los materiales y los esfuerzos, toman en cuenta:

- Propiedades de los materiales: dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor. Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario, los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla siguiente.

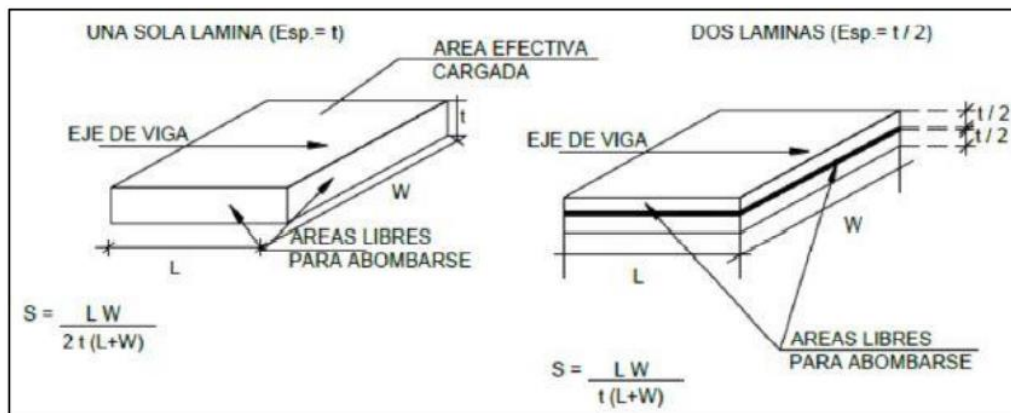
Tabla VII. **Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero**

DUREZA (CLASE A)	50	60	70
Módulo de cortante (psi) a 73°F. Flujo plástico debido a la deflexión de 25 años.	85-110	120-155	160-260
Deflexión instantánea	25%	35%	45%

Fuente: AASHTO. *Normas AASHTO*. p. 344.

- Revisión de refuerzos por compresión: si no se previene la deformación por corte, el refuerzo de compresión promedio δ_0 en cualquier capa no deberá exceder de 1 000 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados de acero; 800 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Figura 22. **Detalle de placas de elastómero**



Fuente: CHINCHILLA LÓPEZ, Alexis. *Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO*. p. 149.

Predimensionamiento

El diseño del apoyo de neopreno está basado en el método A sección 14 de las normas AASHTO.

- Área en planta del elastómero (área = L * W)

$$P_T = 84\,540 \text{ kg}$$

Siendo $\sigma_s \leq 87,9 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{\text{req}} = \frac{P_T}{\sigma_s} = \frac{84\,540}{87,9} = 961,77 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 50 \text{ cm}$, escogemos $W = 50 \text{ cm}$

$$L = \frac{961,77}{50} = 19,23 \text{ cm} \text{ a lo largo de la longitud de viga}$$

Adoptaremos $L = 20 \text{ cm}$ y $W = 50 \text{ cm}$ (Área = $1000 \text{ cm}^2 > 961,77 \text{ cm}^2$)

- Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (AASHTO 14.7.6.3.4).

Deformación por temperatura:

$$t_{\text{sup}} = 26 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$t_{\text{inf}} = 7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$t_{\text{insta}} = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$L = 1\,500 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10,8 * 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta_{\text{temp}} = L * \alpha * \Delta t = 1\,500 * (10,8 * 10^{-6}) * 19 = 0,31 \text{ cm}$$

Deformación por retracción de fragua

$$\Delta_{\text{retrac}} = 0,90 \text{ cm}$$

Acortamiento total de viga, estado límite de servicio:

$$\Delta s = 1,2(\Delta_{\text{temp}} + \Delta_{\text{retrac}}) = 1,2 * (0,31 + 0,90) = 1,45 \text{ cm}$$

- Espesor requerido de elastómero (h_{rt})

$$h_{\text{rt}} \geq 2\Delta_s \text{ sección 14.7.6.3.4-1 AASHTO}$$

$$h_{\text{rt}} \geq 2\Delta_s = 2(1,45) = 2,90 \text{ cm}$$

- Factor de forma Si mínimo

$$G = 9,14 \text{ kg/cm}^2 \text{ (dureza 60)}$$

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = \frac{84\,540}{1000} = 84,54 \text{ kg/cm}^2$$

Con $\sigma_s \leq 1,25GS_i$ (AASHTO 14.7.6.3.2-7)

$$S_i \geq \frac{\sigma_s}{1,25G} = \frac{84,54}{1,25 * 9,14} = 7,40$$

- Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

$$\text{Como } S_i \geq \frac{L*W}{2h_{ri}} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{L*W}{2*S_i*(L+W)} \text{ (AASHTO 14.7.5.1-1)}$$

Luego:

$$h_{ri} \leq \frac{50 * 20}{2(7,40)(20 + 50)} = 0,97 \text{ cm (9,65 mm)}$$

Grosor de capa interior adoptado: $h_{ri} = 1,0 \text{ cm (10 mm)}$

Con este grosor de capa interior, el factor de forma para una capa interior es:

$$S_i = \frac{20 * 50}{2(1,0)(20 + 50)} = 7,14 \leq S_{i \text{ min}} \text{ por lo cual utilizaremos el mínimo} = 7,40$$

- Grosor de las capas interiores (h_{re})

$$h_{re} \leq 0,70h_{ri}$$

$$h_{re} \leq 0,70 * 1,0 = 0,70 \text{ cm}$$

Con este grosor de capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_i = \frac{20 * 50}{2(0,70)(20 + 50)} = 10,20 \geq S_{i \text{ min}} = 7,40 \text{ Ok}$$

- Número de capas interiores (n)

Siendo: $h_{rt} = n * h_{ri} + 2h_{re}$

$$2,90 = n(1,0) + 2(0,70)$$

$$n = 1,5 \rightarrow 2$$

Se verifica, además:

$$\frac{S_i^2}{n} < 20$$

$$\frac{7,40^2}{2 + 0,5 + 0,5} = 18,25 < 20 \quad \text{OK}$$

- Espesor total del elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re} = 2(1) + 2(0,70) = 3,40 \text{ cm}$$

- Espesor de las placas de refuerzo (h_s)

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 * h_{\max} * \sigma_s}{f_y} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.5 - 1})$$

$$h_s \geq \frac{3(1,0)(84,54)}{2\,530} = 0,10 \text{ cm}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 * h_{\max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.5 - 2})$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} = \frac{38\,890}{1000} = 38,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{TH} = 1\,687 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_s \geq \frac{2 * 1 * 38,89}{1\,687} = 0,05 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_s = 2 \text{ mm} = 0,20 \text{ cm} > 0,10 \text{ cm}$

$$h_s = 2 \text{ mm} \geq 1/16" \quad \text{OK} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.5})$$

- Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

$$H = h_{rt} + (n + 1)h_s = 3,40 + (2 + 1)(0,2) = 4,0 \text{ cm}$$

Verificaciones

- Estabilidad del dispositivo

$$H < L/3 \quad y \quad H < W/3 \quad (\text{AASHTO 14.7.6.3.6})$$

$$4,0 \leq 50/3 = 16,67 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$4,0 \leq 20/3 = 6,66 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- Esfuerzo de compresión por carga total (σ_s)

$$\sigma_s \leq 1,25GS_i \quad (\text{AASHTO 14.7.6.3.2 - 7})$$

$$\sigma_s \leq 87,89 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AASHTO 14.7.6.3.2 - 8})$$

$$84,54 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,25(9,14)(10,20) = 116,53 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$84,54 \text{ kg/cm}^2 \leq 87,89 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

- Deflexiones por compresión en el dispositivo

$$\sigma_D = \frac{P_{DC}}{A} = \frac{45\,650}{1\,000} = 45,65 \text{ kg/cm}^2 = 0,65 \text{ Ksi}$$

$$\sigma_s = 84,54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,20 \text{ Ksi}$$

Tabla VIII. **Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60 utilizando figuras C14.7.6.3.3-1**

Capa	Carga	S	δ (Ksi)	ϵ (%)
Interior	Muerta	7,40	0,65	2,90
	Total	7,40	1,20	4,75
Exterior	Muerta	10,20	0,65	2,55
	Total	10,20	1,20	4,30

Fuente: elaboración propia.

- Deflexión por compresión inicial del dispositivo

$$\delta = n * h_n * \epsilon_{int} + 2h_{re} * \epsilon_{ext} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.6})$$

$$\delta = (2)(1)(0,0475) + (2)(0,70)(0,043) = 0,155 \text{ cm}$$

- Deflexión por compresión inicial debido a carga muerta

$$\delta_{DC} = n * h_{ri} * \epsilon_{D_{int}} + 2 * h_{re} * \epsilon_{D_{ext}} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.6 - 2})$$

$$\delta_{DC} = (2)(1)(0,029) + 2(0,7)(0,0255) = 0,093 \text{ cm}$$

- Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC}$$

$$\delta_{LL} = 0,155 - 0,093 = 0,062 \text{ cm}$$

- Deflexión por creep

$C_d = 0,35$ para dureza 60 (tabla 14.7.6.2-1)

$$\delta_{\text{creep}} = C_d * \delta_{\text{DC}} \quad (\text{AASHTO 14.7.5.3.6 - 3})$$

$$\delta_{\text{creep}} = 0,35 * 0,093 = 0,033 \text{ cm}$$

- Deflexión debido a creep y la carga viva

$$\delta_{\text{creep+LL}} = 0,033 + 0,062 = 0,095 \text{ cm}$$

$$0,095 < 1/8" \quad \text{OK}$$

- Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

$$\delta_i = \varepsilon_{\text{int}} * h_{\text{ri}} < 0,09h_{\text{ri}}$$

$$\varepsilon_{\text{int}} < 0,09$$

$$0,0475 < 0,09 \quad \text{OK}$$

2.10.4. Diseño de estribos

Los estribos son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra. Los estribos, como muros de contención pueden ser de concreto simple (estribos

de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), y otros.

El estribo que se diseñara para el puente será un muro de gravedad de concreto ciclópeo, y se verificara por volteo, deslizamiento y presiones máximas y mínimas.

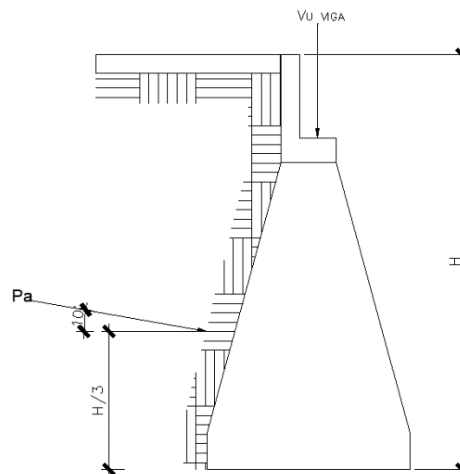
- Parámetros de diseño

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,33 \text{ T/m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 27,91^\circ$
Cohesión:	$c = 8,57 \text{ T/m}^2$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2,40 \text{ T/m}^3$

f'_c :	280 Kg/cm^2
----------	-----------------------

f_y :	$4\ 200 \text{ Kg/cm}^2$
---------	--------------------------

Figura 23. **Presiones del suelo que afecta el estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

$$H_T = 6,76 \text{ m}$$

Calculando los coeficientes de empuje de tierra de Rankine:

$$K_a = \cos(10) \frac{\cos(10) - \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(26,22)}}{\cos(10) + \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(26,22)}}$$

$$K_a = 0,41$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,41} = 2,44$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud es igual a:

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_t^2 * K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} (1,33) * (6,62)^2 * (0,41)$$

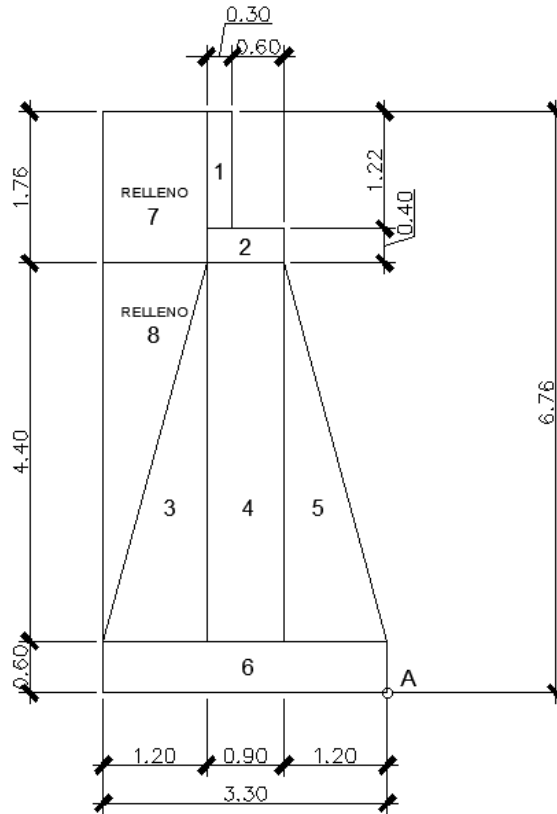
$$P_a = 11,95 \text{ Ton/m}$$

La componente vertical P_V y la horizontal, P_H de la fuerza activa de Rankine son:

$$P_V = (11,95)\text{sen}(10) = 2,07 \text{ Ton./m}$$

$$P_H = (11,95)\text{cos}(10) = 11,77 \text{ Ton./m}$$

Figura 23. Geometría del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD.

Factor de seguridad contra volteo

El factor de seguridad contra volteo se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

Tabla IX. **Momento estabilizante del estribo**

Sección	Área (m ²)	Peso (T/m)	Brazo (m)	Momento (T-m/m)
1	0,37	0,88	1,95	1,71
2	0,36	0,86	1,65	1,43
3	2,64	6,34	2,50	15,84
4	3,96	9,50	1,65	15,68
5	2,64	6,34	0,80	5,07
6	1,98	4,75	1,65	7,84
7	1,94	2,59	2,70	6,98
8	2,64	3,51	2,90	10,18
Vu		84,54	1,5	126,81
	ΣV=	119,53	MR=	191,54

Fuente: elaboración propia.

$$M_o = Ph * \left(\frac{Ht}{3}\right)$$

$$M_o = 11,77 * \left(\frac{6,62}{3}\right) = 25,97 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$F_{s_{\text{volteo}}} = \frac{191,54}{25,97} = 7,38$$

Como $F_{s_{\text{volteo}}} > 2$ se concluye que sí chequea por voleo.

Factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento está dado por:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Entonces, sea $K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$. Calculando la fuerza pasiva de Rankine se obtiene:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s D^2 + 2C \sqrt{K_p} D$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2,44)(1,33)(2,67)^2 + 2(8,57)(\sqrt{2,44})(2,67) = 83,05 \text{ Ton/m}$$

$$FS_{\text{des}} = \frac{(119,31) \tan\left(\left(\frac{2}{3}\right)(27,91)\right) + (3,30)\left(\frac{2}{3}\right)(8,57) + 83,05}{11,77}$$

$$F_s(\text{des}) = 12,07$$

Como $FS_{(\text{deslizamiento})} > 1,50$ se concluye que sí chequea por deslizamiento.

Factor de seguridad contra capacidad de apoyo

Se determina primero la excentricidad a la que la resultante de las fuerzas verticales actúa sobre la base de la losa, de la siguiente manera:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V}$$

$$e = \frac{3,3}{2} - \frac{191,54 - 25,97}{119,31} = 0,26$$

$$B/6 = 3,3/6 = 0,55$$

$$e < B/6$$

Calculando $q_{\text{máx}}$ y q_{min} se obtiene:

$$q_{\text{max}} = q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{119,31}{3,3} * \left(1 + \frac{6(0,26)}{3,3}\right) = 53,39 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{talon}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{119,31}{3,3} * \left(1 - \frac{6(0,26)}{3,3}\right) = 18,92 \text{ Ton/m}^2$$

Se procede a calcular la capacidad última del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Calculando los factores de capacidad de carga, para $\phi=26,22^\circ$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{27,91}{2} \right) e^{\pi \tan 27,91} = 14,58$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (14,58 - 1) \cot(27,91) = 25,63$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(14,58 + 1) \tan(27,91) = 16,50$$

Se calcula también:

$$q = \gamma D = (1,33)(2,67) = 3,55 \text{ Ton/m}^2$$

$$B' = B - 2e = (3,65 - 2(0,26)) = 2,78 \text{ m}$$

Calculando factores de forma:

$$F_{CS} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{3,3}{15,8} \right) * \left(\frac{14,58}{25,63} \right) = 1,12$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{3,3}{15,8} \right) \tan(27,91) = 1,11$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0,4 * \left(\frac{3,3}{15,8} \right) = 0,92$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,40 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0,40 \left(\frac{2,67}{2,78} \right) = 1,38$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - 2 \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 2 \tan(27,91) (1 - 2 \sin(27,91))^2 \left(\frac{2,67}{2,78} \right)$$

$$= 1,004$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{11,95 \cos(10)}{119,31} \right) = 5,06^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{5,06}{90^\circ} \right)^2 = 0,89$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{5,06}{27,91} \right)^2 = 0,67$$

Capacidad última de carga del suelo:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (8,57)(25,63)(1,12)(1,38)(0,89) + (3,55)(14,58)(1,11)(1,004)(0,89)$$

$$+ \frac{1}{2} (1,33)(2,78)(16,50)(0,92)(1)(0,67)$$

$$q_u = 373,23 \text{ Ton/m}^2$$

Una vez determinada la capacidad última de carga del suelo, se procede a calcular el factor de seguridad:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = q_u/q_{\text{máx}}$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{373,23}{53,39} = 6,99$$

Como $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$, se concluye que sí chequea contra falla por capacidad de apoyo.

Verificación por sismo

Esta verificación se efectúa para el muro con superestructura y carga viva y la verificación por sismo en donde no se considera carga viva.

$$C_M = 84,54 \text{ T}$$

$$W_{\text{sub}} = 34,99 \text{ T}$$

$$W_3 = C_M + W_{\text{sub}} = 119,53 \text{ T}$$

$$ME_3 = C_M * \text{Brazo}_{w_3}$$

$$ME_3 = 84,54 * \left(\frac{3,30}{2}\right) = 139,49 \text{ T} - \text{m}$$

$$MET = ME_3 + M_R$$

$$MET = 139,49 + 64,73 = 204,22 \text{ T} - \text{m}$$

Fuerza horizontal (FH)

$$FH = 1,08E + 0,08W_3$$

$$FH = 1,08(11,77) + 0,08(119,53) = 22,27 \text{ T}$$

Tabla X. **Resultado del momento de volteo en el estribo sentido horizontal**

Sección	Área	Peso	Brazo	Momento
1	0,37	0,92	6,01	5,50
2	0,36	0,90	5,20	4,68
3	2,64	6,60	2,07	13,64
4	3,96	9,90	2,80	27,72
5	2,64	6,60	2,07	13,64
6	1,98	4,95	0,30	1,49
7	1,94	2,59	5,81	15,02
8	2,64	3,51	3,53	12,41
$\Sigma W =$		35,96	$MR_2 =$	94,09

Fuente: elaboración propia.

Momento estabilizante por sismo (M_{Es})

$$M_{Es} = 0,08M_{R2} = 0,08 * 94,09$$

$$M_{Es} = 7,53 \text{ T - m}$$

Momento de volteo por sismo (M_{Vs})

$$M_{Vs} = 1,08M_o + 0,08W_{CM}H_{total} + M_{Es}$$

$$M_{VS} = 1,08(25,97) + 0,08(84,54)(6,62) + 7,53$$

$$M_{VS} = 80,35 \text{ T}$$

Verificación por deslizamiento

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{W_3}{FH} > 1,50$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{119,53}{22,27} = 5,37$$

Como $FS_{(\text{deslizamiento})} > 1,50$ se concluye que si chequea por deslizamiento.

Verificación por volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{MET}{M_{VS}} > 1,50$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{204,22}{80,35} = 2,54$$

Como $FS_{\text{volteo}} > 1,50$ se concluye que si chequea por volteo

Verificación por capacidad de carga

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MET - M_{VS}}{W_3}$$

$$e = \frac{3,3}{2} - \frac{204,22 - 80,35}{119,53} = 0,61$$

Calculando $q_{\text{máx}}$ y q_{min} se obtiene:

$$q_{\text{max}} = q_{\text{punta}} = \frac{W_3}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{119,53}{3,3} * \left(1 + \frac{6(0,61)}{3,3}\right) = 76,39 \text{ Ton/m}^2$$

Se procede a calcular la capacidad última del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Calculando los factores de capacidad de carga, para $\phi=26,22^\circ$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{27,91}{2}\right) e^{\pi \tan 27,91} = 14,58$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (14,58 - 1) \cot(27,91) = 25,63$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(14,58 + 1) \tan(27,91) = 16,50$$

Se calcula también:

$$q = \gamma D = (1,33)(2,67) = 3,55 \text{ Ton/m}^2$$

$$B' = B - 2e = (3,65 - 2(0,26)) = 2,78 \text{ m}$$

Calculando factores de forma:

$$F_{CS} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{3,3}{15,8}\right) * \left(\frac{14,58}{25,63}\right) = 1,12$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\phi = 1 + \left(\frac{3,3}{15,8}\right) \tan(27,91) = 1,11$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0,4 * \left(\frac{3,3}{15,8}\right) = 0,92$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,40 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0,40 \left(\frac{2,67}{2,78}\right) = 1,38$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - 2 \sin\phi)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 2 \tan(27,91) (1 - 2 \sin(27,91))^2 \left(\frac{2,67}{2,78}\right) \\ = 1,004$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{11,95 \cos(10)}{119,31}\right) = 5,06^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{5,06}{90^\circ}\right)^2 = 0,89$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{5,06}{27,91}\right)^2 = 0,67$$

Capacidad última de carga del suelo:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (8,57)(25,63)(1,12)(1,38)(0,89) + (3,55)(14,58)(1,11)(1,004)(0,89) + \frac{1}{2} (1,33)(2,78)(16,50)(0,92)(1)(0,67)$$

$$q_u = 373,23 \text{ Ton/m}^2$$

Una vez determinada la capacidad última de carga del suelo, se procede a calcular el factor de seguridad:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = q_u / q_{\text{máx}}$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{373,23}{76,39} = 4,88$$

Como $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$, se concluye que si chequea contra falla por capacidad de apoyo.

2.11. Evaluación de impacto ambiental

De acuerdo con la lista taxativa del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, evaluando la naturaleza del proyecto enlistado en el Acuerdo Ministerial No. 264-2019, Reformas al Listado Taxativo de Proyectos, Obras, Industrias o Actividades (Acuerdo Ministerial 204-2019), ubica al proyecto:

Sector 10, subsector A, numeral 6, que se encuentra en la actividad económica “Construcción de carreteras y líneas de ferrocarril” describiendo a la clasificación de “Puentes”. Que corresponde a una categoría “B2”, de bajo a moderado impacto ambiental, para un área mayor a un metro lineal.

Con la finalidad de realizar un estudio a profundidad al momento de la construcción del proyecto hay que generar dos instrumentos solicitados por el MARN para dicha categoría, una Evaluación Ambiental Inicial EAI la cual consiste en un formulario establecido por el MARN. De igual manera se debe incluir un Plan de Gestión Ambiental PGA el cual es un documento que establece los procedimientos de construcción, operación y medidas de mitigación que el proyecto debe implementar para no afectar el ambiente que le rodea de manera permanente.

Es importante establecer que la elaboración de instrumentos ambientales de esta categoría puede ser realizado únicamente por un consultor ambiental o una empresa consultora ambiental acreditada por el Ministerio, situación por la cual en este caso en particular únicamente se realizará un informe del EAI, el cual contemple aspectos ambientales específicos como objetivos y medidas de mitigación.

Información general

Nombre del proyecto: Diseño de puente vehicular en cantón San Antonio, San Andrés Iztapa, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: el proyecto tiene el objetivo de mejorar las vías de comunicación del cantón San Antonio. Esto mediante la construcción de un puente el cual se encuentra diseñado bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO) para un camión HL-93.

Como características propias del puente, este contará con una longitud de 15 m, un ancho total de 7 m, consta de dos carriles de 3,6 m cada uno, es importante establecer que no se contara con acera, por lo cual se contempla la instalación de un barandal para el resguardo de los peatones. Se diseñará con concreto reforzado, exceptuando los estribos que serán de concreto ciclópeo.

Vida útil del proyecto: 50 años.

Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: cantón San Antonio, San Andrés Iztapa, Chimaltenango, específicamente sobre el río Negro.

Superficie estimada del proyecto: longitud de 15 m, un ancho total de 7 m constará de dos carriles de 3,6 m cada uno.

Colindancias:

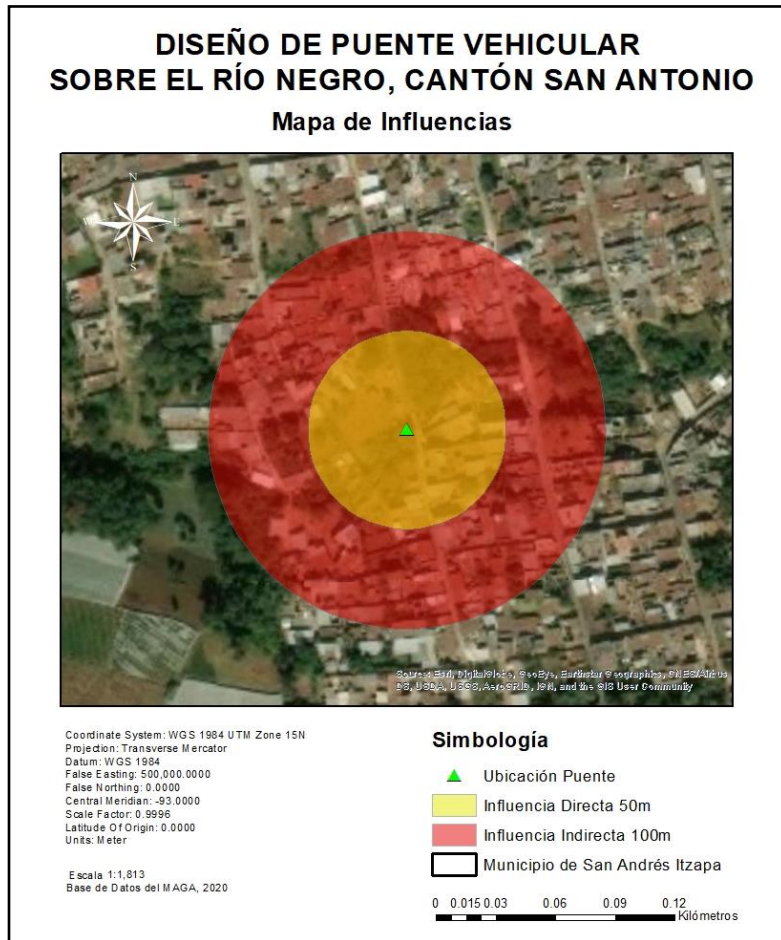
Tabla XI. **Colindancias del puente**

DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO
Propiedad privada	Norte	Contiguo
Propiedad privada	Sur	Contiguo
Propiedad privada y camino	Este	Contiguo
Área verde	Oeste	Contiguo

Fuente: elaboración propia.

En el siguiente mapa de elaboración propia se evalúa el área de influencia directa (50 m) y área de influencia indirecta (100 m) del proyecto, relacionando las colindancias y efecto que puede tener la ejecución del proyecto.

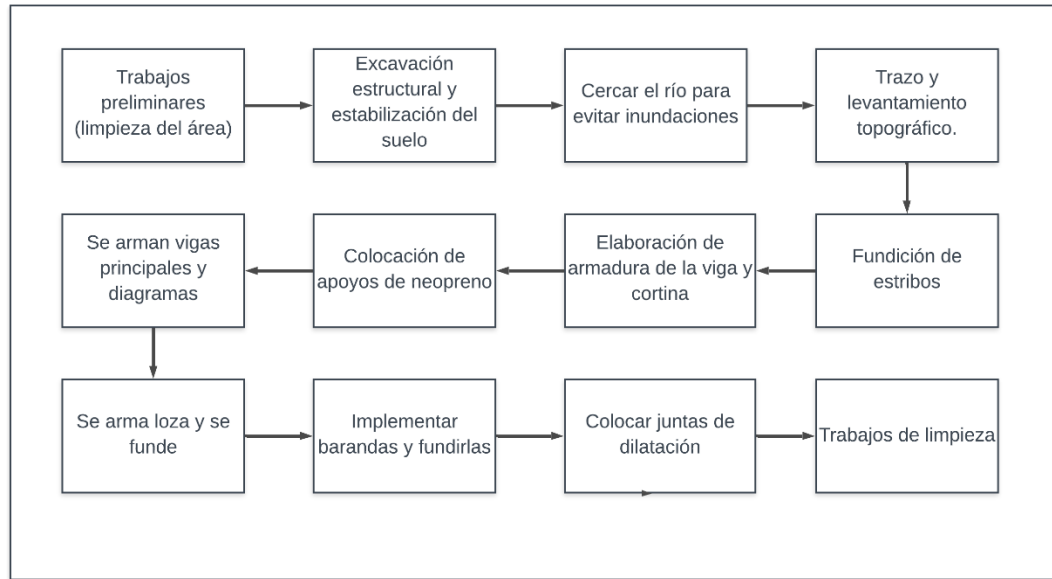
Figura 24. Mapa de influencia directa e indirecta



Fuente: elaboración propia, empleando programa ArcGis.

Trabajos necesarios para la ejecución del proyecto:

Figura 25. **Diagrama de flujo de actividades para la construcción de puente vehicular**



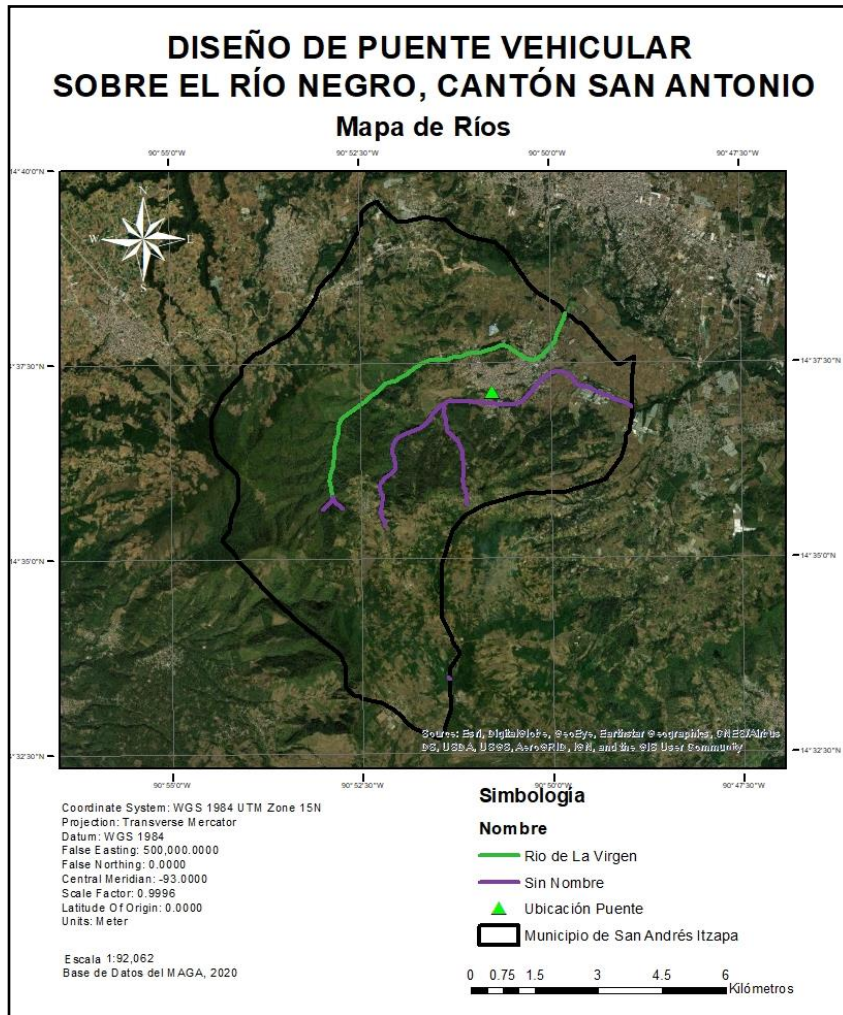
Fuente: elaboración propia.

Influencia del proyecto

Fuente de suministro y requerimiento de energía: para la ejecución del proyecto no es necesaria la utilización de energía eléctrica, únicamente será necesario combustible para el uso de maquinaria en la fase de construcción.

Fuente de suministro de agua: al momento de ser necesario el uso de agua por parte del proyecto esto será suministrado por la Municipalidad encargada de la generación de dicho puente. Como se muestra en el siguiente mapa elaborado específicamente para este proyecto cercano a donde se ejecutará se encuentra el río Negro.

Figura 26. Mapa de ríos



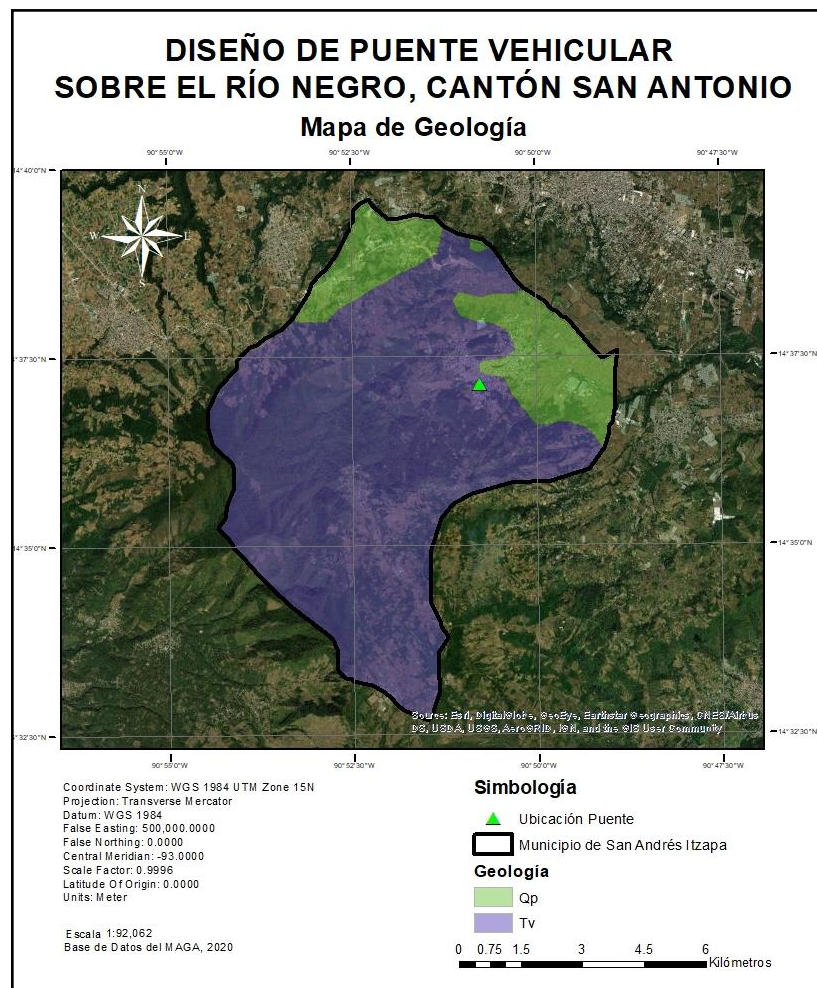
Fuente: elaboración propia, empleando programa ArcGis.

Materiales que serán aprovechados: para la construcción del puente será necesario el uso de piedra bola, arena, cemento, cal, acero, madera, pintura y agua.

Para la construcción del proyecto es necesario conocer la geología del área donde se llevará a cabo, el área en totalidad se encuentra compuesto por:

- Mioceno-Plioceno: - rocas volcánicas (Tv). Afloran en las partes altas de la cordillera, formando una faja que sobreyace discordantemente sobre formaciones paleozoicas. Se encuentran constituidas de piroclastos andesíticos con intercalaciones de lava.

Tabla I. Mapa de geología



Fuente: elaboración propia con programa ArcGis.

Evaluación ambiental

Tabla XII. **Evaluación ambiental**

COMPONENTE AMBIENTAL	IMPACTOS AMBIENTALES	MEDIDA DE MITIGACIÓN
Aire	Emisión de gases y partículas (polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, y otros)	En la etapa de construcción las emisiones atmosféricas asociadas al proyecto pueden generarse como producto del movimiento de tierras. Además, se debe de evaluar el uso de la maquinaria. Estas emisiones atmosféricas se caracterizan por ser gases de combustión (CO, CO ₂ , COV, entre otros) además de partículas suspendidas PM10 principalmente (polvo y tierra). Por ello se recomienda que se rieguen continuamente las áreas en proceso donde se estén llevando las actividades constructivas. De igual manera se debe de evaluar que la maquinaria cuente con los servicios mecánicos adecuados buscando menor cantidad de emisiones.

Continuación tabla XII.

	Ruido y vibraciones	El ruido por ser generado estará sujeto al uso de maquinaria, equipo y vehículos que serán utilizados en la etapa constructiva. Se recomienda que se le brinde EPP a los colaboradores como es importante señalar el área de paso y respetar horarios de trabajo de ser posible para no afectar a los vecinos.
	olores	Las actividades de construcción del Proyecto no se contemplan que se generen malos olores, ya que no involucran la utilización de sustancias tóxicas o actividades industriales. Durante la fase de construcción se puede contemplar emisiones por parte de la maquinaria y equipo a utilizar, pero esto es puntual y temporal por lo cual no se establece que sea un impacto significativo. Al momento de generar residuos sólidos orgánicos por parte de los colaboradores producto de sus alimentos se debe de contar con un área específica para la disposición de estos.

Continuación tabla XII.

<p>Agua</p>	<p>Generación de aguas residuales o contaminación de fuentes de agua</p>	<p>Es importante destacar que durante la fase de construcción no se contempla la generación de aguas residuales, los encargados del proyecto pueden contratar servicio de baños portátiles, por lo cual por ser un servicio tercerizado la empresa que lo brinde es la encargada de del correcto tratamiento y disposición de estas aguas. En cuanto a la contaminación de fuentes de agua cercanas, se debe de disponer de áreas adecuadas para almacenamiento de productos y desechos.</p>
<p>Suelo</p>	<p>Generación de desechos sólidos comunes y peligrosos</p>	<p>Existen dos tipos de desechos que se pueden generar estos se dividen en comunes y peligrosos. Es importante destacar la importancia de un área específica para el almacenamiento temporal de los distintos desechos en los cuales se pueden mencionar restos de tubos, pintura, desechos orgánicos y de esta manera evitar la mezcla entre ellos.</p>

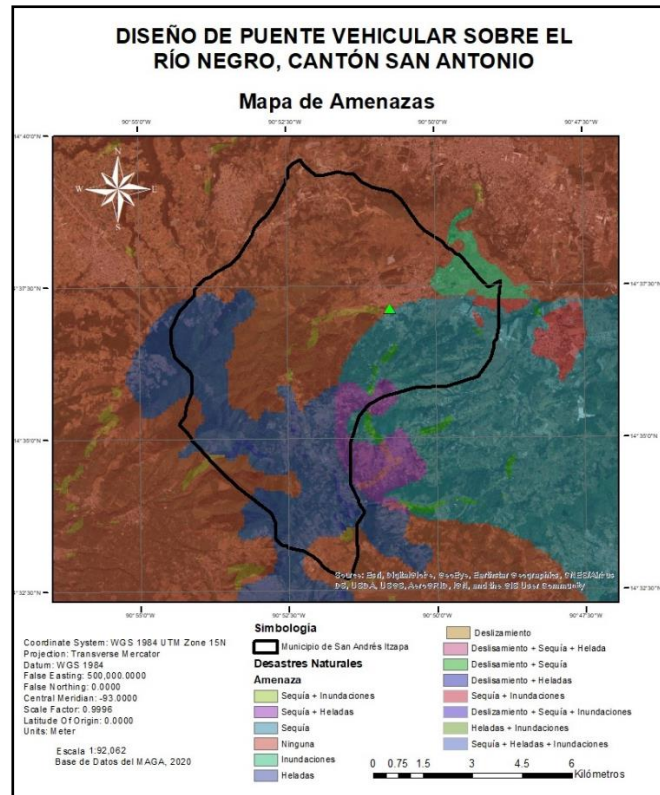
Continuación tabla XII.

Social	Generación de empleo y uso de EPP	Que se realice un proyecto en la zona no solo mejora el transporte en el área, sino que también es una fuente de generación de empleo lo que contribuye con una mejora en la calidad de vida. Es importante que al momento de la construcción del puente se le brinde a los colaboradores EPP necesario para así evitar incidentes futuros.
--------	-----------------------------------	---

Fuente: elaboración propia.

Es importante evaluar en este caso las amenazas naturales que pueden afectar al proyecto por ello se tomó la base de las capas del MAGA para realizar el siguiente mapa, en el cual se logra observar que el área no se encuentra amenazada directamente por algún fenómeno, pero en sus cercanías se puede observar deslizamiento y sequía.

Figura 27. Mapa de amenazas



Fuente: elaboración propia, empleando programa ArcGis.

2.12. Planos constructivos

Se incluyen todos los planos pertinentes del proyecto, dentro de estos se encuentran la planta y el perfil del puente, localización respecto a las curvas de nivel, detalles de armado de losa, vigas exteriores, vigas interiores, diafragmas, barandales, viga de apoyo, cortina, apoyos de neopreno, estribos y juntas de dilatación.

2.13. Presupuesto

Basado en la cotización de precios de materiales y mano de obra, se realizó el presupuesto del muro del puente vehicular desglosando cada uno de los precios unitarios.

Tabla XIII. Resumen de costos de trabajo para puente vehicular

Municipalidad de San Andrés Itzapa Chimaltenango						
Proyecto	Puente Vehicular, Cantón San Antonio					
Ubicación	Cantón San Antonio, San Andes Itzapa, Chimaltenango					
No.	Renglón	Unidad	P.U.	Cantidad	Total	Incidencia
1	Trabajos Preliminares					
1.1	Limpieza de Terreno	m ²	Q 14.17	490	Q 6,945.10	0.42%
1.2	Replanteo Topografico y Trazo	m ²	Q 107.46	490	Q 52,655.50	3.20%
1.3	Bodega 25 m ²	U	Q 6,576.62	1	Q 6,576.62	0.40%
2	Subestructura					
2.1	Excavación Estructural	m ³	Q 195.81	340	Q 66,575.98	4.05%
2.2	Estribos	U	Q 264,502.29	2	Q 529,004.57	32.15%
2.3	Viga de apoyo y Cortina	ml	Q 4,803.70	15.6	Q 74,937.72	4.55%
2.4	Neopreno y anclajes	U	Q 1,960.67	8	Q 15,685.39	0.95%
2	Subestructura					
3.1	Vigas Internas	U	Q 84,615.70	2	Q 169,231.40	10.29%
3.2	Vigas Externas	U	Q 81,023.67	2	Q 162,047.34	9.85%
3.3	Diafragmas Internos	mL	Q 2,700.95	15.6	Q 42,134.83	2.56%
3.4	Diafragmas Externos	mL	Q 2,373.78	15.6	Q 37,031.04	2.25%
3.5	Losa	m ²	Q 3,666.52	117	Q 428,982.84	26.07%
3.6	Barandales	U	Q 2,504.25	16	Q 40,068.07	2.44%
3.7	Junta de Calzada	mL	Q 864.21	15.6	Q 13,481.66	0.82%
Total					Q 1,645,358.08	100.00%

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN COLONIA LA NAVIDEÑA

3.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en diseñar un muro de contención que cubra 48,30 metros lineales y tenga una altura de 6,10 metros para evitar el colapso del talud que se encuentra en la colonia La Navideña, que según resultados de ensayos realizados a muestras inalteradas está constituido por arena limosa.

El tipo de muro por utilizar será un muro en voladizo, es decir, un muro de concreto armado. A lo largo de este se dejarán juntas de construcción a cada tres metros, por lo que estará compuesto por 16 módulos. Así mismo, el muro contará con un sistema de drenaje para evitar la acumulación entre el talud y este, y así evitar la saturación del suelo.

3.2. Ensayos de laboratorio de suelos necesarios

Para diseñar un muro de contención, es necesario conocer los parámetros básicos del suelo, es decir el peso específico, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo; los cuales son parámetros de resistencia al corte.

3.2.1. Resistencia al corte

La resistencia al corte, s , de un suelo en términos del esfuerzo efectivo es:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Donde:

σ = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

C = cohesión del suelo

ϕ = ángulo de fricción interna

A esta ecuación se le conoce como el criterio de falla de Mohr-Coulomb. El valor de c para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero y para arcillas sobre consolidadas el valor de c es mayor a cero.

Para la mayoría de los trabajos de rutina, los parámetros de la resistencia al corte, es decir c y ϕ , son determinados por medio de pruebas estándar de laboratorio, dentro de las cuales podemos mencionar la prueba de compresión triaxial.

3.2.2. Prueba de compresión triaxial

La prueba de compresión triaxial consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara transparente.

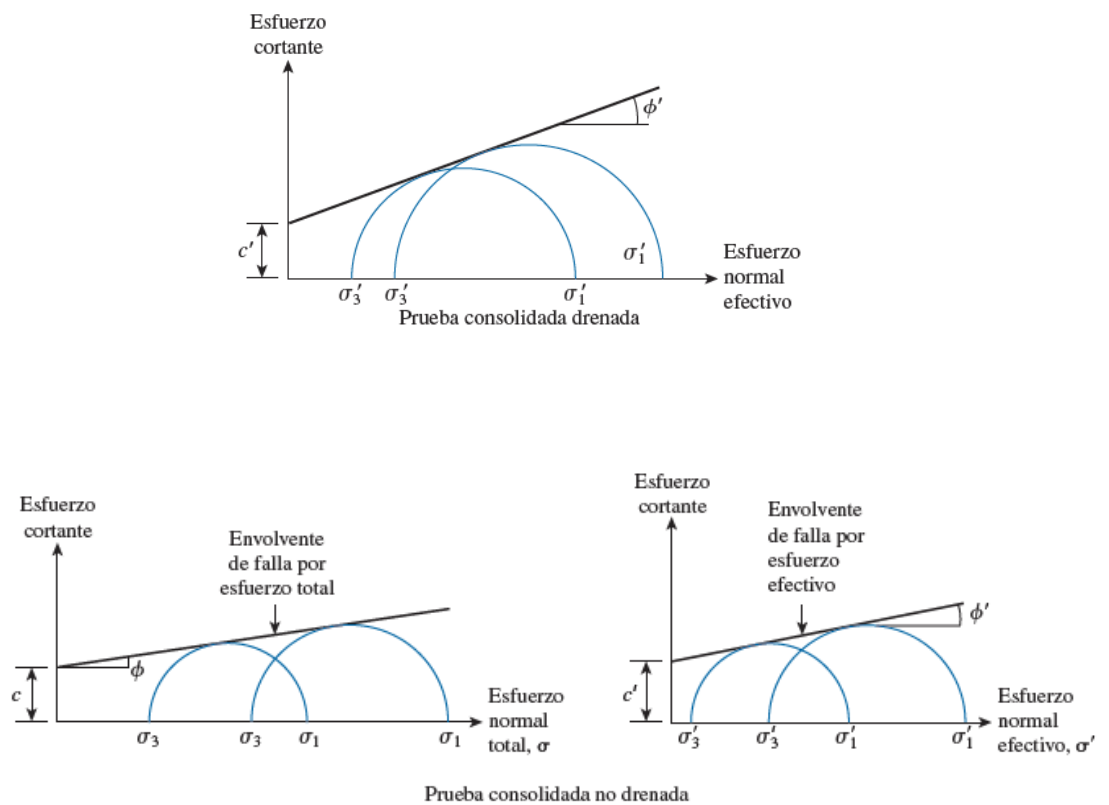
Se aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara. Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra para provocar la falla ($\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_f$).

Puede permitirse el drenaje de la muestra o detenerse, dependiendo de la condición de la prueba. Para arcillas se pueden efectuar tres tipos de pruebas con el equipo triaxial:

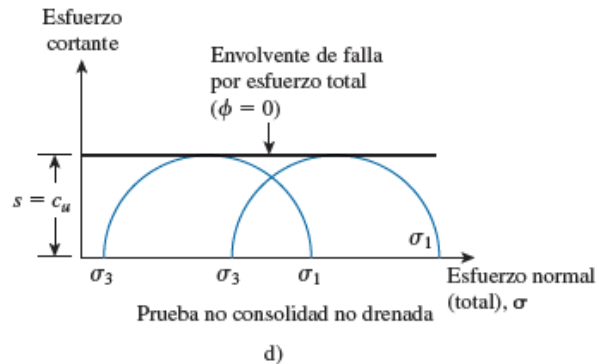
- Prueba consolidada drenada (prueba CD)
- Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
- Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

Los parámetros de resistencia cortante c y ϕ se obtienen dibujando el círculo de Mohr en la falla y trazando una tangente a los círculos. Esta es la envolvente de falla de Mohr – Coulomb.

Figura 28. **Esquemas de pruebas consolidada drenada, consolidada nodrenada y no consolidada no drenada**



Continuación figura 28.



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 49.

3.3. Teoría de presión de suelos

Con el objeto de calcular las fuerzas a las que está sometido el muro de contención, es necesario conocer las presiones ejercidas por el suelo sobre el muro. Existen varias teorías sobre la presión ejercida por el suelo, las cuales se fundamentan en la hipótesis de que los suelos forman una masa granular completamente desprovista de cohesión y cada clase de suelo tiene un ángulo propio de reposo o talud natural.

3.3.1. Ángulo de talud natural

Es el ángulo límite bajo el cual la componente del peso de una partícula de suelo, carentes de cohesión, es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra, Es decir, el rozamiento o fricción entre las partículas es suficiente para impedir que las mismas rueden unas sobre otras. Se designa con la letra griega ϕ (ϕ).

3.3.2. Cohesión

Es la fuerza interior que actúa entre las partículas del suelo, evitando que rueden libremente unas sobre otras, es decir, es la fuerza que les da coherencia.

En realidad, no existen suelos perfectamente incoherentes, aunque las teorías para calcular el empuje asumen masas de tierra sin cohesión tratando de emular el caso más crítico, puesto que mientras más cohesivo sea el suelo este producirá menos empuje.

La cohesión hace que, al existir un muro de contención, el plano de falla ya no sea el talud natural del terreno, sino que el mismo se transforma a otro con un volumen menor de suelo el cual producirá una fuerza de empuje menor.

3.3.3. Sobrecargas

Se dice que existen sobrecargas, cuando sobre el terreno del muro actúan cargas adicionales. Estas sobrecargas provocan presiones adicionales sobre el muro, las cuales deben ser previstas reemplazando el peso de la carga por una sobrecarga equivalente de relleno.

3.3.4. Empujes

Se denomina empuje, a la acción que ejerce el suelo sobre el muro. Los empujes pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Empuje activo: es el empuje que realiza la tierra que está siendo retenida por el muro.

- Empuje pasivo: el empuje pasivo contrarresta la acción del empuje activo y es producido por el terreno que absorbe la acción producida por la estructura del muro.

3.4. Teorías de empuje de tierras

La presión o empuje que ejerce un relleno de tierra contra un muro de contención puede calcularse a través de diferentes teorías, diagramas o reglas que tengan una base en empírica y en parte teórica.

3.4.1. Teoría de Rankine del empuje de tierra

La teoría de Rankine parte del estudio de un depósito idealizado de arena seca sin cohesión y de superficie superior horizontal. La arena se prolonga hasta el infinito en direcciones horizontales y a profundidad también infinita.

La teoría de Rankine parte de la suposición de las siguientes condiciones:

- Suelo isotrópico y homogéneo
- La superficie de falla es plano
- No existe fricción entre el suelo y el muro
- La masa que falla actúa como un cuerpo rígido
- La dirección del empuje es paralela al talud del terreno
- El talud se prolonga indefinidamente
- Se considera al suelo sin cohesión, $C=0$
- Se considera que el suelo está en un estado de equilibrio plástico

En un punto A del interior del depósito, la presión vertical sobre un plano horizontal es:

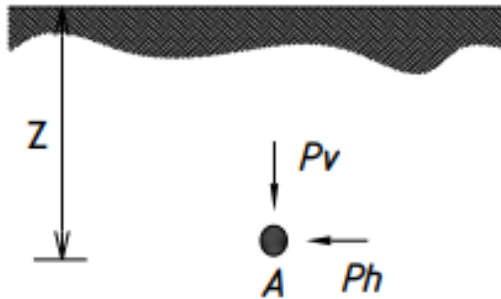
$$P_v = \gamma z$$

Donde:

γ = peso volumétrico del suelo

z = profundidad

Figura 29. **Esfuerzos en el punto A debajo de la superficie horizontal**



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 49.

La presión horizontal sobre un plano vertical, se considera que es:

$$P_h = K_o P_v$$

$$P_h = K_o \gamma v$$

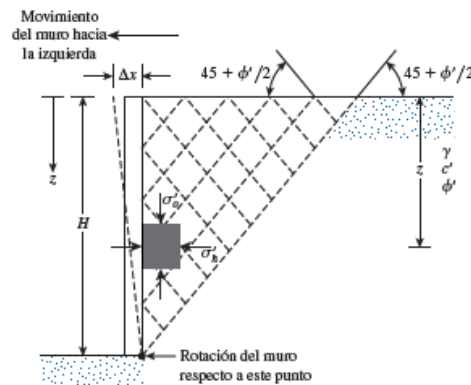
Donde:

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo

3.4.2. Presión activa de tierra de Rankine

Si un muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx , como se muestra en la figura 30, la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad disminuirá. Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal σ'_h , a la profundidad z será igual a $K_o \sigma'_o (=K_o \gamma z)$ cuando Δx es cero. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ'_h será menor que $K_o \sigma'_o$.

Figura 30. Presión activa de Rankine



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 329.

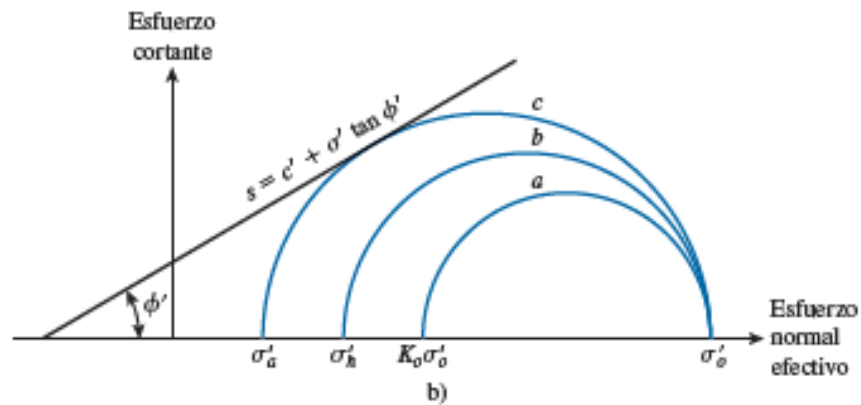
Los círculos de Mohr correspondientes a los desplazamientos del muro de $\Delta x=0$ y $\Delta x > 0$ se muestran como los círculos a y b, respectivamente, en la figura 28. Si el desplazamiento del muro, Δx , sigue aumentando, el círculo de Mohr

correspondiente finalmente tocará la envolvente de falla de Mohr – Coulomb definida por la ecuación:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Este círculo, marcado c en la figura representa la condición de falla en la masa de suelo; entonces el esfuerzo horizontal es igual a σ'_a , y se refiere como presión activa de Rankine. Entonces las líneas de deslizamiento (planos de falla) en la masa de suelo formarán ángulos de $\pm(45 + \phi'/2)$ con la horizontal, como se muestra en la figura 31.

Figura 31. **Envolvente de falla de Mohr – Coulomb para la presión activa de Rankine**



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 329.

Para el círculo de Mohr c en la figura 28, el esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_v$ y el esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \sigma_a$, por lo tanto:

$$\sigma'_0 = \sigma'_a \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_0}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)} - \frac{2c'}{\tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)}$$

O

$$\begin{aligned} \sigma'_a &= \sigma'_0 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \sigma'_0 K_a - 2c' \sqrt{K_a} \end{aligned}$$

Donde: $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$ = coeficiente de presión activa de Rankine.

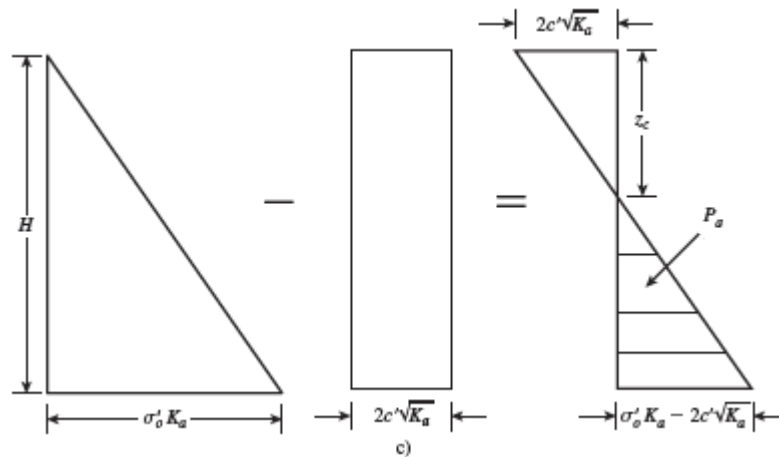
La variación de la presión activa con la profundidad para el muro que se muestra en la figura 32. Se observa que $\sigma'_0 = 0$ en $z = 0$ y $\sigma'_0 = \gamma H$ en $z = H$. En la distribución de la presión se muestra que en $z = 0$ la presión activa es igual a $-2c' \sqrt{K_a}$, lo que indica un esfuerzo de tensión que disminuye con la profundidad y se vuelve cero a una profundidad de $z = z_c$, o.

$$\gamma z_c K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0$$

Y

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

Figura 32. Diagrama de presión activa sobre el muro



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 329.

A la profundidad z_c se le suele referir como profundidad de la grieta de tensión, debido a que el esfuerzo de tensión en el suelo a la larga ocasionará una grieta a lo largo de la interfaz suelo-muro. Así pues, la fuerza activa total de total de Rankine por longitud unitario del muro antes de que ocurra la grieta de tensión es:

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \int_0^H \gamma z K_a dz - \int_0^H 2c' \sqrt{K_a} dz$$

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c' H \sqrt{K_a}$$

Después de que aparece la grieta de tensión, la fuerza por longitud unitaria sobre el muro se ocasionará solo por la distribución de la presión entre las

profundidades $z = z_c$ y $z = H$, como se muestra mediante el área sombreada en la figura 29. Esta fuerza se puede expresar así:

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a})$$

O

$$P_a = \frac{1}{2}\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)(\gamma H K_a - 2c'\sqrt{K_a})$$

3.5. Estructuras de contención

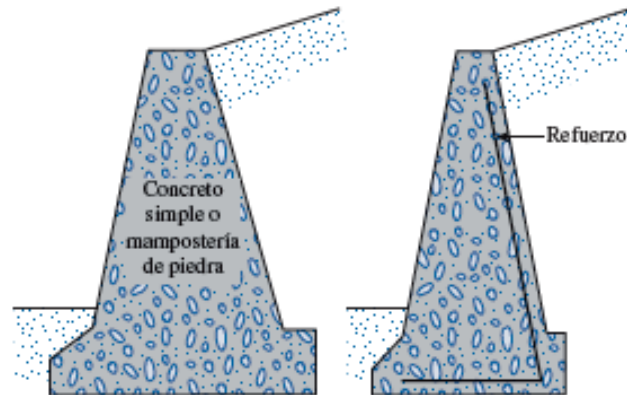
Algunas de las estructuras de contención más utilizadas son:

3.5.1. Muros de contención de gravedad

Los muros de contención de gravedad se construyen con concreto simple o con mampostería de piedra. Su estabilidad depende de su peso propio y de cualquier suelo que repose sobre la mampostería. Este tipo de construcción no es económica para muros altos.

En muchos casos, se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros. A esos muros se les refiere por lo general como muros de semigravedad.

Figura 33. **Muros de contención de gravedad**

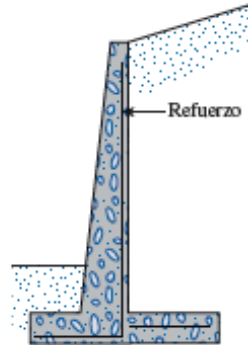


Fuente: BRAJA M. Das *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 376.

3.5.2. **Muros de contención en voladizo**

Los muros de contención en voladizo están hechos de concreto armado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura aproximadamente 8 metros.

Figura 34. **Muro de contención en voladizo**

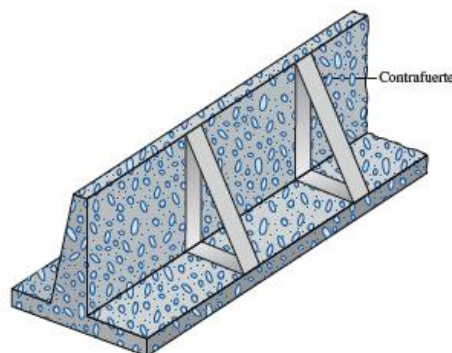


Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 376.

3.5.3. **Muros de contención con contrafuertes**

Los muros de contención con contrafuertes son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas de concretos verticales delgadas conocidas como contrafuertes, que anclan entre sí el muro y la base. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortante y flexionante.

Figura 35. **Muro de contención con contrafuertes**



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 376.

3.5.4. Muros de mampostería

Son muros generalmente contruidos de bloques de concreto y tienen columnas a cada cierta distancia. Dentro de cada bloque se funden pines de acero que ayudan a contrarrestar la fuerza de empuje sobre el muro. Tienen la desventaja de ser costosos y de necesitar mano de obra especializada para su construcción.

3.5.5. Tablaestacas

La construcción de este tipo de muros se hace recomendable en aquellas ocasiones en las que el nivel de agua es muy alto, o el suelo en el que se sustentará la obra es demasiado blando. Consisten en piezas de madera o metal que se hincan en el pie del talud y se fijan en su parte superior por medio de tensores que se anclan en su parte superior a bloques de concreto.

3.6. Resultados de las pruebas de laboratorio

Con la finalidad de conocer sus características del suelo que necesita ser retenido por el muro, se realizó un ensayo de compresión triaxial con lo que también se pretende averiguar los parámetros de resistencia al corte.

Se procedió a tomar una muestra con volumen de 1 pie cúbico de material, para lo cual se excavó a una profundidad de 1,50 metros. Luego de tallar la muestra se procedió a aplicar una capa de parafina derretida, con lo cual se pretende que las características de la muestra permanezcan inalteradas.

Figura 36. **Extracción de muestra inalterada**



Fuente: elaboración propia.

Luego de llevar la muestra al laboratorio para su previo ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado
Descripción del suelo:	Arena limosa color café
Profundidad:	1,50 metros
Peso específico:	1,20 Ton/m ³
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 22,93^\circ$
Cohesión:	$c = 0,00 \text{ Ton/m}^2$

El diagrama de Mohr, así como la envolvente de falla y los demás resultados de la prueba triaxial, se muestran en el anexo 1, en el reporte de laboratorio proporcionado por la Sección Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones

de Ingeniería de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Debido a que la muestra No.1 muestra una cohesión de 0, se tomó la decisión de extraer una segunda muestra a la cual se le iba a estabilizar con cal y curarlo a diferentes intervalos de días (7, 14, 28 días) con la finalidad de aumentar la cohesión, los resultados del laboratorio nos arrojaron los siguientes resultados:

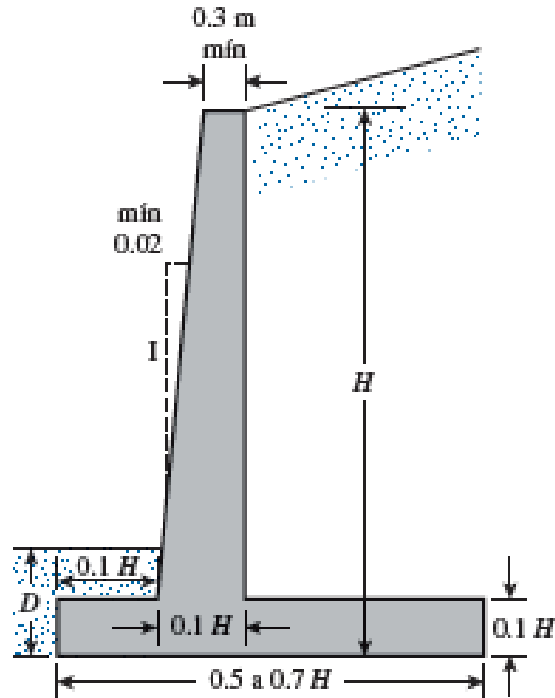
Tipo de ensayo:	No consolidado no drenado
Descripción del suelo:	Arena limosa color café + 4 % de cal
Profundidad:	1,50 metros
Peso específico:	1,30 Ton/m ³
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 26,22^\circ$
Cohesión:	$c = 5,47 \text{ Ton/m}^2$

3.7. Dimensionamiento de muro de contención

Al momento de diseñar un muro, se hace necesario proponer algunas de las dimensiones, esto permitirá revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

La figura 37 muestra las proporciones generales de varios componentes de muros, que se utilizan en las revisiones iniciales.

Figura 37. Dimensiones de muros de contención en voladizo



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 378.

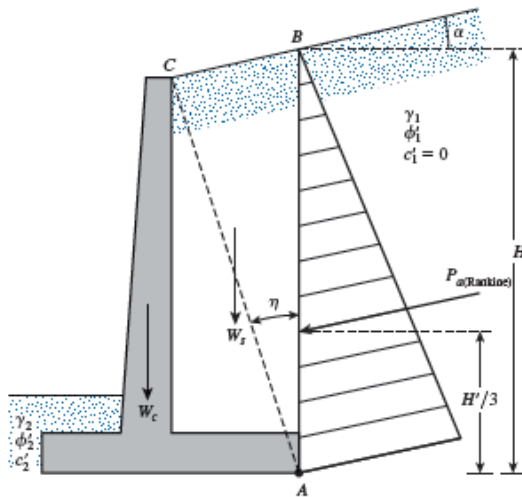
3.8. Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

Para usar las teorías de presión lateral, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En nuestro caso, muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de tierra de Rankine para las revisiones de estabilidad comprende trazar una línea vertical AB por el punto A , ubicado en el borde del talón de la losa de base en la figura 38. La condición activa de Rankine se supone que existe a lo largo del plano vertical AB .

Luego se pueden utilizar las ecuaciones de la presión de tierra de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara AB del muro. El análisis de la

estabilidad del muro se debe tomar en cuenta la fuerza $P_{a(Rankine)}$, el peso del suelo arriba del talón y el peso W_c del concreto.

Figura 38. Teoría de la presión lateral de tierra de Rankine



Fuente: Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 380.

3.8.1. Revisión de la estabilidad

Un muro de contención puede fallar en cualquiera de las siguientes formas:

- Volcarse respecto de su punta.
- Deslizarse a lo largo de su base.
- Puede fallar debido a la pérdida de su capacidad de soporte de carga del suelo que soporta la base.
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento de un suelo débil.
- Puede experimentar un asentamiento excesivo.

Revisión por volteo

En la figura 39 se muestran las fuerzas que actúan sobre un muro de contención en voladizo, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano vertical AB trazado a través del talón de la estructura P_p es la presión pasiva de Rankine.

El factor de seguridad contra el volteo respecto de la punta, es decir del punto C en la figura 39, se puede expresar como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

Donde:

$\sum M_R$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto C.

$\sum M_o$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo del muro respecto del punto C.

El momento de volteo es:

$$\sum M_o = P_h = \left(\frac{H'}{3} \right)$$

Donde $P_h = P_a \cos \alpha$

Para el cálculo del momento resistente, $\sum M_R$ (ignorando P_p), se puede elaborar una tabla como la tabla XIV. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto son fuerzas que contribuyen al momento resistente. La fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a , O

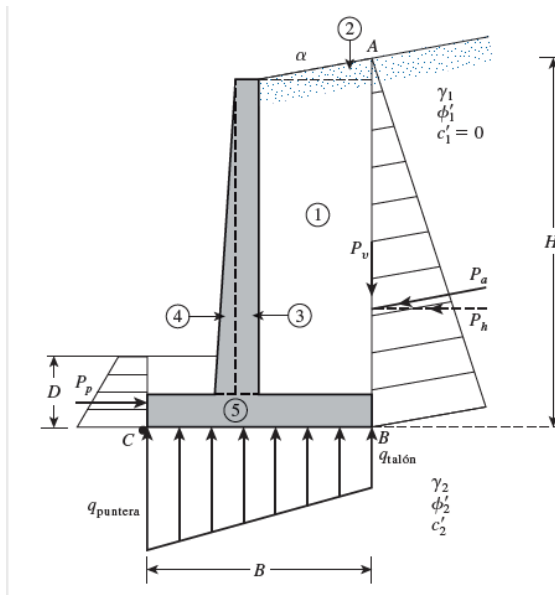
$$P_v = P_a \text{sen } \alpha$$

El momento de la fuerza P_v respecto de C es:

$$M_v = P_v B = P_a \text{sen } \alpha B$$

Donde B es el ancho de la losa de base.

Figura 39. Revisión por volteo



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 383.

Una vez se conoce $\sum M'_R$, se puede calcular el factor de seguridad con:

$$FS_{volteo} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)}$$

El valor mínimo deseable usual del factor de seguridad respecto de la falla por volteo es de 2 a 3.

Tabla XIV. **Procedimiento para el calcular $\sum MR$**

Sección	Área	Peso/longitud unitaria del muro	Brazo de momento medido desde C	Momento respecto de C
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_3 \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_4 \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_5 \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_6 \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		$\sum V$		$\sum M_R$

Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 384.

3.8.2. Revisión por deslizamiento

El factor de seguridad contra el deslizamiento se puede expresar mediante la ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F'_R$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se puede representar como:

$$s = \sigma' \tan \delta' + Bc'_a$$

Donde:

δ' = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

c'_a = adhesión entre el suelo y la losa de base

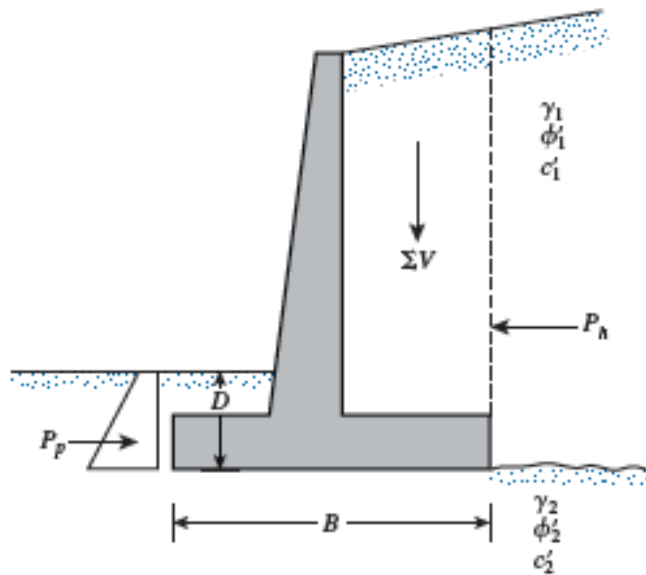
Así pues, la fuerza resistente máxima que se puede derivar del suelo por longitud unitaria del muro a lo largo del fondo de la losa de base es:

$$\sum F'_R = (\sum V) \tan \delta' + Bc'_a + P_P$$

La única fuerza horizontal que tenderá a causar que el muro se deslice (una fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa P'_a , por lo tanto,

$$\sum F_d = P_a \cos\alpha$$

Figura 40. **Revisión por deslizamiento a lo largo de la base**



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 385.

Entonces, el factor de seguridad contra deslizamiento se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

En general se requiere un factor de seguridad mínimo en contra el deslizamiento. En muchos casos, la fuerza pasiva P_p se ignora al calcular el factor de seguridad respecto del deslizamiento. Se puede escribir $\delta' = k_1\phi'_2$ y $c'_a = k_2c'_2$. En la mayoría de los casos, k_1 y k_2 están entre 1/2 a 2/3 por consiguiente:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\sum V) \tan(k_1\phi'_2) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

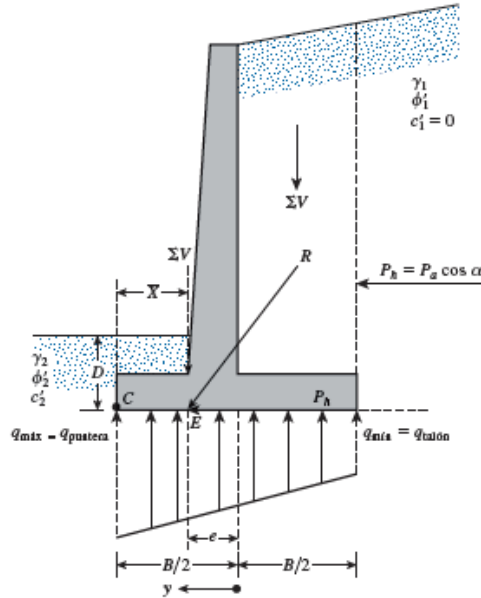
Se requiere que el factor de seguridad no sea menor a 1,5, por lo tanto $FS_{deslizamiento} > 1,5$. Cuando en algunos casos no se obtiene un factor mayor a 1,5, es necesario colocar un dentellón en la base con lo cual se incrementará la resistencia al deslizamiento.

Revisión de falla por capacidad de apoyo

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base hacia el suelo se muestra en la figura 41.

Se puede observar que q_{pie} y q_{talon} son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y el talón.

Figura 41. **Revisión por falla de capacidad de apoyo**



Fuente: BRAJA M. Das. *Principio de ingeniería de cimentaciones*. p. 388.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa base es ΣV y la fuerza horizontal P_h es $P_a \cos \alpha$, sea R la fuerza resultante que viene dada por la expresión:

$$R = \Sigma V + P_a \cos \alpha$$

Entonces, el momento neto de estas fuerzas respecto del punto C en la figura 41 es:

$$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o$$

Estos valores fueron previamente determinados, en la revisión por volteo. Considerando que la línea de acción de la resultante R interseca la losa de base en E. Entonces la distancia es:

$$CE = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\Sigma V}$$

De aquí, la excentricidad de la resultante R se puede expresar como:

$$e = \frac{B}{2} - CE$$

La distribución de la presión debajo de la losa de base se puede determinar usando principios físicos simples de la mecánica de materiales. Primero se tiene:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{veto} \gamma}{I}$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{momento} = (\Sigma V)e$$

$$I = \text{momento de inercia por longitud unitaria de la sección de la base} = \frac{1}{12}(1)(B^3)$$

Para las presiones máxima y mínima se tiene:

$$q_{m\acute{a}x} = q_{talon} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

De manera similar

$$q_{\min} = q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Cuando el valor de la excentricidad, e , es mayor que $B/6$ el valor de q_{\min} resulta negativo. Así pues, habrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón. Este esfuerzo no es deseable, ya que la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si en el análisis de un diseño se tiene que $e > B/6$, el diseño se debe volver a medir y los cálculos se tienen que rehacer.

Para calcular el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga, es necesario calcular la capacidad de carga última de la cimentación, utilizando la teoría de capacidad de Terzaghi. Esta teoría sugiere que para una cimentación corrida existe debajo de la misma una falla por esfuerzo cortante cuyo efecto puede suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva igual a $q = \gamma D_f$ donde γ es el peso específico del suelo.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última de la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$, sobrecarga afectiva equivalente

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales

La ecuación anteriormente descrita, es válida únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares, pero aplica para cimentaciones de tipo rectangular ($0 < B/L < 1$). Además, esta ecuación tampoco toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla ni la posibilidad de que la carga sobre la cimentación presente alguna inclinación.

Para tomar en cuenta los factores posibles, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de la ecuación general de la capacidad de carga:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

B = ancho de cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada utilizando la ecuación general de la capacidad de carga, el factor de seguridad por capacidad de carga se determina así:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

Generalmente, se requiere un factor de seguridad de 3, es decir $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$.

3.9. Diseño de muro de contención

Los parámetros para el diseño del muro de contención son los siguientes:

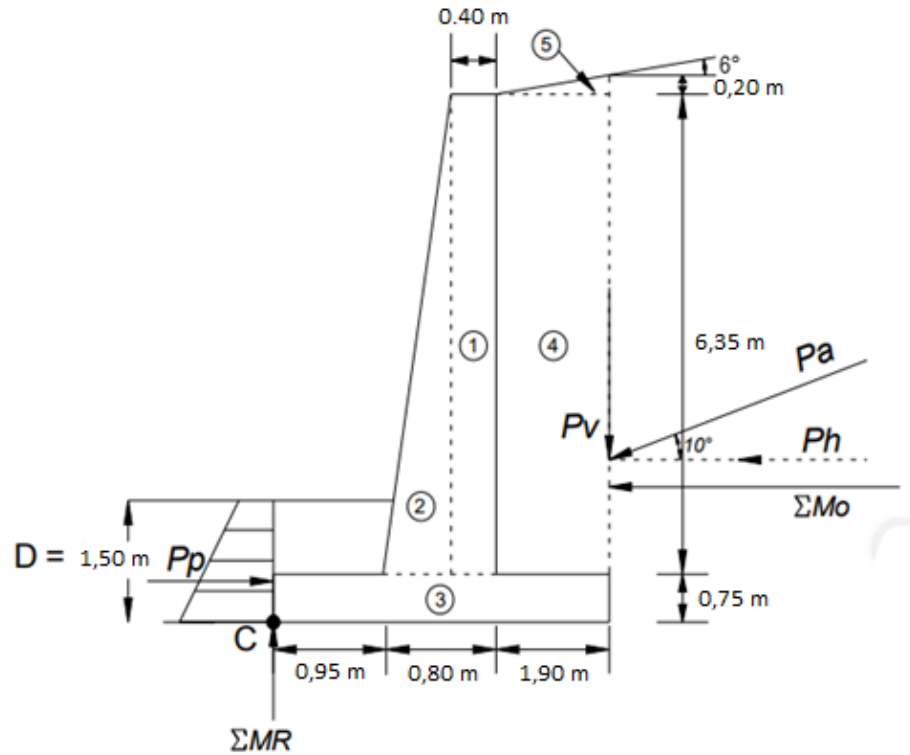
3.9.1. Parámetros de diseño

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,30 \text{ T/m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 26,22^\circ$
Cohesión:	$c = 5,47 \text{ T/m}^2$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2,40 \text{ T/m}^3$
f'c:	352 Kg/cm^2
fy:	2810 Kg/cm^2

3.9.2. Dimensionamiento

En la figura 42 se muestra las dimensiones propuestas para realizar el análisis del diseño.

Figura 42. Dimensionamiento propuesto



Fuente: elaboración propia.

3.9.3. Revisión de la estabilidad

Haciendo referencia a la figura 42, se calcula la altura total del muro H_T , así como las fuerzas activas, P_a y pasivas, P_p de la siguiente manera:

$$H_T = 0,20 + 6,35 + 0,75$$

$$H_T = 7,30$$

Calculando los coeficientes de empuje de tierra de Rankine:

$$K_a = \cos(10) \frac{\cos(10) - \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(26,22)}}{\cos(10) + \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(26,22)}}$$

$$K_a = 0,41$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,47} = 2,44$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud es igual a:

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * H_t^2 * K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} (1,30) * (7,30)^2 * (0,41)$$

$$P_a = 14,20 \text{ Ton/m}$$

Las componentes vertical P_v y horizontal, P_H de la fuerza activa de Rankine son:

$$P_v = (14,20)\text{sen}(10) = 2,47 \text{ Ton./m}$$

$$P_H = (14,20)\text{cos}(10) = 13,99 \text{ Ton./m}$$

Factor de seguridad contra volteo.

El factor de seguridad contra volteo se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

Para calcular el momento resistente se hace por medio de la siguiente tabla:

Tabla XV. **Cálculo de momento resistente**

Sección	Área (m ²)	Peso/longitud unitaria del muro (T/m)	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento respecto a C (T-m)
1	2,54	6,10	1,55	9,45
2	1,27	3,05	1,22	3,71
3	2,74	6,57	1,83	11,99
4	12,07	15,68	2,70	42,35
5	0,19	0,25	3,02	0,75
Pv		2,47	3,65	9,00
		$\Sigma V=34,11$		$\Sigma MR=77,24$

Fuente: elaboración propia.

El momento de volteo, M_o , se calcula de la siguiente manera:

$$M_o = P_h \left(\frac{H_T}{3} \right) = 13,99 * \left(\frac{7,30}{3} \right) = 34,03 \text{ Ton} - \text{m}$$

El factor de seguridad será entonces:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = \frac{77,24}{34,03} = 2,27 > 2$$

Como $FS_{(\text{volteo})} > 2$ se concluye que sí chequea por volteo.

Factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento está dado por:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_2) + B k_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Entonces, sea $K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$. Calculando la fuerza pasiva de Rankine se obtiene:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s D^2 + 2C \sqrt{K_p} D$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2,44)(1,30)(1,50)^2 + 2(5,47)(\sqrt{2,44})(1,50) = 29,20 \text{ Ton/m}$$

$$FS_{des} = \frac{(38,07) \tan\left(\left(\frac{2}{3}\right)(26,22)\right) + (3,65) \left(\frac{2}{3}\right) (5,47) + 29,97}{13,99 (10)}$$

$$F_s(\text{des}) = 3,81 > 1,50$$

Como $FS_{(\text{deslizamiento})} > 1,50$ se concluye que si chequea por deslizamiento.

Factor de seguridad contra capacidad de apoyo.

Se determina primero la excentricidad a la que la resultante de las fuerzas verticales actúa sobre la base de la losa, de la siguiente manera:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V}$$

$$e = \frac{3,65}{2} - \frac{77,24 - 34,03}{34,11} = 0,56$$

$$B/6 = 3,65/6 = 0,61$$

$$e < B/6$$

Calculando $q_{\text{máx}}$ y q_{min} se obtiene:

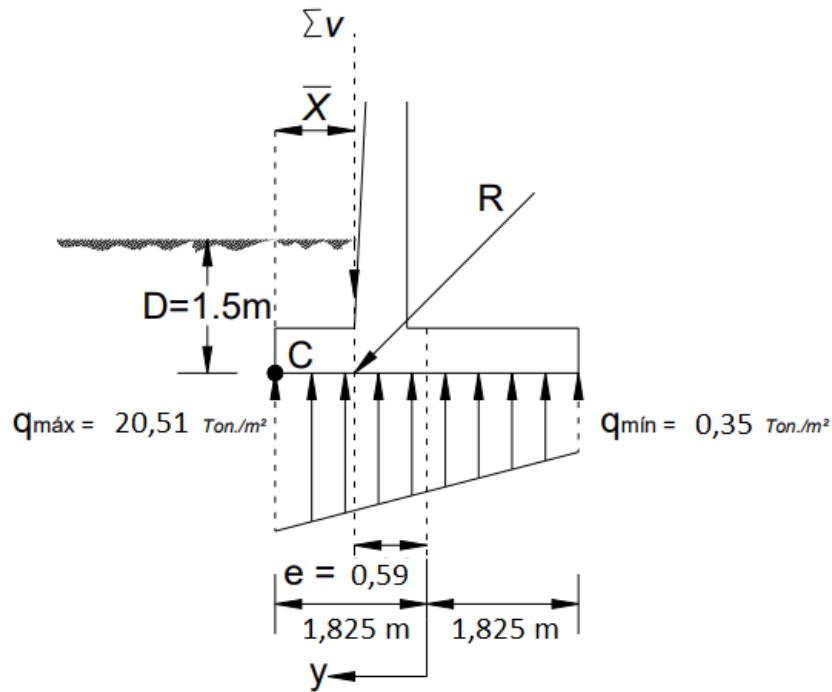
$$q_{\text{max}} = q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{34,11}{3,35} * \left(1 + \frac{6(0,56)}{3,35}\right) = 17,92 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{talon}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{34,11}{3,35} * \left(1 - \frac{6(0,56)}{3,35}\right) = 0,77 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 43. **Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

Se procede a calcular la capacidad última del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Calculando los factores de capacidad de carta, para $\phi=26,22^\circ$

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{26,22}{2}\right) = 12,14$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi = (12,14 - 1)\cot(26,22) = 22,61$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1)\tan\phi = 2(12,14 + 1)\tan(26,22) = 12,94$$

Se calcula también:

$$q = \gamma D = (1,30)(1,50) = 1,95 \text{ Ton/m}^2$$

$$B' = B - 2e = (3,65 - 2(0,56)) = 2,53 \text{ m}$$

Debido a que se trata de una cimentación continua los factores de forma F_{CS} , F_{qs} , y $F_{\gamma s}$, vamos a suponer que son iguales a 1.

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,40 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0,40 \left(\frac{1,50}{2,47} \right) = 1,24$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - 2\text{sen}\phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 2\tan(26,22)(1 - 2\text{sen}(26,22))^2 \left(\frac{1,50}{2,47} \right) \\ = 1,008$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos\alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{17,26 \cos(10)}{34,11} \right) = 22,29^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{22,29}{90^\circ} \right)^2 = 0,57$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{22,29}{26,22}\right)^2 = 0,022$$

Capacidad última de carga del suelo:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (5,47)(22,61)(1)(1,24)(0,57) + (1,95)(12,14)(1)(1,008)(0,57) + \frac{1}{2}(1,30)(2,53)(12,94)(1)(1)(0,022)$$

$$q_u = 139,47 \text{ Ton/m}^2$$

Una vez determinada la capacidad última de carga del suelo, se procede a calcular el factor de seguridad.

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = q_u / q_{\text{máx}}$$

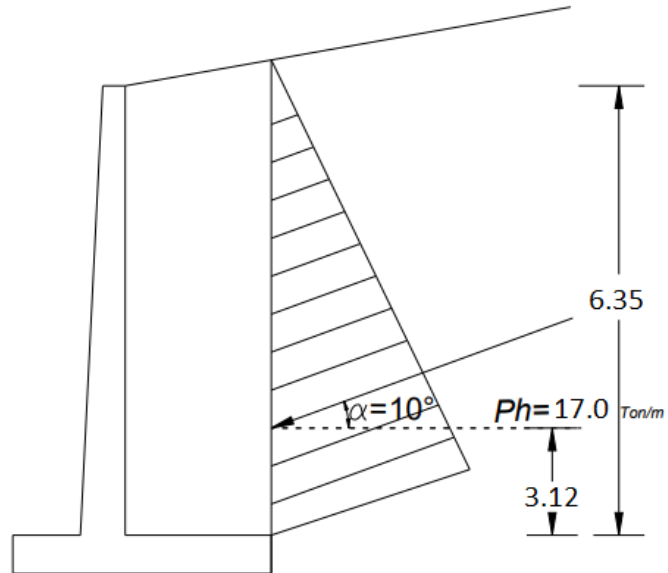
$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{139,47}{17,92} = 7,78$$

Como $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$, se concluye que si chequea contra falla por capacidad de apoyo.

3.9.4. Diseño del armado de muro

Se procede a calcular las fuerzas que actúan sobre la cortina las cuales se presenta en la figura 44.

Figura 44. Fuerzas que actúan en la cortina



Fuente: elaboración propia.

Calculando el peralte efectivo de la siguiente manera:

$$d = t - R - \phi/2$$

Asumiendo un diámetro de varilla de acero No. 6, tenemos:

$$d = 80 - 7 - 1,91/2 = 72,05 \text{ cm}$$

Procedemos a realizar el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada

ϕV_n = resistencia al cortante de diseño

$$V_u = 1,7 * 13,99 = 23,78 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_n = 2 * 0,85 * \sqrt{352} * 100 * 72,05 = 229,79 \text{ Ton/m}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$23,78 \leq 229,79$$

Procedemos a realizar el chequeo por flexión:

$$M_u = 1,7 * P_h * \frac{H}{3}$$

$$M_u = 1,7 * 13,99 * \frac{6,35}{3} = 50,33 \text{ Ton - m}$$

Calculando el área de acero requerida para el momento último:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 352 * 100 * 72,05}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 50326 * 100}{0,9 * 0,85 * 352 * 100 * 72,05^2}} \right)$$

$$A_s = 28,14 \text{ cm}^2$$

Ahora calcularemos el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 72,05 = 36,15 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 7 ($A_v = 3,88 \text{ cm}^2$)

$$\text{No de varillas} = \frac{36,15}{3,88} = 9,32 \text{ varillas}$$

Separación:

$$\frac{100}{9,32} = 10,73$$

Utilizaremos varilla de acero No. 7 @ 10 cm en ambas direcciones

Acero por temperatura:

$$A_{s_t} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s_t} = 0,0018 * 40 * 72,05$$

$$A_{s_t} = 12,97 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 5 ($A_v = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$\text{No. de varillas} = \frac{12,97}{1,98} = 6,55$$

Separación:

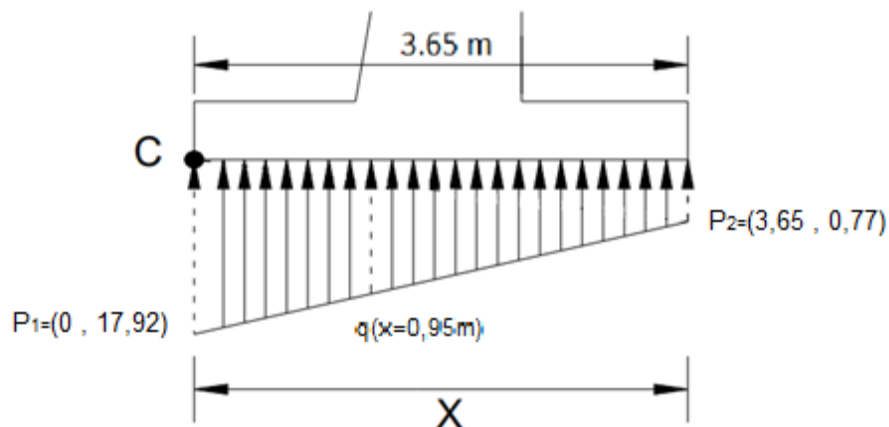
$$S = \frac{100}{6,55} = 15,26$$

Utilizaremos varilla de acero No. 5 @ 15 cm en ambas direcciones

Diseño del armado de la losa de base

Para determinar la carga que actúa a lo largo de la parte inferior de la base de cimentación y tomando en cuenta que el diagrama de carga distribuida bajo la losa es lineal, plantearemos la siguiente ecuación que nos ayudará a determinar la carga q en cualquier distancia x medida desde el punto C de la figura 45.

Figura 45. **Distribución de cargas bajo la losa de la base**



Fuente: elaboración propia.

Tomando como origen el punto C se tiene lo siguiente:

Punto 1= (0, qmax) = (0, 17,92)

Punto 2= (3,65, qmin) = (3,65 , 0,77)

$$m = \frac{(q_1 - q_0)}{(x_1 - x_0)} = \frac{0,77 - 17,92}{3,65 - 0} = -4,70$$

Sustituyendo el valor de la pendiente en la forma punto pendiente de la ecuación de la recta se obtiene:

$$q - q_0 = m(x - x_0)$$

$$q - 17,92 = -4,70(x - 0)$$

$$q = 17,92 - 4,70x$$

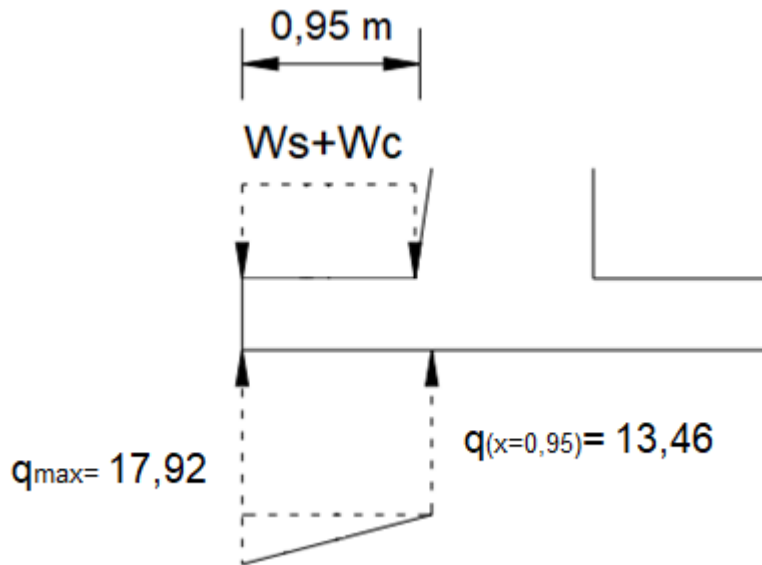
Diseño del armado del puntal

Primero procederemos a calcular la carga bajo la sección de la losa del puntal, para una distancia de $x = 0,95$ m

$$q = 17,92 - 4,70(0,95) = 13,46 \text{ ton/m}^2$$

Continuaremos calculando la carga total que actúa bajo la losa del puntal, haciendo la sumatoria de las áreas que forman del diagrama de cargas, mostrando den la figura 46.

Figura 46. Diagrama de cargas de la losa del puntal



Fuente: elaboración propia.

Procedemos a calcular el peso de la sección de la losa del puntal y de la porción de suelo sobre esta:

$$W_c = (0,95)(0,75)(2,4) = 1,71 \text{ Ton/m}$$

$$W_s = (0,95)(1,5 - 0,75)(1,3) = 0,93 \text{ Ton/m}$$

$$q_1 = (0,95)(13,46) = 12,78 \text{ Ton/m}$$

$$q_2 = 1/2(0,95)(17,95 - 13,46) = 2,12 \text{ Ton/m}$$

Ahora calcularemos el momento último:

$$M_u = 1,7 \left(12,78 * \left(\frac{0,95}{2} \right) + 2,12 \left(\frac{0,95}{3} \right) \right) - 0,9 \left((1,71 + 0,93) \left(\frac{0,95}{2} \right) \right)$$

$$M_u = 10,34 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cálculo del peralte efectivo, suponiendo un diámetro de acero No. 4

$$d = (75 - 7,5 - 1,27/2) = 67,37 \text{ cm}$$

Procedemos a hacer el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada

ϕV_n = resistencia al cortante de diseño

$$V_u = 1,7(12,78 + 2,12) - 0,9(0,93 + 1,71) = 22,97 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_n = 2 * 0,85 * \sqrt{352} * 100 * 67,37 = 214,86$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$22,97 \leq 214,86$$

Calculando el área de acero requerida para el momento último:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 352 * 100 * 67,37}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 10338,53 * 100}{0,9 * 0,85 * 352 * 100 * 67,37^2}} \right)$$

$$A_s = 6,09 \text{ cm}^2$$

Ahora calcularemos el acero mínimo y el momento por acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 67,37 = 33,80 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 7 ($A_v = 3,88 \text{ cm}^2$):

$$\text{No de varillas} = \frac{33,80}{3,88} = 8,71 \text{ varillas}$$

Separación:

$$\frac{100}{8,71} = 11,48 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla de acero No. 7 @ 11 cm en ambas direcciones.

Acero por temperatura:

$$A_{s_t} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s_t} = 0,0018 * 100 * 67,37$$

$$A_{s_t} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 5 ($A_v = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$\text{No de varillas} = \frac{12,13}{1,98} = 6,12 \text{ varillas}$$

Separación:

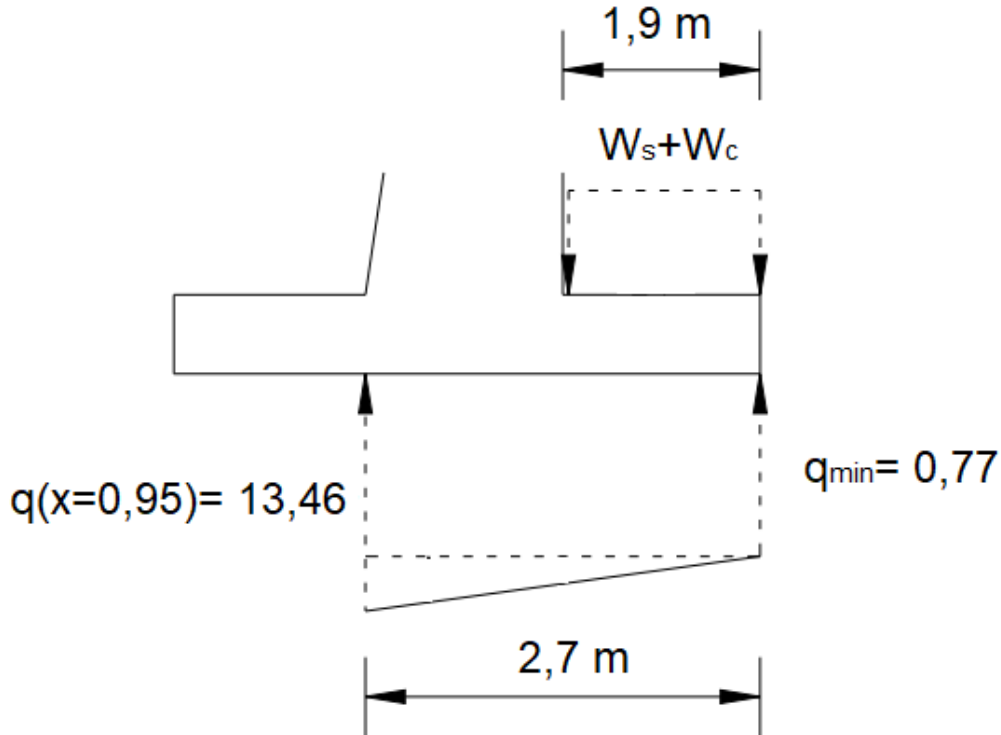
$$\frac{100}{6,12} = 16,34 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla de acero No. 5 @ 16 cm en ambas direcciones

Diseño del armado del talón

Ahora calcularemos las fuerzas que actúan bajo la sección de losa del talón, las cuales se muestran en la figura 47:

Figura 47. Diagrama de cargas en el talón



Fuente: elaboración propia.

Procedemos a calcular la fuerza total que actúa bajo la sección de la losa del talón:

$$q_1 = (2,7)(0,77) = 2,08 \text{ Ton/m}$$

$$q_2 = 1/2(2,7)(13,46 - 0,77) = 17,13 \text{ Ton/m}$$

$$q_t = 2,08 + 17,13 = 19,21 \text{ Ton/m}$$

Procedemos a calcular el peso de la sección de la losa del puntal y de la porción de suelo sobre esta:

$$W_c = (2,7)(0,75)(2,4) = 4,86 \text{ Ton/m}$$

$$W_s = (1,9)(6,35)(1,3) + 1/2(1,9)(0,2)(1,3) = 15,93 \text{ Ton/m}$$

$$W_t = 1,71 + 4,86 = 20,79 \text{ Ton/m}$$

Cálculo del peralte efectivo, suponiendo un diámetro de acero No. 4

$$d = (75 - 7,5 - 1,27/2) = 67,37 \text{ cm}$$

Procedemos a hacer el chequeo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u = 1,7(2,08 + 17,13) - 0,9(15,93 + 4,86) = 13,94 \text{ Ton/m}$$

$$\phi V_n = 2\phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_n = 2 * 0,85 * \sqrt{352} * 100 * 67,37 = 214,86$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$13,94 \leq 214,86$$

Ahora calcularemos el momento último:

$$M_u = 1,7 \left(2,08 * \left(\frac{2,7}{2} \right) + 17,13 \left(\frac{2,7}{3} \right) \right) \\ - 0,9 \left((4,86) \left(\frac{1,9}{2} \right) + 15,68 \left(\frac{1,9}{2} \right) + 0,247 \left(\frac{1,9}{3} \right) \right)$$

$$M_u = 13,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

Calculando el área de acero requerida para el momento último:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,9 * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * 352 * 100 * 67,37}{2810} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13266,51 * 100}{0,9 * 0,85 * 352 * 100 * 67,37^2}} \right)$$

$$A_s = 7,83 \text{ cm}^2$$

Ahora calcularemos el acero mínimo y el momento por acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 67,37 = 33,80 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 7 ($A_v = 3,88 \text{ cm}^2$)

$$\text{No de varillas} = \frac{33,80}{3,88} = 8,71 \text{ varillas}$$

Separación:

$$\frac{100}{8,71} = 11,48 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla de acero No. 7 @ 11 cm en ambas direcciones

Acero por temperatura:

$$A_{s_t} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s_t} = 0,0018 * 100 * 67,37$$

$$A_{s_t} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 5 ($A_v = 1,98 \text{ cm}^2$)

Acero por temperatura:

$$A_{s_t} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s_t} = 0,0018 * 100 * 67,37$$

$$A_{s_t} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de acero No. 5 ($A_v = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$\text{No de varillas} = \frac{12,13}{1,98} = 6,12 \text{ varillas}$$

Separación:

$$\frac{100}{6,12} = 16,34 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla de acero No. 5 @ 16 cm en ambas direcciones.

3.9.5. Drenaje

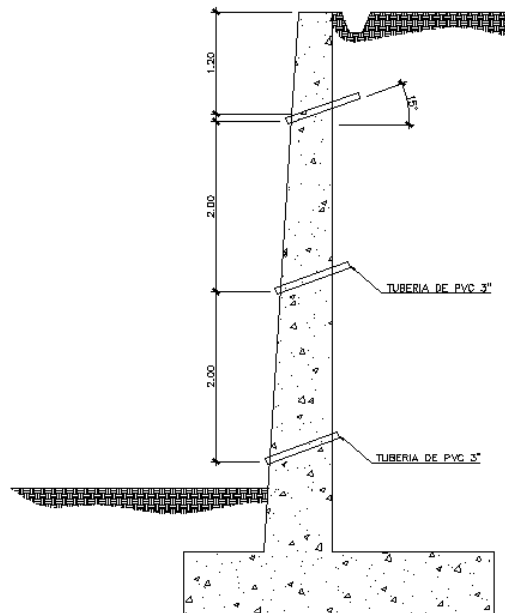
Los muros de contención de concreto reforzado deben contar con un eficiente sistema de filtración, siendo capaces de eliminar el agua del suelo saturado que generan cargas hidrostáticas que pudieran desestabilizar el sistema, evitando que así aparezca la humedad provocada por la saturación del suelo en contacto con el muro. Se utilizan tres métodos que permitirán mantener el muro en funcionamiento estable, estos son: lloraderos, drenajes longitudinales y relleno granular.

En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención deberá de contar con drenaje a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, estos se deberán colocar en función de la altura y la permeabilidad del suelo, a partir de 2 metros de altura del muro se recomienda colocar la primera línea de drenajes, los subsecuentes se colocarán con una separación vertical de 2 metros entre si intercalados, hasta la altura final del muro.

Para evitar la acumulación de agua en el relleno del muro, se colocarán lloraderos, conformados por tubos de P.V.C con un diámetro de 3 pulgadas con un ángulo inverso de 15 grados a una distancia de 2 metros en dirección vertical y horizontal ya que en la parte superior del muro se encuentra una calle

adoquinada y la infiltración no es significativa. Además de que el muro contará con un canal que conducirá el agua de escorrentía a su cauce natural.

Figura 48. **Drenaje para muro de contención**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.10. Evaluación de impacto ambiental

De acuerdo con la lista taxativa del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, evaluando la naturaleza del proyecto listado en el Acuerdo Ministerial No. 264-2019, Reformas al Listado Taxativo de Proyectos, Obras, Industrias o Actividades (Acuerdo Ministerial 204-2019), ubica al proyecto:

- Sector 10, subsector E, numeral 19, que se encuentra en la actividad económica “Construcción de proyectos de servicio público” describiendo a la clasificación de “Muros de contención y gaviones”. Que corresponde a una categoría “C”, de bajo impacto ambiental, para un área mayor a un metro cuadrado.

Con la finalidad de realizar un estudio a profundidad al momento de la construcción del proyecto es de necesidad generar un instrumento solicitado por el MARN para dicha categoría siendo una Evaluación Ambiental Inicial -EAI- la cual consiste en un formulario establecido por el MARN, que establece los procedimientos de construcción, operación y medidas de mitigación que el proyecto debe de implementar para no afectar el ambiente que le rodea de manera permanente.

Es importante establecer que la elaboración de instrumentos ambientales de esta categoría puede ser realizado por un consultor ambiental o una empresa consultora ambiental acreditada por el Ministerio, situación por la cual en este caso en particular únicamente se realizará un informe del EAI, el cual contemple aspectos ambientales específicos como objetivos y medidas de mitigación.

Información general

Nombre del proyecto: Diseño de muro de contención para colonia La Navideña, San Andrés Itzapa, Chimaltenango.

Descripción del proyecto: este proyecto consiste en diseñar un muro de contención que cubra 48,50 metros lineales y tenga una altura de 6,10 metros para evitar el colapso del talud que se encuentra en la colonia La Navideña, que

según resultados de ensayos realizados a muestras inalteradas está constituido por arena limosa.

El tipo de muro por utilizar será un muro en voladizo, es decir, será un muro de concreto armado. A lo largo de este se dejarán juntas de construcción a cada tres metros, por lo que estará compuesto por 16 módulos. Así mismo, el muro contará con un sistema de drenaje para evitar la acumulación entre el talud y este, y así evitar la saturación del suelo.

Vida útil del proyecto: 50 años.

Área o situación legal donde se ubicará el proyecto: colonia La Navideña, San Andrés Itzapa, Chimaltenango.

Superficie estimada del proyecto: busca cubrir 48,50 metros lineales y tener una altura de 6,10 metros.

Colindancias:

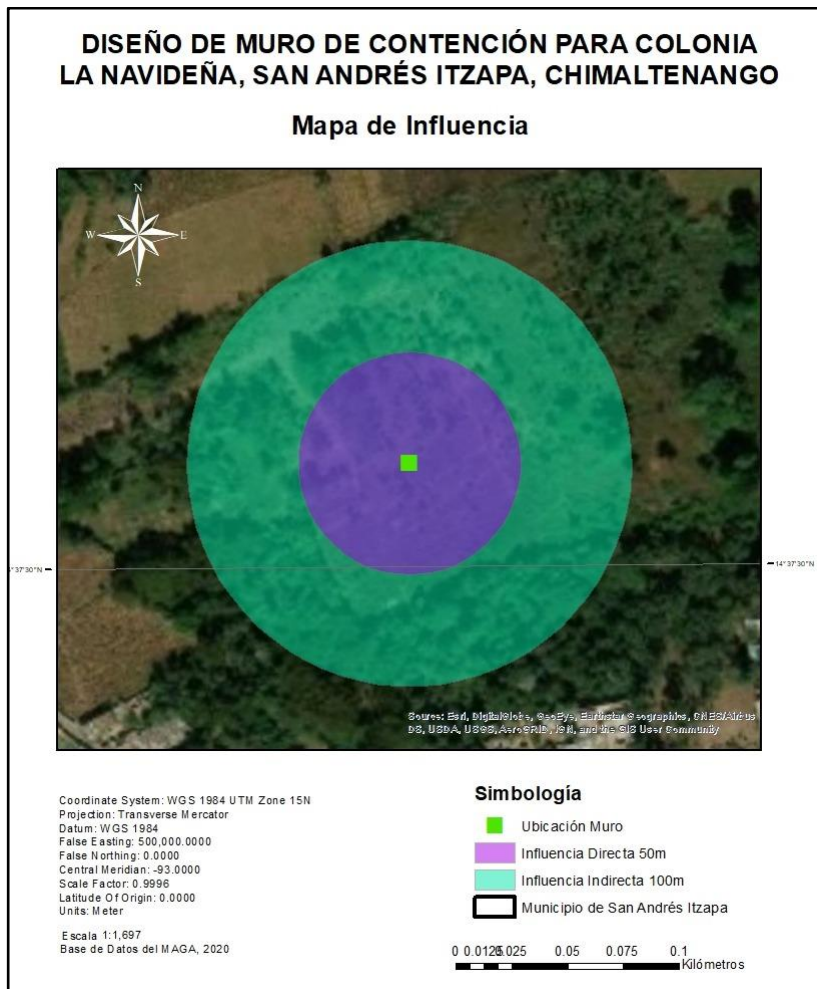
Tabla XVI. **Colindancias del muro de contención**

DESCRIPCIÓN	DIRECCIÓN (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO
Propiedad privada y camino	Norte	Contiguo
Propiedad privada y camino	Sur	Contiguo
Propiedad privada y camino	Este	Contiguo
Propiedad privada	Oeste	Contiguo

Fuente: elaboración propia.

En el siguiente mapa de elaboración propia se evalúa el área de influencia directa (50m) y área de influencia indirecta (100m) del proyecto, relacionando las colindancias y efecto que puede tener la ejecución del proyecto.

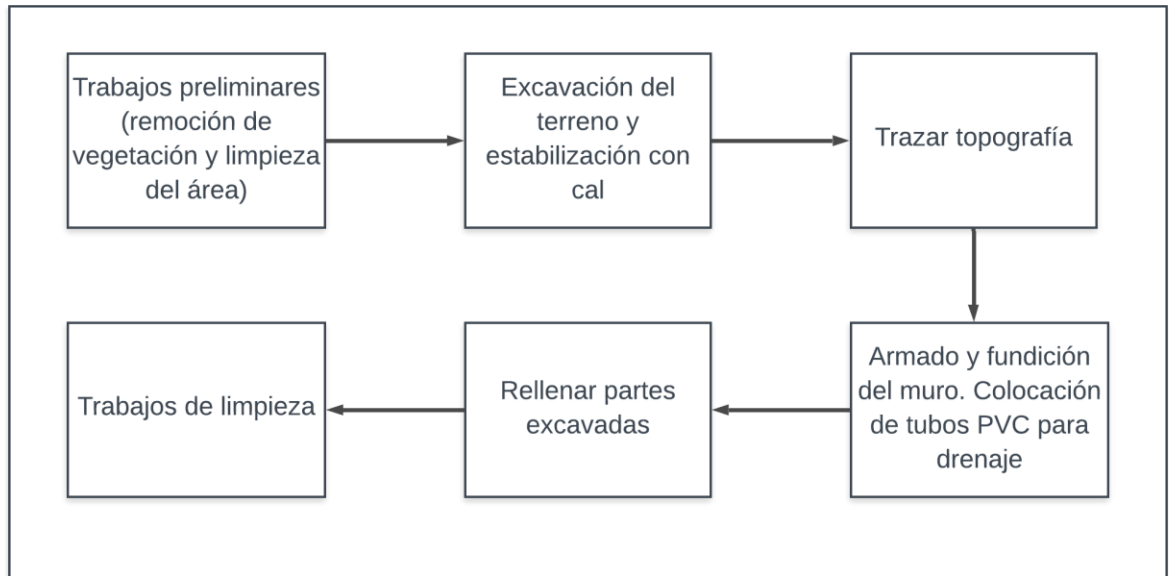
Figura 49. **Mapa de influencia directa e indirecta**



Fuente: elaboración propia con programa ArcGis.

Trabajos necesarios para la ejecución del proyecto:

Figura 50. **Flujograma de ejecución de muro de contención**



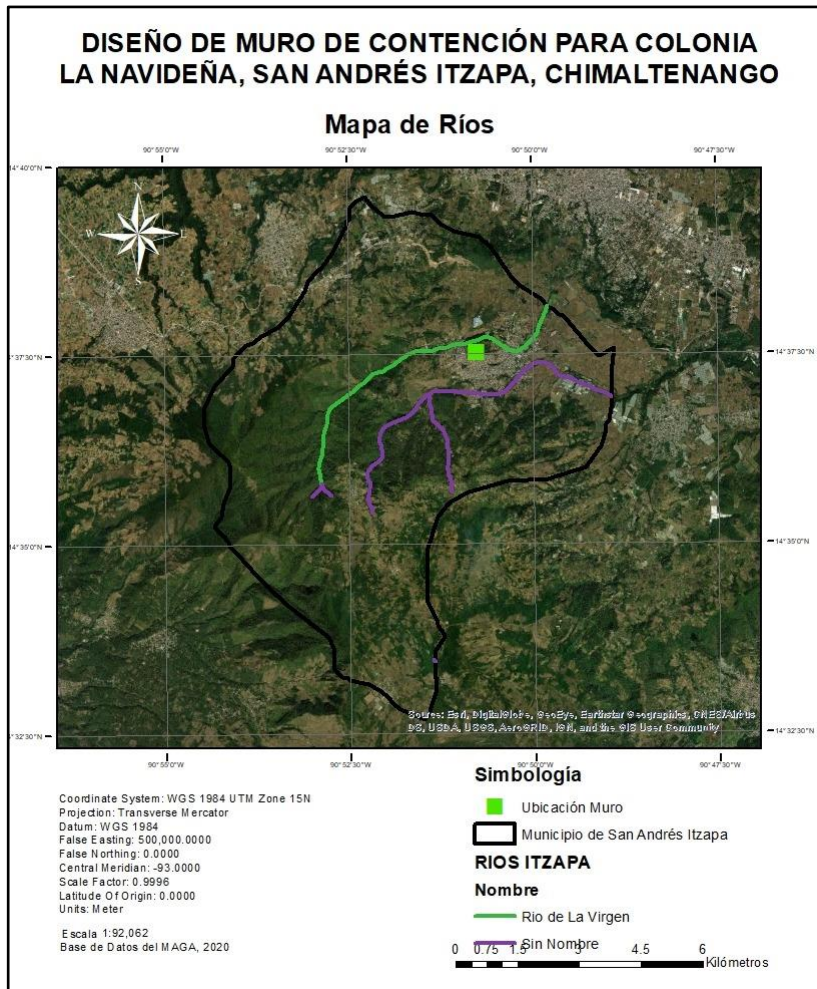
Fuente: elaboración propia.

Influencia del proyecto

Fuente de suministro y requerimiento de energía: para la ejecución del proyecto no es necesaria la utilización de energía eléctrica, únicamente será necesario combustible para el uso de maquinaria en la fase de construcción.

Fuente de suministro de agua: al momento de ser necesario el uso de agua por parte del proyecto esto será suministrado por la Municipalidad encargada de la generación de dicho proyecto. Como se muestra en el siguiente mapa elaborado específicamente para este proyecto, cercano a donde se ejecutará se encuentra el río La Virgen.

Figura 51. Mapa de ríos



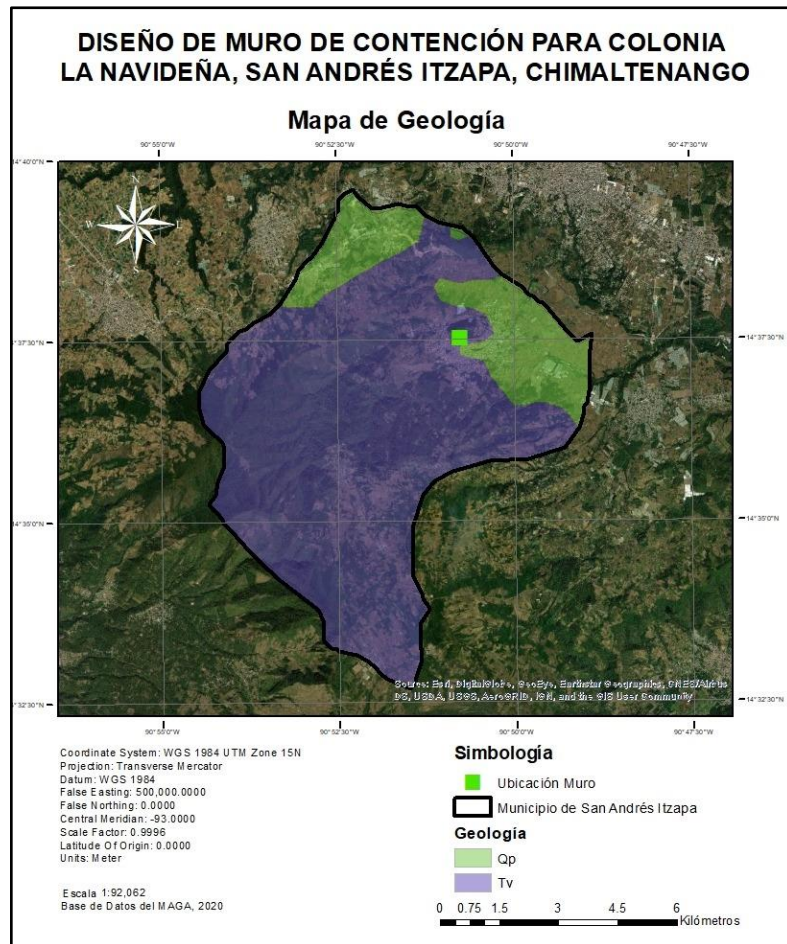
Fuente: elaboración propia con programa ArcGis.

Materiales que serán aprovechados: para la construcción del proyecto será necesario el uso de PVC, arena, cemento, cal, acero, agua, y otros.

Para la construcción del proyecto es necesario conocer la geología del área donde se llevará a cabo, el área en totalidad se encuentra compuesto por:

- Mioceno-Plioceno: - rocas volcánicas (Tv). Afloran en las partes altas de la cordillera, formando una faja que sobreyace discordantemente sobre formaciones paleozoicas. Se encuentran constituidas de piroclastos andesíticos con intercalaciones de lava. Esto se muestra en el mapa siguiente:

Figura 52. Mapa de geología



Fuente: elaboración propia, empleando programa ArcGis.

Evaluación ambiental

Tabla XVII. **Evaluación ambiental de muro de contención**

COMPONENTE AMBIENTAL	IMPACTOS AMBIENTALES	MEDIDA DE MITIGACIÓN
Aire	Emisión de gases y partículas (polvo, vapores, humo, niebla, material particulado)	En la etapa de construcción todas las emisiones atmosféricas asociadas al proyecto pueden generarse como producto del movimiento de tierras primordialmente al momento de la excavación necesaria. Además, se debe evaluar el uso de la maquinaria. Todas estas emisiones atmosféricas se han de caracterizar por ser gases de combustión (CO, CO ₂ , COV, entre otros) además de partículas suspendidas PM10 principalmente (polvo y tierra). Por ello se recomienda que se rieguen continuamente las áreas en proceso donde se estén llevando las actividades constructivas. De igual manera se debe evaluar que la maquinaria cuente con los servicios mecánicos adecuados buscando menor cantidad de emisiones.

Continuación tabla XVII.

	<p>Olores</p>	<p>Las actividades de construcción del proyecto no se contemplan que se generen malos olores, ya que no involucran la utilización de sustancias tóxicas o actividades industriales. Durante la fase de construcción se puede contemplar emisiones por parte de la maquinaria y equipo por utilizar, pero esto es puntual y temporal por lo cual no se establece que sea un impacto significativo. Al momento de generar residuos sólidos orgánicos por parte de los colaboradores producto de sus alimentos se debe de contar con un área específica para la disposición de estos.</p> <p>En cuanto a los desechos proveniente de la excavación estos pueden ser utilizados dentro del proyecto o en áreas cercanas para estabilización de otras áreas.</p>
--	---------------	---

Continuación tabla XVII.

	Ruido y vibraciones	<p>El ruido generado estará sujeto al uso de maquinaria, equipo y vehículos que serán utilizados en la etapa constructiva. También se recomienda que se le brinde EPP a los colaboradores como es importante señalar el área de paso y respetar horarios de trabajo de ser posible para no afectar a los vecinos.</p> <p>De igual manera se debe evaluar el proceso de excavación que puede generar ruido y vibraciones, pero cabe establecer que serán de forma puntual y temporal.</p>
Agua	Generación de aguas residuales o contaminación de fuentes de agua	<p>Es importante destacar que durante la fase de construcción no se contempla la generación de aguas residuales, los encargados del proyecto pueden contratar servicio de baños portátiles, por lo cual por ser un servicio tercerizado la empresa que lo brinde es la encargada de del correcto tratamiento y disposición de estas aguas. En cuanto a la contaminación de fuentes de agua cercanas, se debe disponer de áreas adecuadas para almacenamiento de productos y desechos.</p>

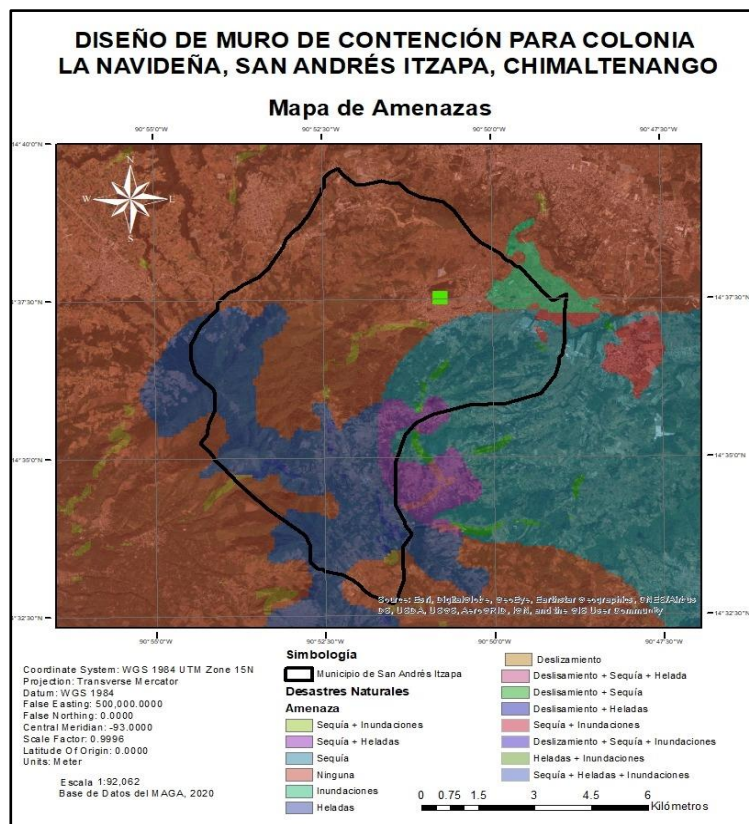
Continuación tabla XVII.

<p>Suelo</p>	<p>Generación de desechos sólidos comunes y peligrosos</p>	<p>Existen dos tipos de desechos que se pueden generar estos se dividen en comunes y peligrosos. Es importante destacar la importancia de un área específica para el almacenamiento temporal de los distintos desechos en los cuales se pueden mencionar restos de tubos, pintura, desechos orgánicos y de esta manera evitar la mezcla entre ellos. En cuanto al material proveniente de la excavación es importante que se mantengan tapados con una lona así no emiten partículas.</p>
<p>Social</p>	<p>Generación de empleo y uso de EPP</p>	<p>Que se realice un proyecto en la zona no solo mejora el transporte en el área, sino que también es una fuente de generación de empleo lo que contribuye con una mejora en la calidad de vida. Es importante que al momento de la construcción del muro se brinde a los colaboradores lo necesario para así evitar incidentes futuros. El personal que deba tener contacto con maquinaria pesada debe contar con certificados que comprueben son aptos para dicho trabajo.</p>

Fuente: elaboración propia

Es importante evaluar en este caso las amenazas naturales que pueden afectar al proyecto por ello se tomó la base de las capas del MAGA para realizar el siguiente mapa, en el cual se logra observar que el área no se encuentra amenazada directamente por algún fenómeno, pero en sus cercanías se puede observar deslizamiento y sequía.

Figura 53. Mapa de amenazas



Fuente: elaboración propia, empleando programa ArcGis.


3.11. Planos constructivos

Se incluyen todos los planos pertinentes del proyecto, dentro de estos se encuentran la planta y el perfil del muro, localización respecto de las curvas de nivel, detalles de armado y detalles de drenaje.

3.12. Presupuesto

Basado en la cotización de precios de materiales y mano de obra, se realizó el presupuesto del muro de contención desglosando cada uno de los precios unitarios.

Tabla XVIII. Resumen de costos de trabajo para muro de contención

Municipalidad de San Andrés Itzapa Chimaltenango							
Proyecto	Muro de Contención La Navideña						
Ubicación	Colonia La Navideña, San Andes Itzapa, Chimaltenango						
No.	Renglón	Unidad	P.U.	Cantidad	Total	Incidencia	
1	Trabajos Preliminares						
1.1	Limpieza de Terreno	m ²	Q 14.12	200	Q 2,824.10	0.24%	
1.2	Replanteo Topografico y Trazo	m ²	Q 107.06	200	Q 21,411.39	1.86%	
1.3	Bodega 25 m ²	U	Q 6,551.95	1	Q 6,551.95	0.57%	
2	Cimentación						
2.1	Excavación Estructural	m ³	Q 1,027.63	254.6	Q 261,633.51	22.68%	
2.2	Cimentación	mL	Q 11,396.09	2	Q 22,792.18	1.98%	
3	Cortina						
3.1	Cortina	mL	Q 14,847.69	48.5	Q 720,113.16	62.43%	
4	Drenaje						
4.1	Drenaje	mL	Q 2,401.13	48.5	Q 116,454.91	10.10%	
5	Limpieza final						
5.1	Limpieza de Terreno	m ²	Q 8.47	200	Q 1,694.46	0.15%	
Total					Q 1,153,475.65	100.00%	

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos realizados brindarán una solución a las necesidades que sufren el cantón San Antonio y la colonia La Navideña. Estos proyectos beneficiarán a los pobladores contribuyendo a la mejora de la viabilidad y a la protección de las viviendas.
2. El puente vehicular es una obra de infraestructura de vital importancia ya que permitirá la unión de dos puntos y acortará los tiempos de desplazamiento. El diseño del puente se basó en cada uno de los requerimientos de las distintas normativas para puentes, eligiendo la estructura adecuada para el sitio, teniendo en cuenta la seguridad, la funcionalidad, así como el aspecto económico.
3. Para prevenir el colapso del talud en la colonia La Navideña y evitar el daño en calle y viviendas se diseña un muro de contención en voladizo de 7,10 metros de alto y 48,5 metros de largo, colocando juntas de construcción de 5 cm a cada 5 metros. El muro contará con un drenaje tipo lloraderos, que consiste en tubos de PVC de diámetro de 3 pulgadas espaciados una distancia de 4 metros de longitud, además de un canal en la parte superior del muro para dirigir las aguas a su cauce natural.
4. Al final de la ejecución del proyecto del puente vehicular y el muro de contención no se tendrá un impacto ambiental significativo, por lo que se consideró el impacto durante la ejecución del proyecto.

RECOMENDACIONES

1. Brindar una supervisión técnica a las obras, para que se cumpla con todos los detalles especificados en los planos y, de esta forma, evitar errores que podrían afectar el debido funcionamiento de las estructuras.
2. Verificar que los materiales para utilizar cumplan con cada uno de los requerimientos dados en planos, así también se deberán realizar pruebas de laboratorio para verificar su calidad.
3. Cuidar de que los recubrimientos, dimensiones, espesores, y otros se respeten tal y como son indicados en planos, tanto para el puente vehicular como para el muro de contención.
4. Observar la estabilización de los suelos, tanto en el puente vehicular como en el puente, verificando que se cumpla con los porcentajes diseñados. Se deberán realizar ensayos de campo para calcular bien las resistencias de los suelos estabilizados.
5. Retirar todos los materiales sobrantes, basura y realizar limpieza en toda el área de trabajado para evitar cualquier tipo de contaminación durante la construcción de las obras.

BIBLIOGRAFÍA

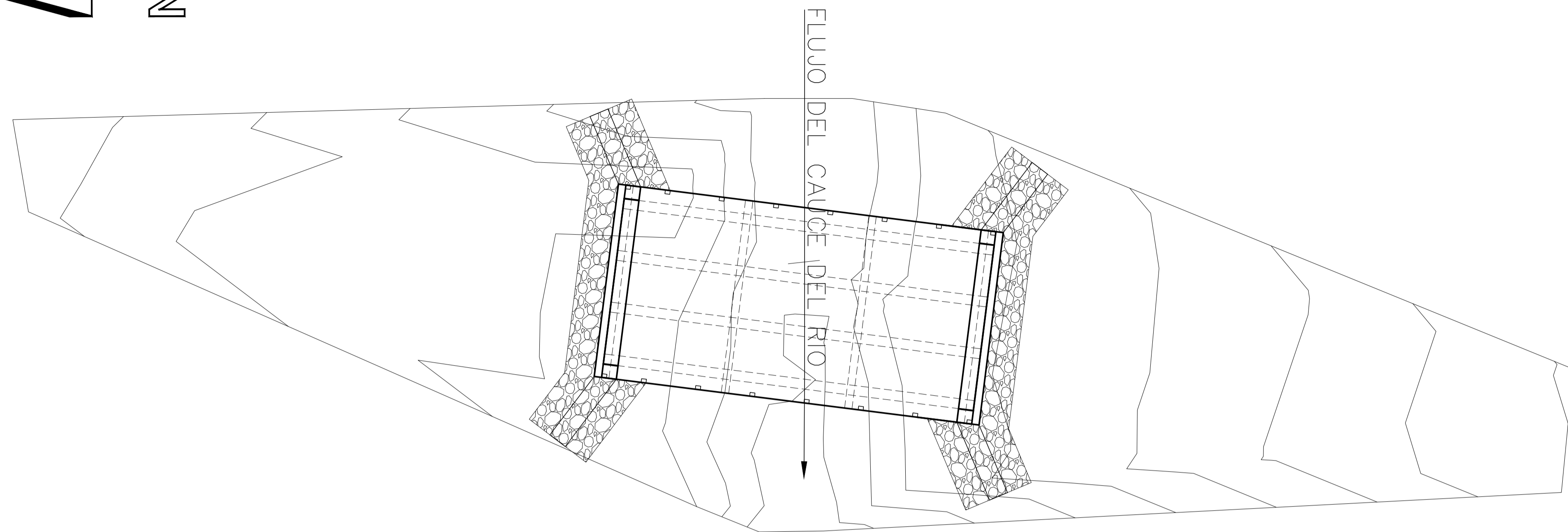
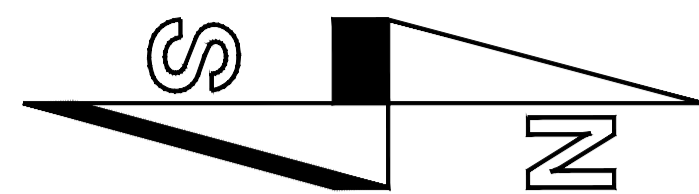
1. AGUILAR SALGUERO, Rigoberto Pablo José. *Diseño de puente vehicular en barrio El Barrenal, zona 2 y Diseño de salón de usos múltiples en gasolinera municipal, casco urbano, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa*. Trabajo de graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2015. 184 p.
2. *American Association Of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for highways and bridges 16a Ed.* Estados Unidos: AASHTO. 1996. 1 005 p.
3. ARENAS LUCAS, Ángel Arturo. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, para el caserío El Chilar de la aldea Santa Elena y diseño de muro de contención, para la aldea Shusho Arriba, del municipio de Chiquimula, departamento de Chiquimula*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 135 p.
4. BRAJA M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 7a ed. México: CENGAGE Learning, 2012. 794 p.
5. Comité ACI 318 *American Concrete Institute. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentarios (ACI318SR-14)*. Estados Unidos: ACI. 2014. 588 p.

6. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 3a ed. México: Editorial Limusa, 2004. 641 p.
7. Dirección General de Caminos. Ministerio de Comunicaciones. Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Guatemala. 2000. 325 p.
8. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD 2014*. Perú: 2016. 340 p.

APÉNDICES

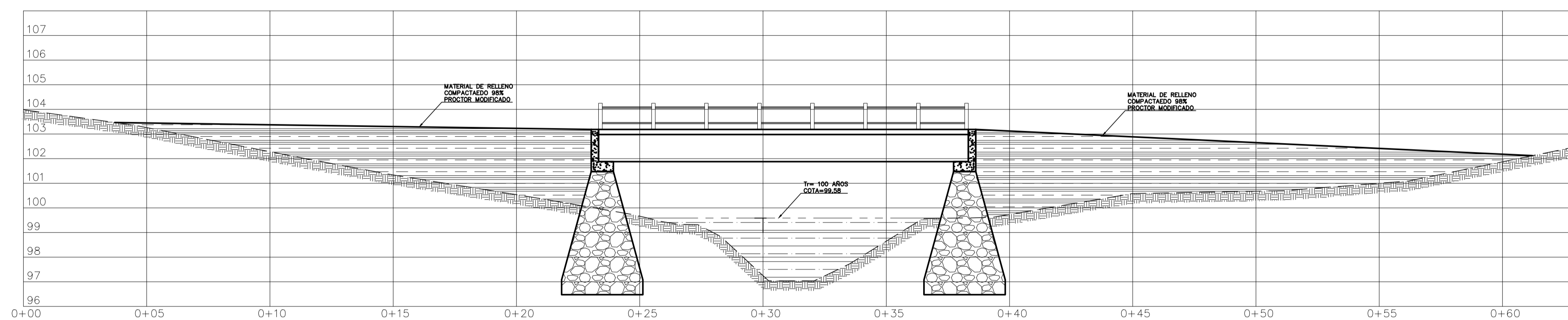
Apéndice 1. **Planos de puente vehicular**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.



ESPECIFICACIONES GENERALES:

- CARGA VIVA AASHTO HL-93
- EL CONCRETO A UTILIZAR EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 281 Kg/cm² (4000 PSI)
- EL ACERO DE REFUERZO PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA CORRUGADO DE GRADO ESTRUCTURAL 60 (4200 Kg/cm²)
- EL RECUBRIMIENTO PARA LA LOSA, DIAFRAGMA Y VIGAS SERA DE 5 cm, Y PARA LA CORTINA Y VIGA DE APOYO DE 7,5 cm.
- LOS ESTRIBOS SERAN DE CONCRETO CICLOPEO (2500 Kg/m³), SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DEL LIBRO AZUL DE CAMINOS. LA PIEDRA SERA DE UN DIAMETRO ENTRE 8 Y 18 PULGADAS, LAVADA, SOLIDA Y DE CARAS FRACTURADAS PARA MEJORAR LA ADHERENCIA DEL CONCRETO.
- LOS TRASLAPES DEBERAN HACERSE EN DONDE NO AFECTEN EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Y SERAN COMO MINIMO DE 48 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA, DEBIENDO CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EMPALMES, GANCHOS Y LONGITUDES DE DESARROLLO.
- LA CARPETA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DE 2% DEL CENTRO A LOS LADOS.

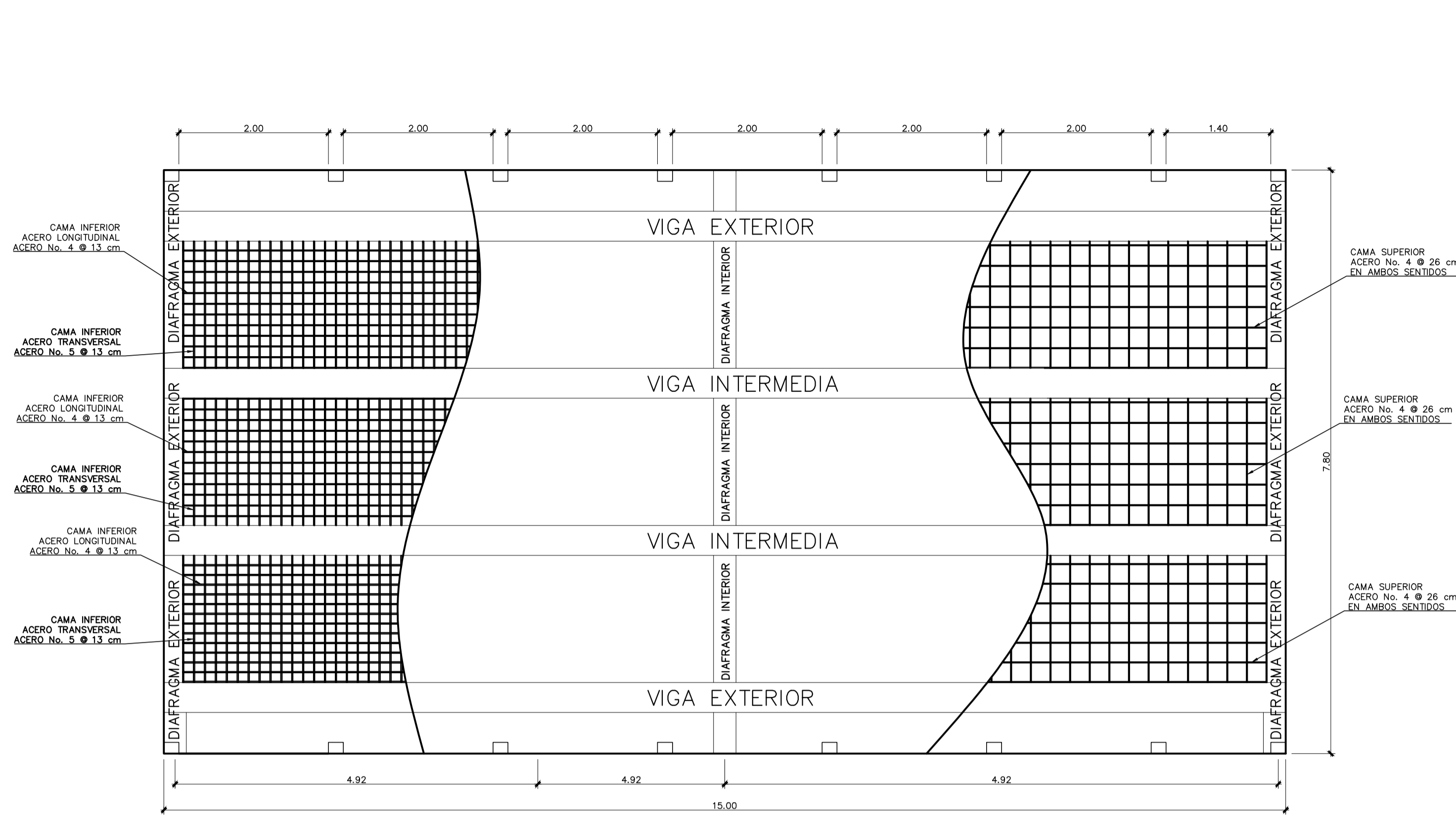


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
 SUPERVISADO

PROYECTO:
 PUENTE CANTON SAN ANTONIO

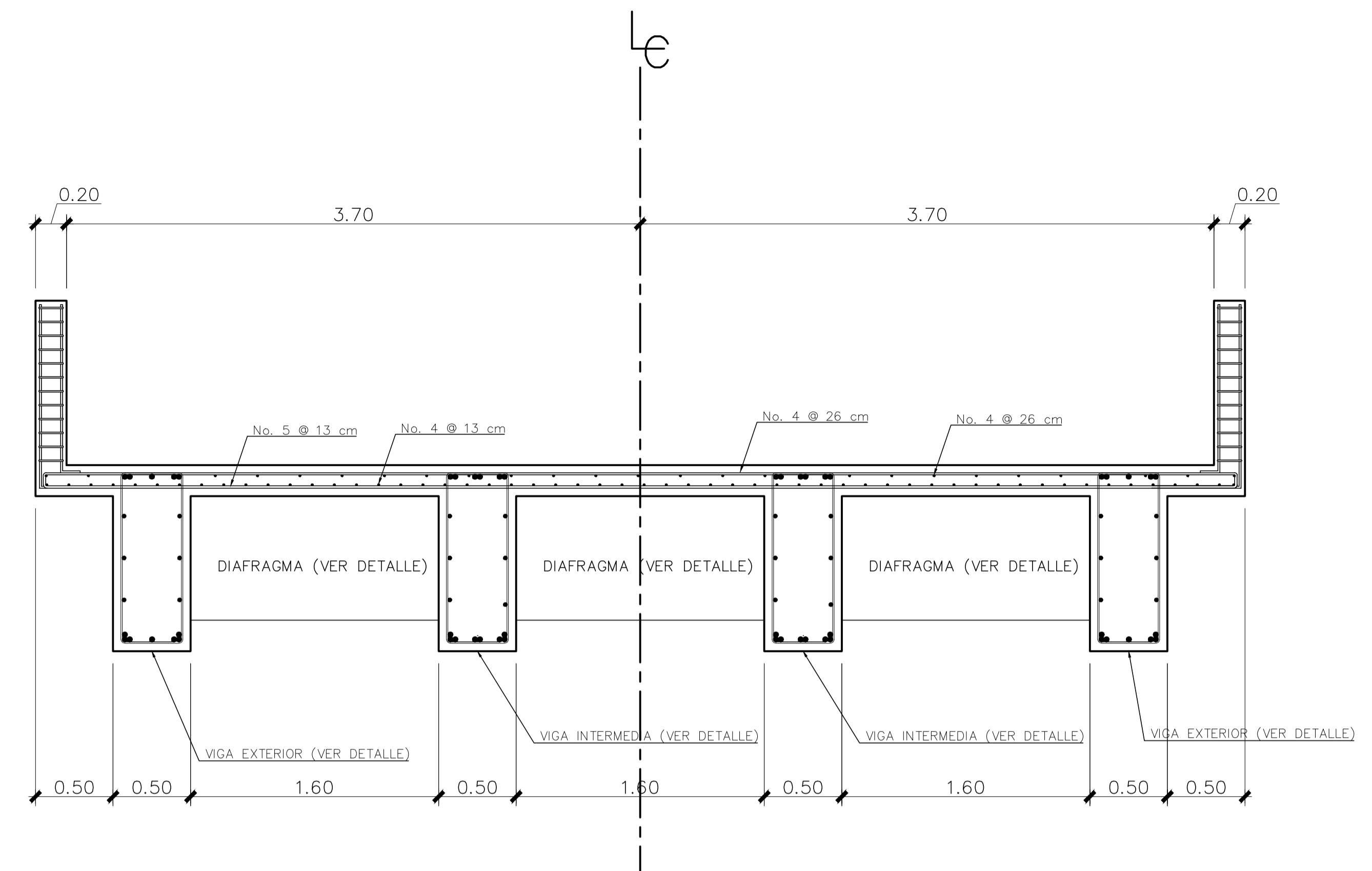
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFIL CON TOPOGRAFIA	CALCULO:	JUAN CARLOS FERNANDEZ
		DISEÑO:	JUAN CARLOS FERNANDEZ
		DEBIDO:	JUAN CARLOS FERNANDEZ
		ESCALA:	INDICADA
			HOJA 1 / 4

ING. OSCAR ARGUETA HERANDEZ
 ASESOR/SUPERVISOR EPS



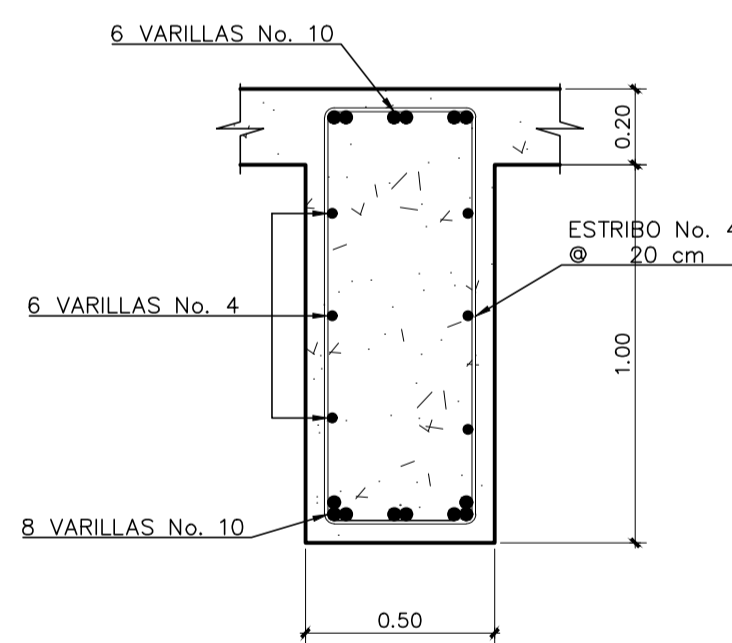
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESC 1/50



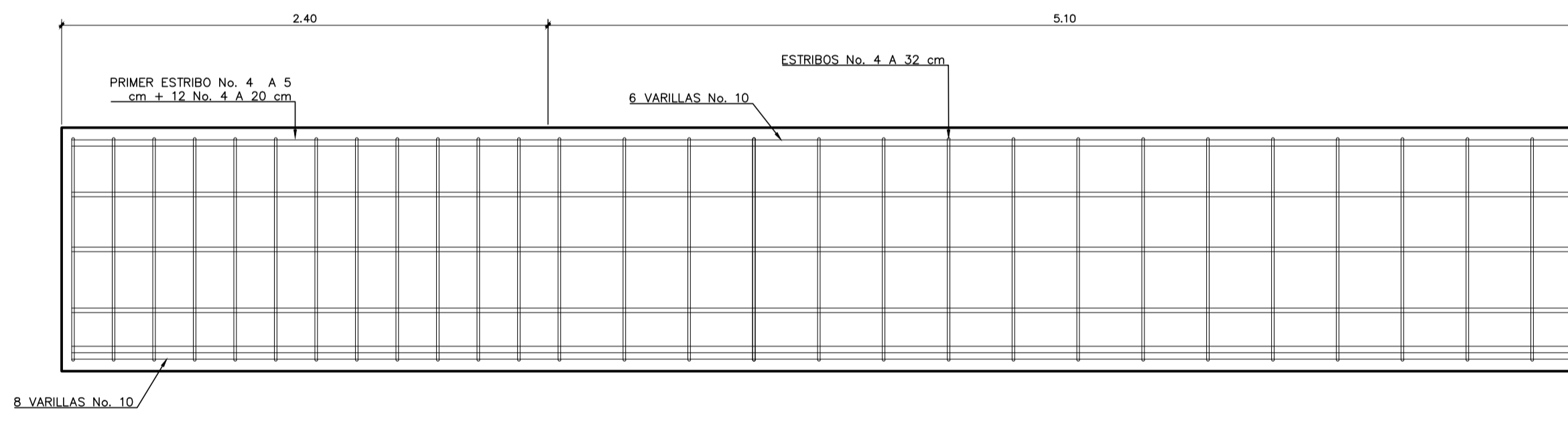
DETALLE DE CORTE TRANSVERSAL A-A'; VIGA Y LOSA

ESC 1/25



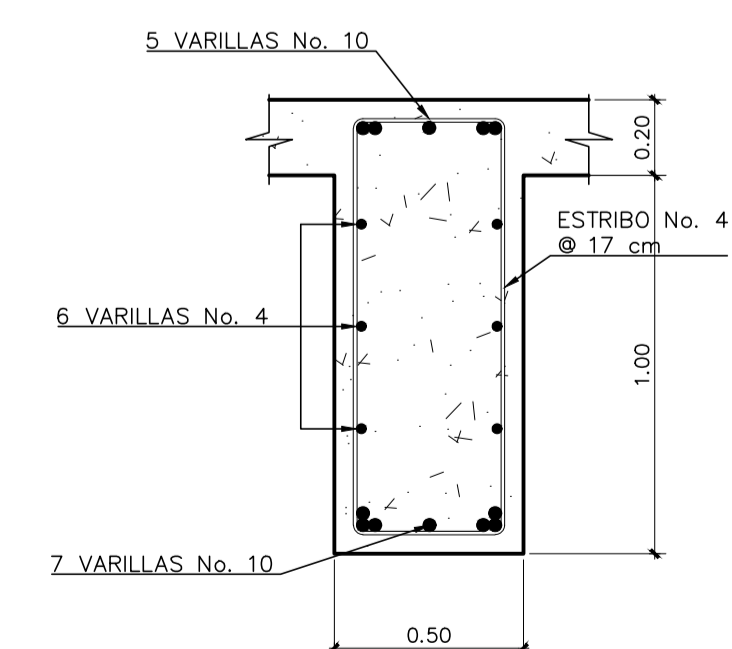
VIGA INTERIOR

ESC 1/20



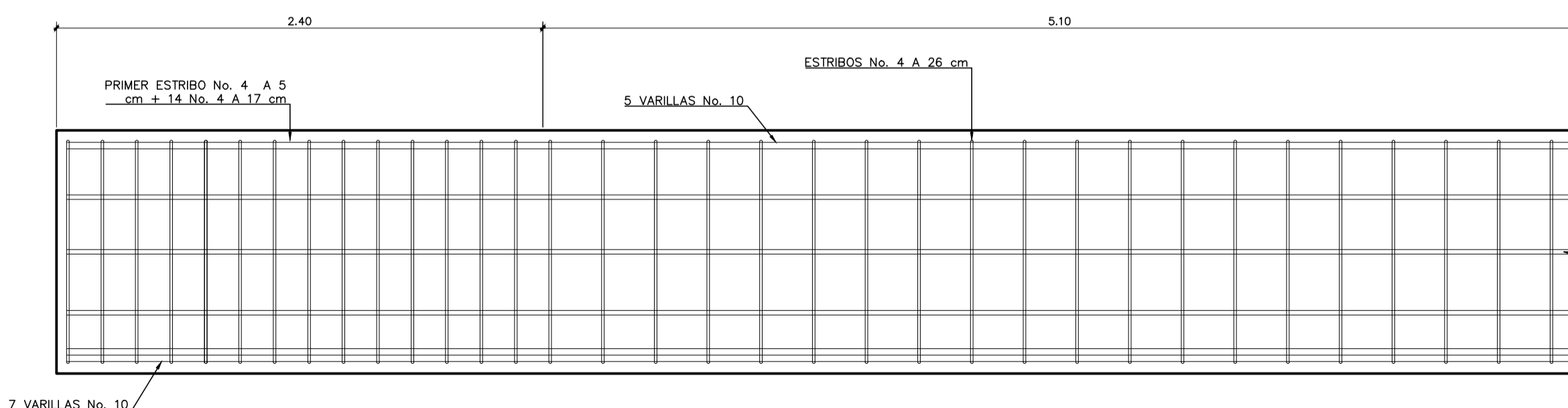
SECCION LOGITUDINAL DE VIGA INTERIOR

ESC 1/25



VIGA EXTERIOR

ESC 1/20



SECCION LOGITUDINAL DE VIGA EXTERIOR

ESC 1/25

ESPECIFICACIONES GENERALES:

NORMAS DE DISEÑO:

- "STANDARD SPECIFICATION HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY, AND TRANSPORTATION OFFICIALS, (AASHTO) SÉPTIMA EDICIÓN, 2014.
- "ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES" DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, EDICIÓN 2001.
- "REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318US-14)" DE LA AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, EDICIÓN 2014.

PARÁMETROS DE DISEÑO:

- CARGA VIVA: CAMIÓN HL-93 (AASHTO)
- ANCHO DE VIA: 2 CARRILES DE 3.70 METROS DE ANCHO
- LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS: 15 METROS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- CONCRETO CLASE 2 500 (CICLÓPEO): ESPECIFICACIÓN 555 DE DGC PARA MUROS DE ESTRIBOS SE USARÁ CONCRETO CICLÓPEO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 175 MPa (2 500 lb/pulg²) LOS AGREGADOS A USAR DEBERÁN DE ESTAR CONFORME A ESPECIFICACIÓN 551.04 (a) (b) (c) Y LA PIEDRA NO MAYOR A 30 cm.

- CONCRETO CLASE 3 000: PARA POSTES Y TOPES SÍSMICOS SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 21 MPa (3 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

- CONCRETO CLASE 5 000: PARA VIGAS DE APOYO, LOSA, DIAFRAGMAS Y BIGAS REFORZADAS DE PUENTE SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 35 MPa (5 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

- ACERO DE REFUERZO: SECCIÓN 552.03 (a) (1), ESPECIFICACIONES DE DGC SE USARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 60, EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.
- RECUBRIMIENTO: SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRAFICO 5 cm EN AMBOS LADOS, COLUMNAS, VIGAS REFORZADAS Y DIAFRAGMAS 5 cm, PARA VIGAS DE APOYO Y CORTINA 7 cm.

- TRASLAPES: LOS TRASLAPES DEBERÁN HACERSE SEGÚN ESPECIFICACIÓN 552-08 DE DGC EN EL CUAL QUEDA ESTABLECIDA UNA LONGITUD DE DESARROLLO EN FUNCIÓN A LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, EL ACERO Y EL ÁREA DE LA BARRA DE REFUERZO.

- JUNTAS: SE UTILIZARAN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN ESPECIFICACIÓN 553-10 DONDE LO INDICAN LOS PLANOS O AUTORICE EL DELEGADO.

- EL APOYO SÍSMICO: NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60, MODULO DE CORTE $G = 0.90 \text{ MPa}$, $C_d = 0.35$. EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO SERA DE $f_y = 345 \text{ MPa}$.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
 SUPERVISADO

PROYECTO:
 PUENTE CANTON SAN ANTONIO

CONTENIDO:
 DETALLES DE SUPERESTRUCTURA

CALCULO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

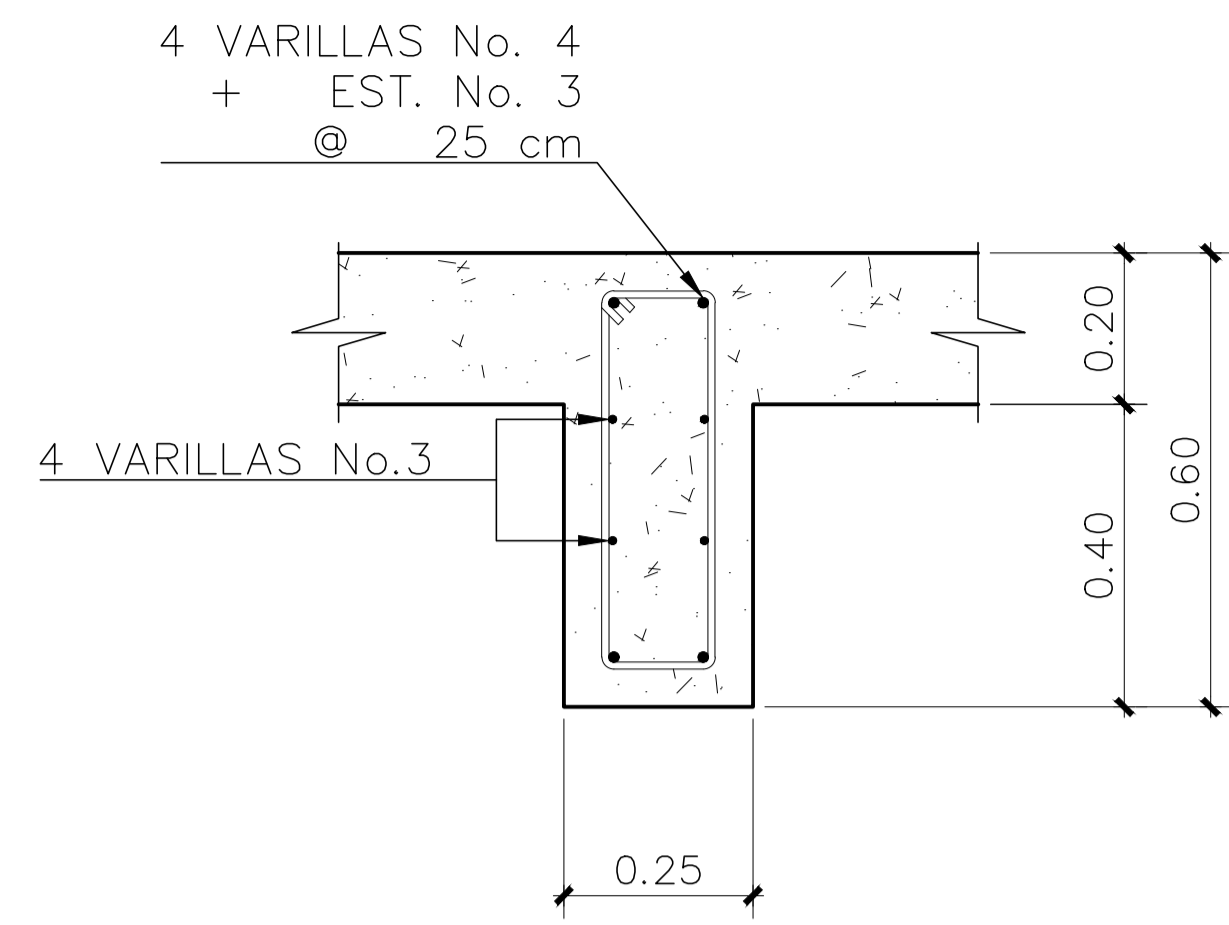
DISEÑO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

DIBUJO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

ESCALA:
 INDICADA

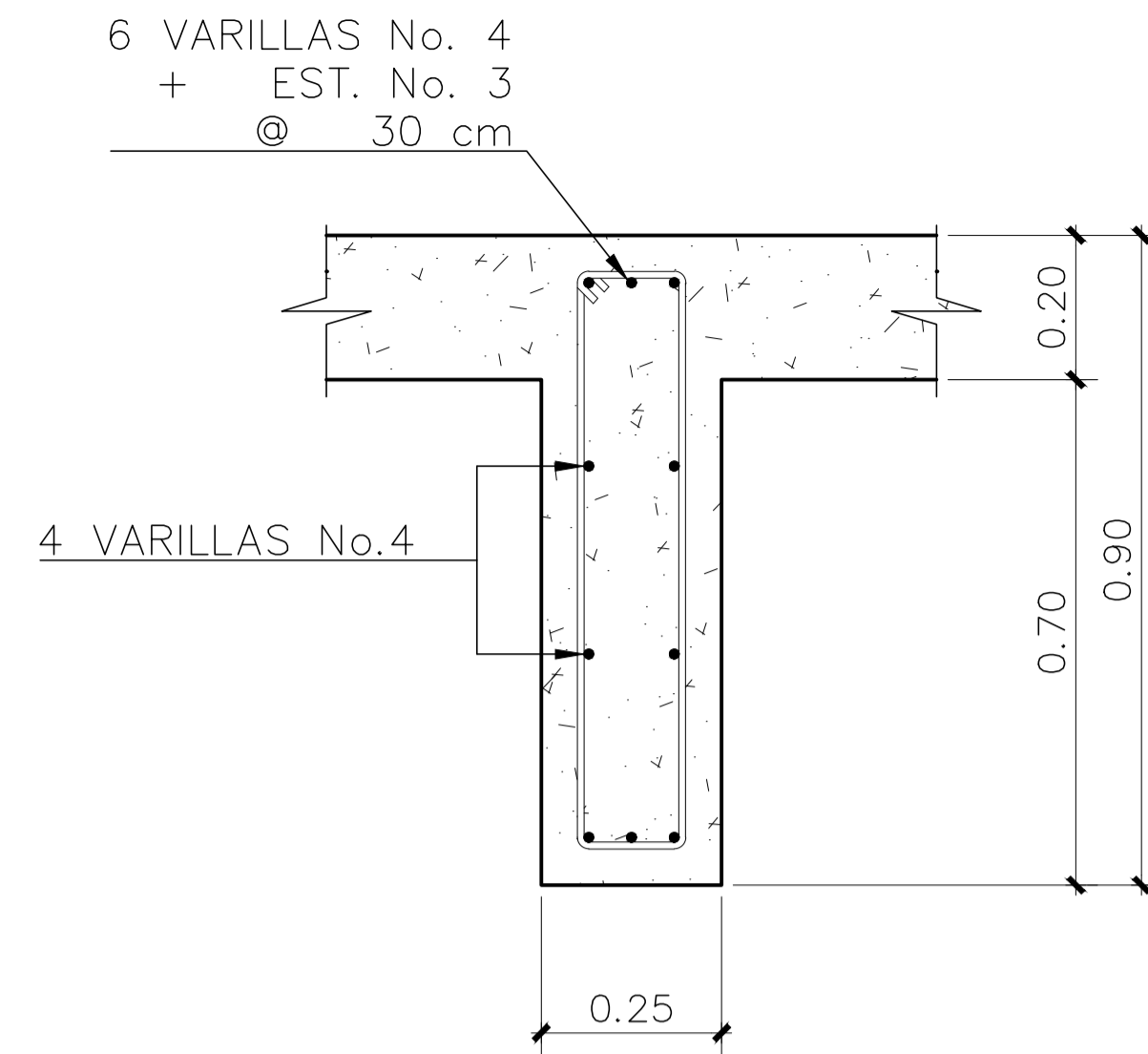
HOJA
 2 / 4

ING. ÓSCAR ÁRQUETA HERANDEZ
 ASESOR/SUPERVISOR EPS



DIAFRAGMA EXTERNO

ESC 1/10



DIAFRAGMA INTERNO

ESC 1/10

ESPECIFICACIONES GENERALES:

NORMAS DE DISEÑO:

- "STANDARD SPECIFICATION HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY, AND TRANSPORTATION OFFICIALS, (AASHTO) SÉPTIMA EDICIÓN, 2014.
- "ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES" DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, EDICIÓN 2001.
- "REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318US-14)" DE LA AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, EDICIÓN 2014.

PARÁMETROS DE DISEÑO:

- CARGA VIVA: CAMIÓN HL-93 (AASHTO)
- ANCHO DE VIA: 2 CARRILES DE 3.70 METROS DE ANCHO
- LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS: 15 METROS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- CONCRETO CLASE 2 500 (CICLÓPEO): ESPECIFICACIÓN 555 DE DGC PARA MUROS DE ESTRIBOS SE USARÁ CONCRETO CICLÓPEO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 175 MPa (2 500 lb/pulg²) LOS AGREGADOS A USAR DEBERÁN DE ESTAR CONFORME A ESPECIFICACIÓN 551.04 (a) (b) (c) Y LA PIEDRA NO MAYOR A 30 cm.

- CONCRETO CLASE 3 000: PARA POSTES Y TOPES SÍSMICOS SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 21 MPa (3 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

- CONCRETO CLASE 5 000: PARA VIGAS DE APOYO, LOSA, DIAFRAGMAS Y BIGAS REFORZADAS DE PUENTE SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 35 MPa (5 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

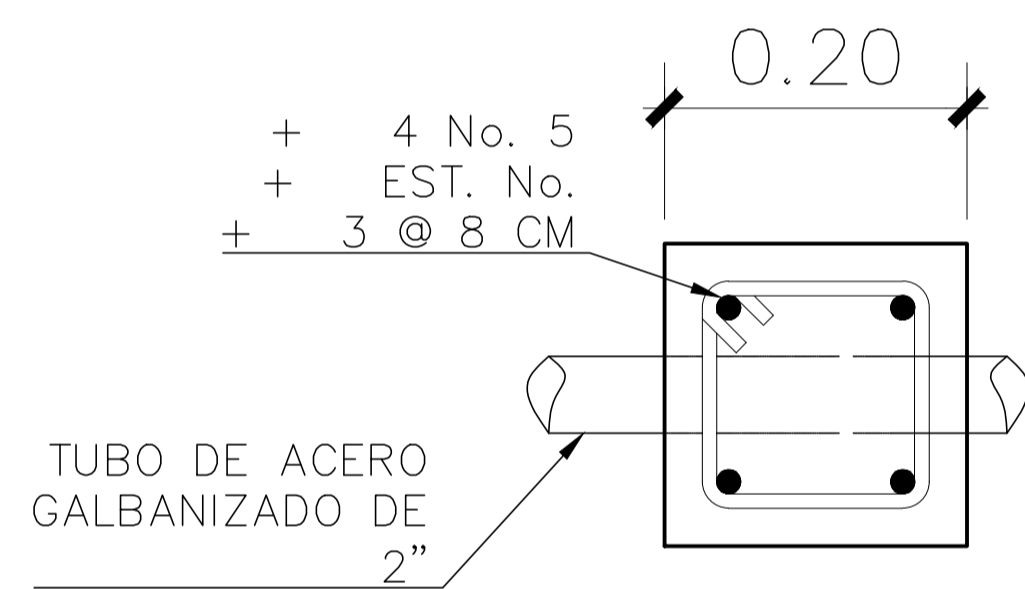
- ACERO DE REFUERZO: SECCIÓN 552.03 (a) (1), ESPECIFICACIONES DE DGC SE USARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 60, EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.

- RECUBRIMIENTO: SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRAFICO 5 cm EN AMBOS LADOS, COLUMNAS, VIGAS REFORZADAS Y DIAFRAGMAS 5 cm, PARA VIGAS DE APOYO Y CORTINA 7 cm.

- TRASLAPES: LOS TRASLAPES DEBERÁN HACERSE SEGÚN ESPECIFICACIÓN 552-08 DE DGC EN EL CUAL QUEDA ESTABLECIDA UNA LONGITUD DE DESARROLLO EN FUNCIÓN A LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, EL ACERO Y EL ÁREA DE LA BARRA DE REFUERZO.

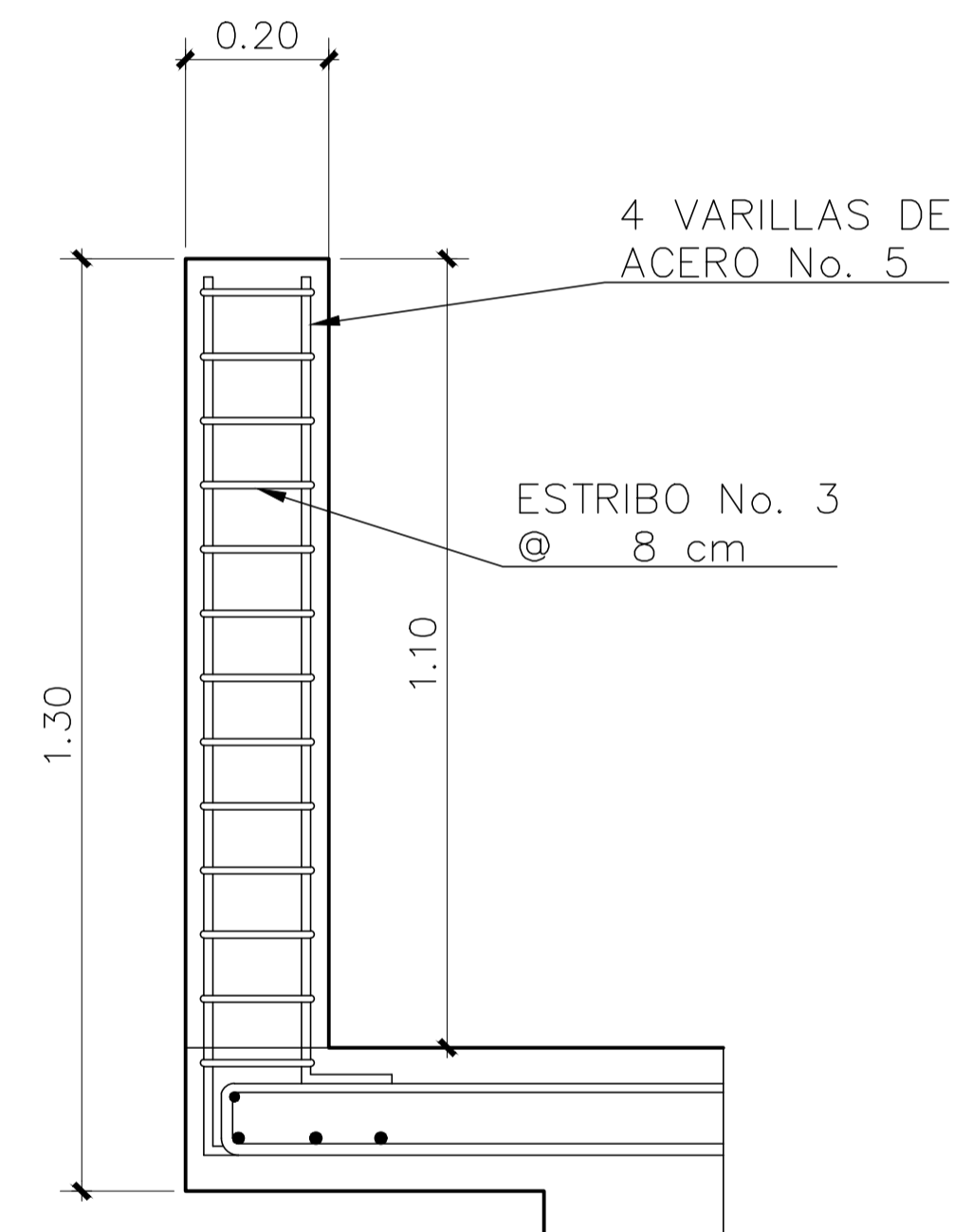
- JUNTAS: SE UTILIZARAN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN ESPECIFICACIÓN 553-10 DONDE LO INDICAN LOS PLANOS O AUTORICE EL DELEGADO.

- EL APOYO SÍSMICO: NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60, MODULO DE CORTE G= 0.90 MPa, Cd= 0.35. EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO SERA DE fy= 345 MPa.



DETALLE DE BARANDAL

ESC 1/5



DETALLE DE BARANDAL

ESC 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO

PROYECTO:
PUENTE CANTON SAN ANTONIO

CONTENIDO:
DETALLES DE SUPERESTRUCTURA

CALCULO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

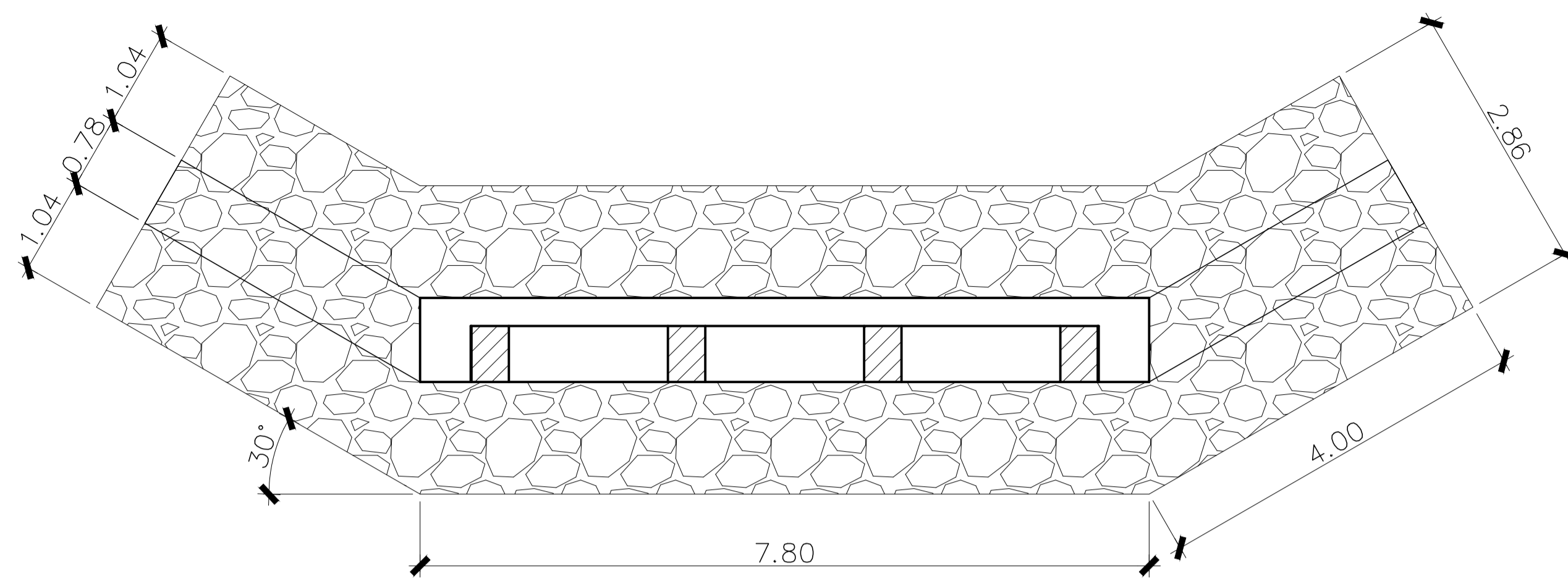
DISEÑO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

DIBUJO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

ESCALA:
INDICADA

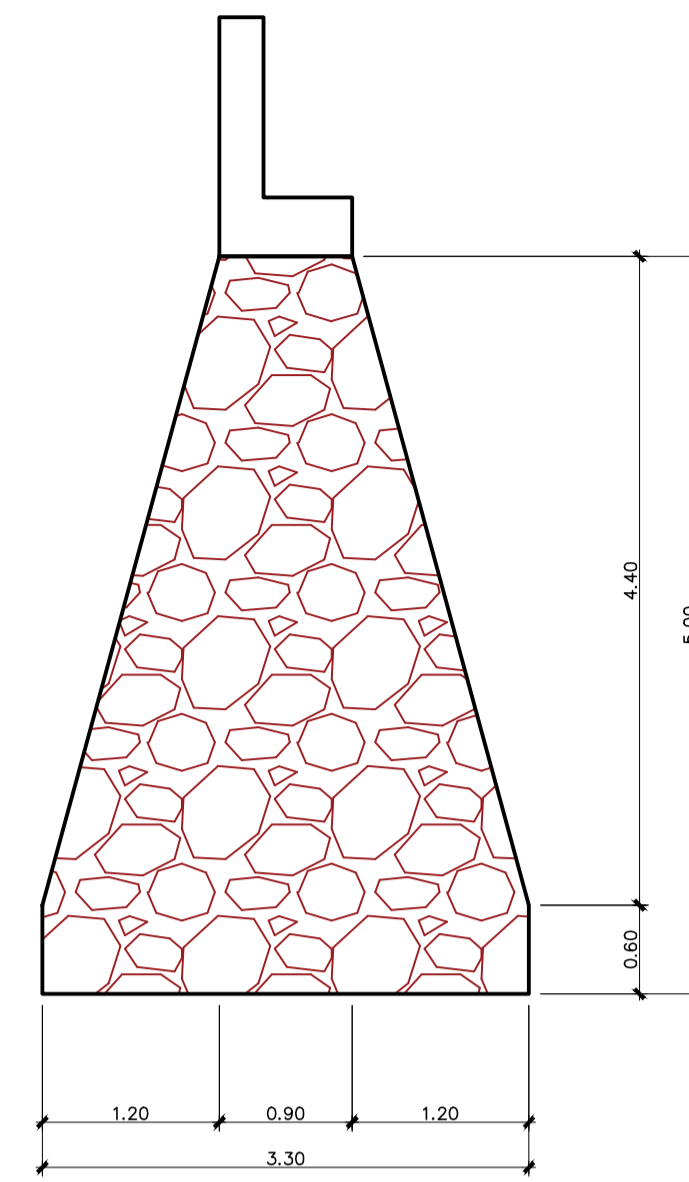
HOJA
3 / 4

ING. OSCAR ÁRGUETA HERANDEZ
ASESOR/SUPERVISOR EPS



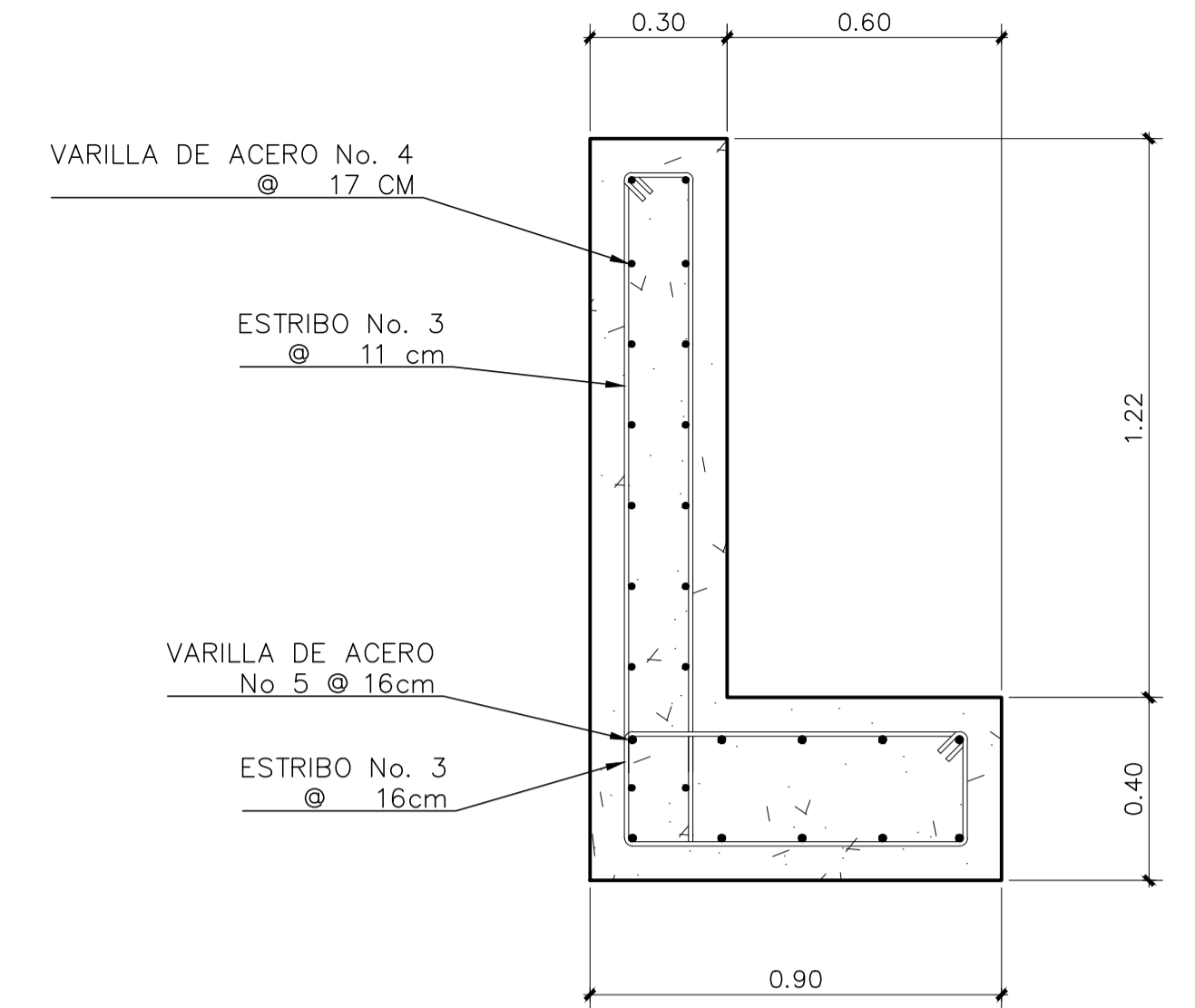
PLANTA DE ESTRIBO + ALETONES

ESC 1/50



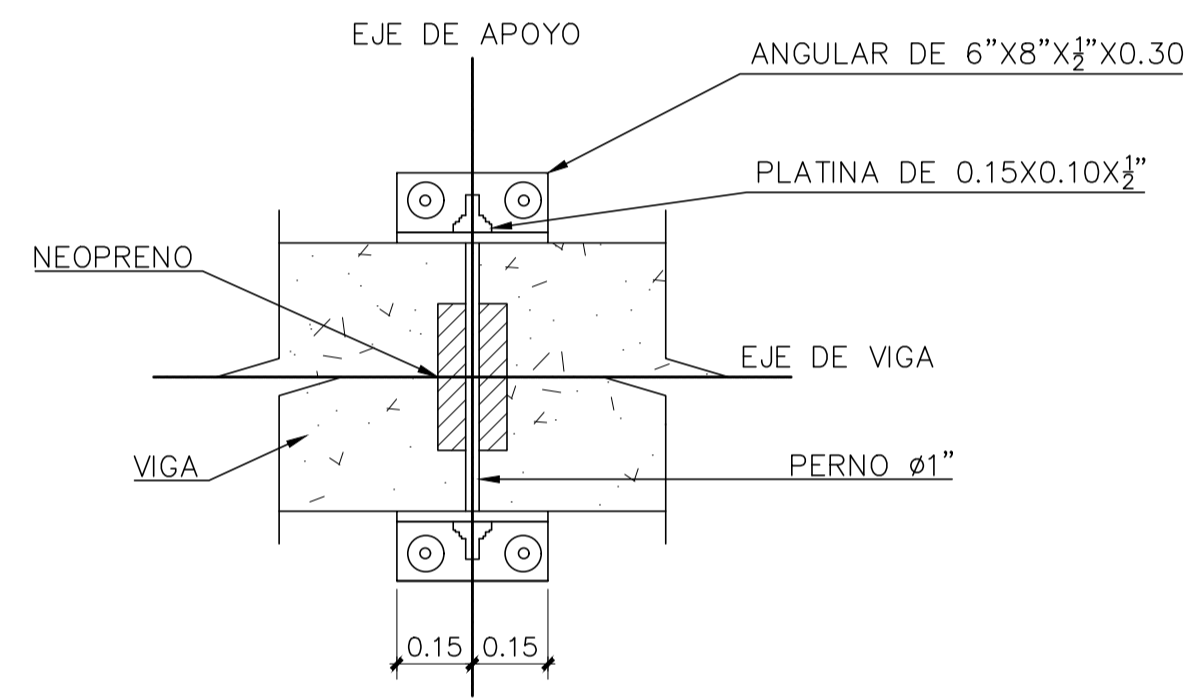
ELEVACION DE ESTRIBO

ESC 1/50



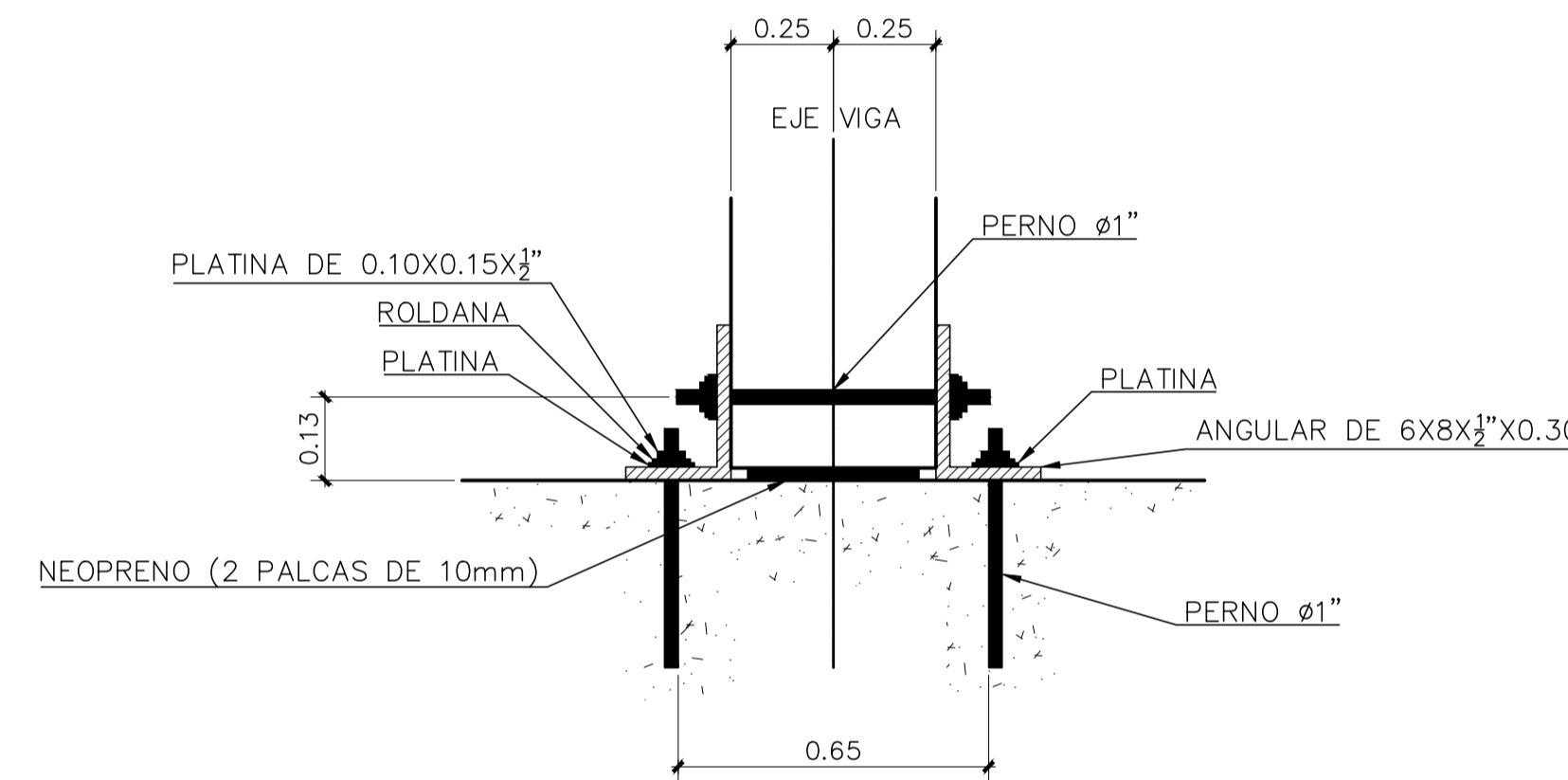
DETALLE VIGA DE APOYO Y CORTINA

ESC 1/15



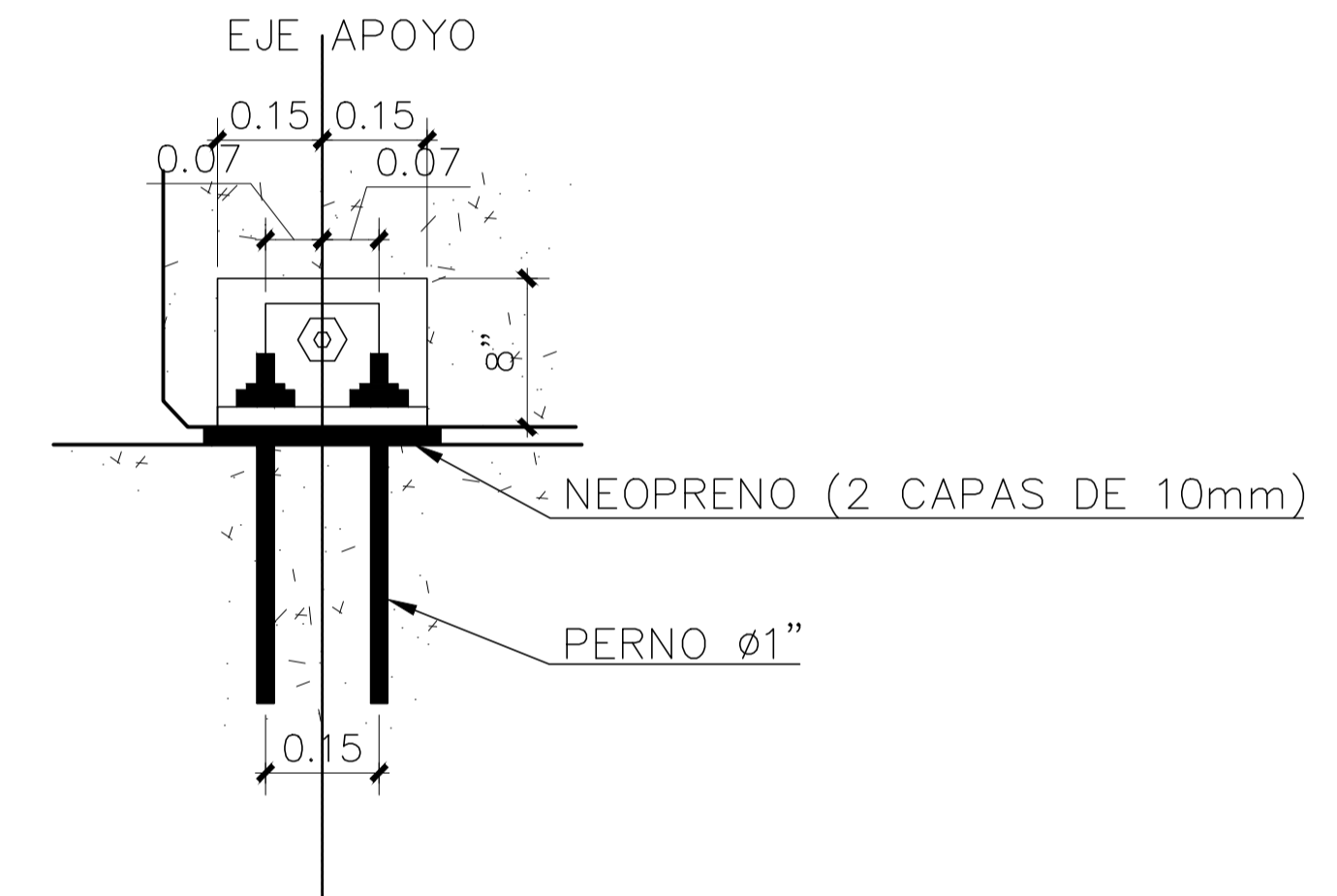
PLANTA FIJACION DE APOYOS

ESC 1/10



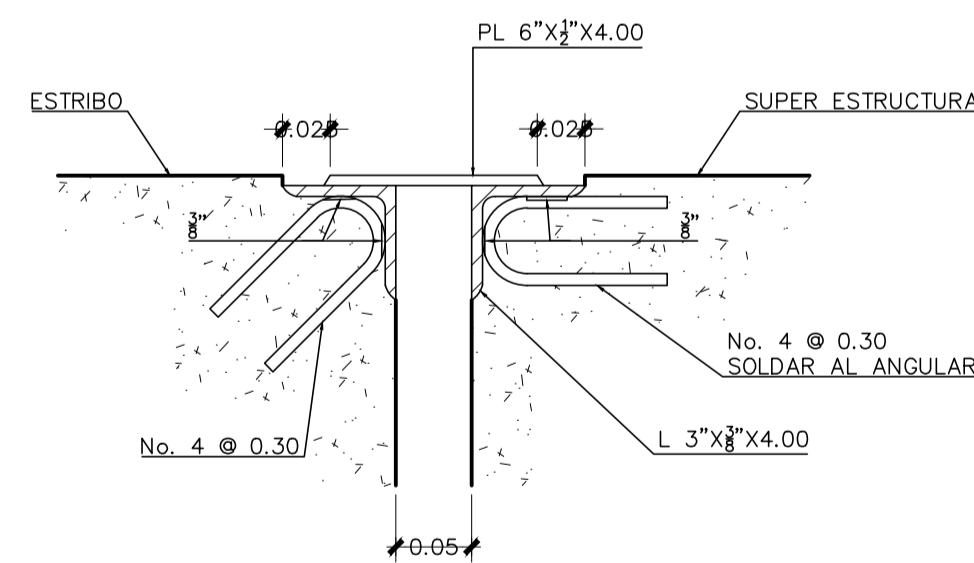
ALZADO FIJACION DE APOYOS

ESC 1/15



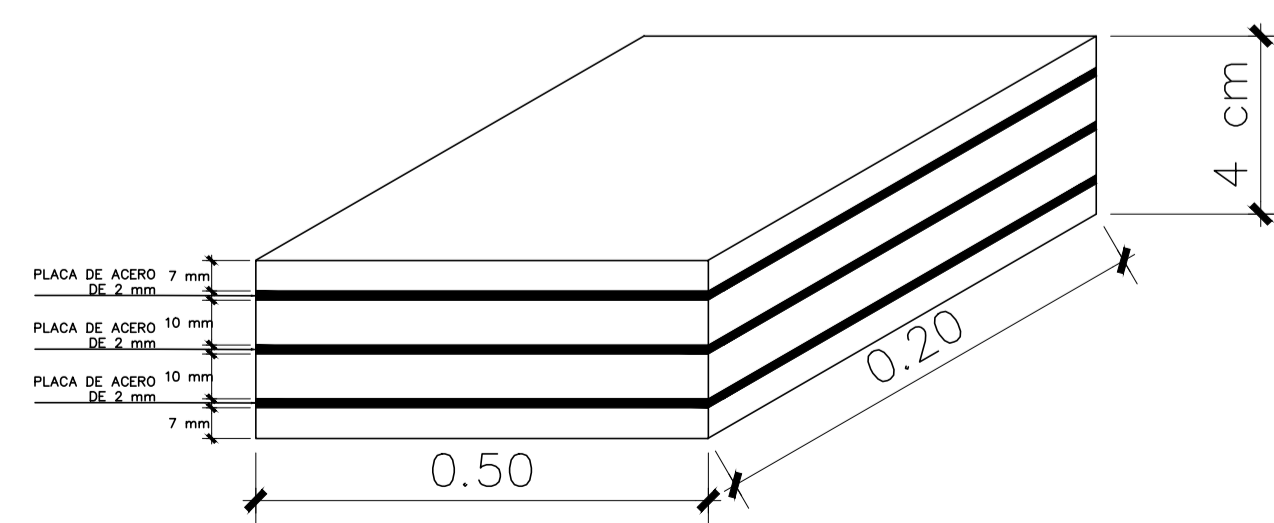
ELEVACION FIJACION DE APOYOS

ESC 1/10



DETALLE DE JUNTA DE CALZADA

ESC 1/10



DETALLE DE NEOPRENO

SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES GENERALES:

NORMAS DE DISEÑO:

- "STANDARD SPECIFICATION HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY, AND TRANSPORTATION OFFICIALS, (AASHTO) SÉPTIMA EDICIÓN, 2014.
- "ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES" DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, EDICIÓN 2001.
- "REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318US-14)" DE LA AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, EDICIÓN 2014.

PARÁMETROS DE DISEÑO:

- CARGA VIVA: CAMIÓN HL-93 (AASHTO)
- ANCHO DE VIA: 2 CARRILES DE 3.70 METROS DE ANCHO
- LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS: 15 METROS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- CONCRETO CLASE 2 500 (CICLÓPEO): ESPECIFICACIÓN 555 DE DGC PARA MUROS DE ESTRIBOS SE USARÁ CONCRETO CICLÓPEO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 175 MPa (2 500 lb/pulg²) LOS AGREGADOS A USAR DEBERÁN DE ESTAR CONFORME A ESPECIFICACIÓN 551.04 (a) (b) (c) Y LA PIEDRA NO MAYOR A 30 cm.

- CONCRETO CLASE 3 000: PARA POSTES Y TOPES SÍSMICOS SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 21 MPa (3 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

- CONCRETO CLASE 5 000: PARA VIGAS DE APOYO, LOSA, DIAFRAGMAS Y BIGAS REFORZADAS DE PUENTE SE USARÁ CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 35 MPa (5 000 lb/pulg²) A LOS 28 DÍAS EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR DEBERÁ ESTAR CONFORME A LAS ESPECIFICACIÓN 551.04 (b) (c).

- ACERO DE REFUERZO: SECCIÓN 552.03 (a) (1), ESPECIFICACIONES DE DGC SE USARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 60, EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.

- RECUBRIMIENTO: SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRAFICO 5 cm EN AMBOS LADOS, COLUMNAS, VIGAS REFORZADAS Y DIAFRAGMAS 5 cm, PARA VIGAS DE APOYO Y CORTINA 7 cm.

- TRASLAPES: LOS TRASLAPES DEBERÁN HACERSE SEGÚN ESPECIFICACIÓN 552-08 DE DGC EN EL CUAL QUEDA ESTABLECIDA UNA LONGITUD DE DESARROLLO EN FUNCIÓN A LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, EL ACERO Y EL ÁREA DE LA BARRA DE REFUERZO.

- JUNTAS: SE UTILIZARÁN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN ESPECIFICACIÓN 553-10 DONDE LO INDICAN LOS PLANOS O AUTORICE EL DELEGADO.

- EL APOYO SÍSMICO: NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60, MÓDULO DE CORTE G= 0.90 MPa, Cd= 0.35. EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO SERA DE fy= 345 MPa.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO

PROYECTO:
PUENTE CANTON SAN ANTONIO

CONTENIDO:
DETALLES DE SUBERESTRUCTURA

CALCULO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

DISEÑO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

DIBUJO:
JUAN CARLOS FERNANDEZ

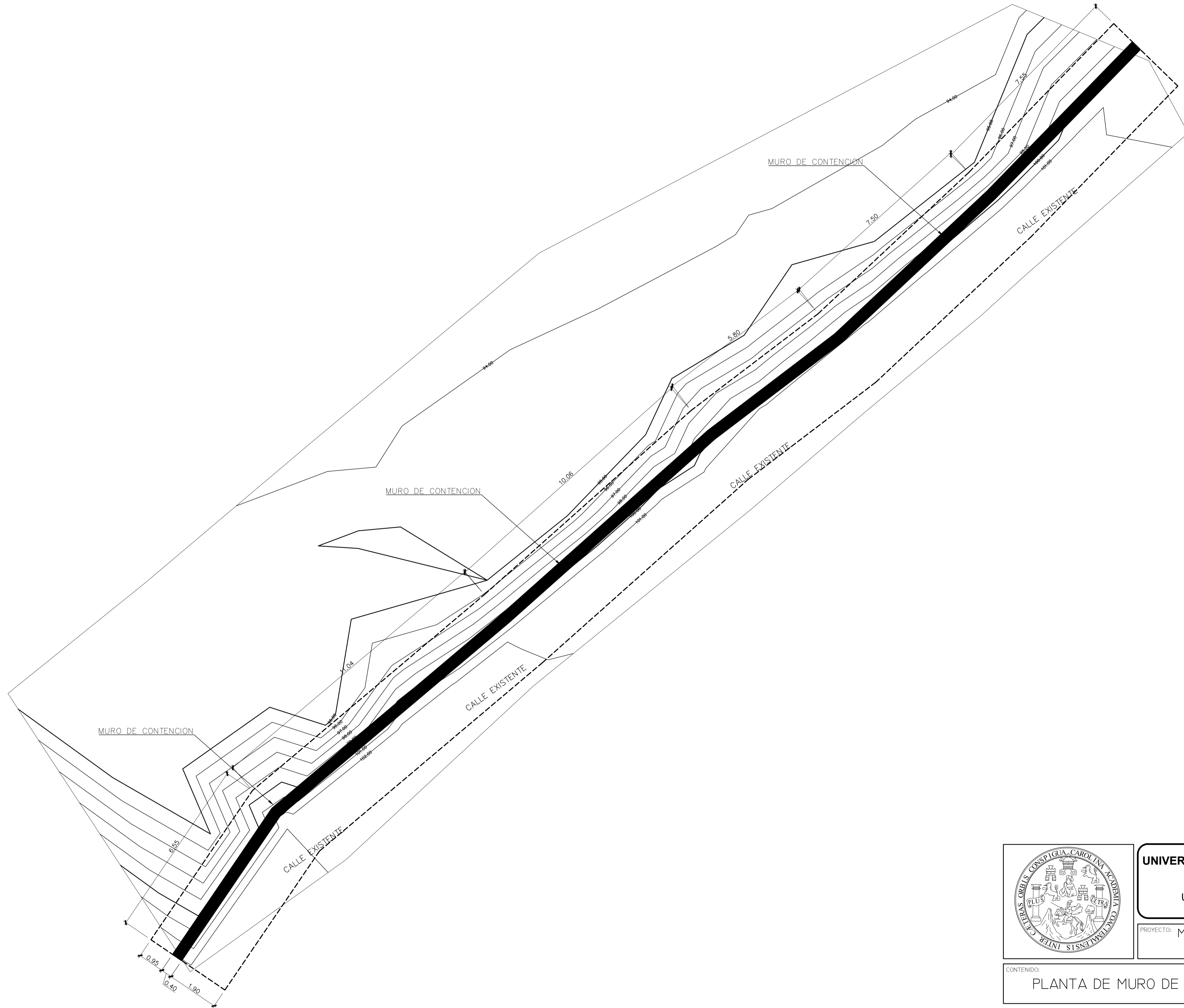
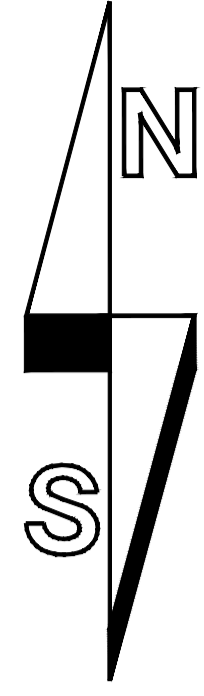
ESCALA:
INDICADA

HOJA
4 / 4

ING. OSCAR ÁRQUETA HERANDEZ
ASESOR/SUPERVISOR EPS

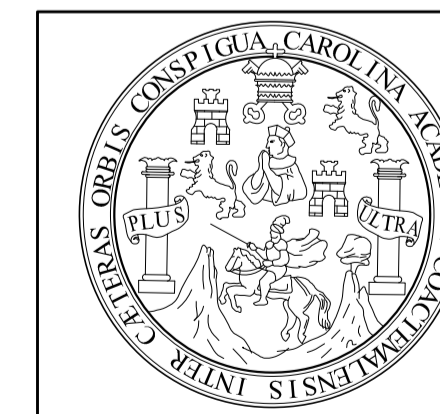
Apéndice 2. **Planos de muro de contención**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2018.



PLANTA DE MURO + TOPOGRAFIA

ESC 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
 SUPERVISADO

PROYECTO: MURO DE CONTENCION COLONIA LA
 NAVIDEÑA

CONTENIDO:
 PLANTA DE MURO DE CONTENCION

CALCULO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

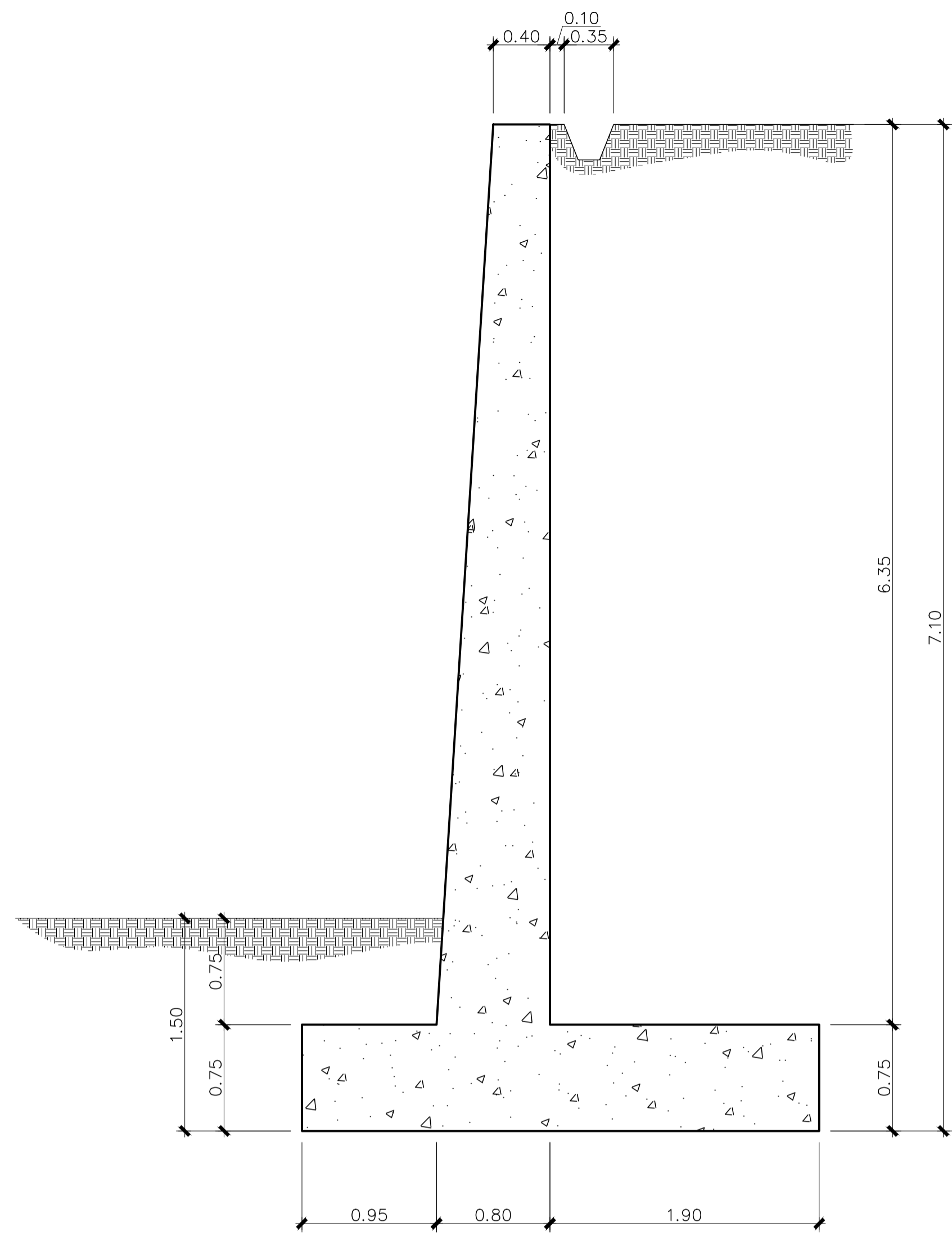
DISENO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

DEBUIJO:
 JUAN CARLOS FERNANDEZ

ESCALA:
 INDICADA

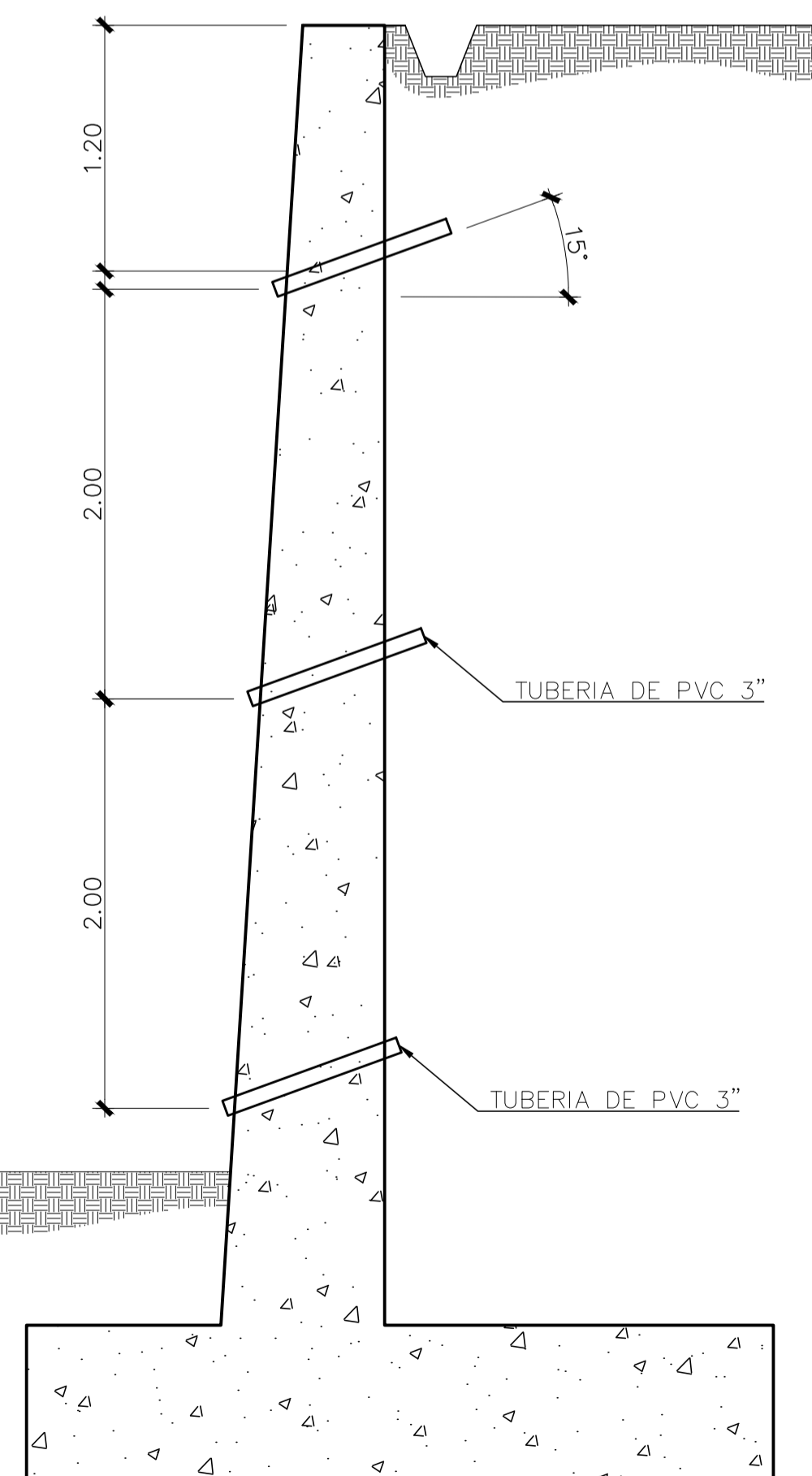
H O J A
 1 / 2

ING. OSCAR ARGUETA HERANDEZ
 ASESOR/SUPERVISOR EPS



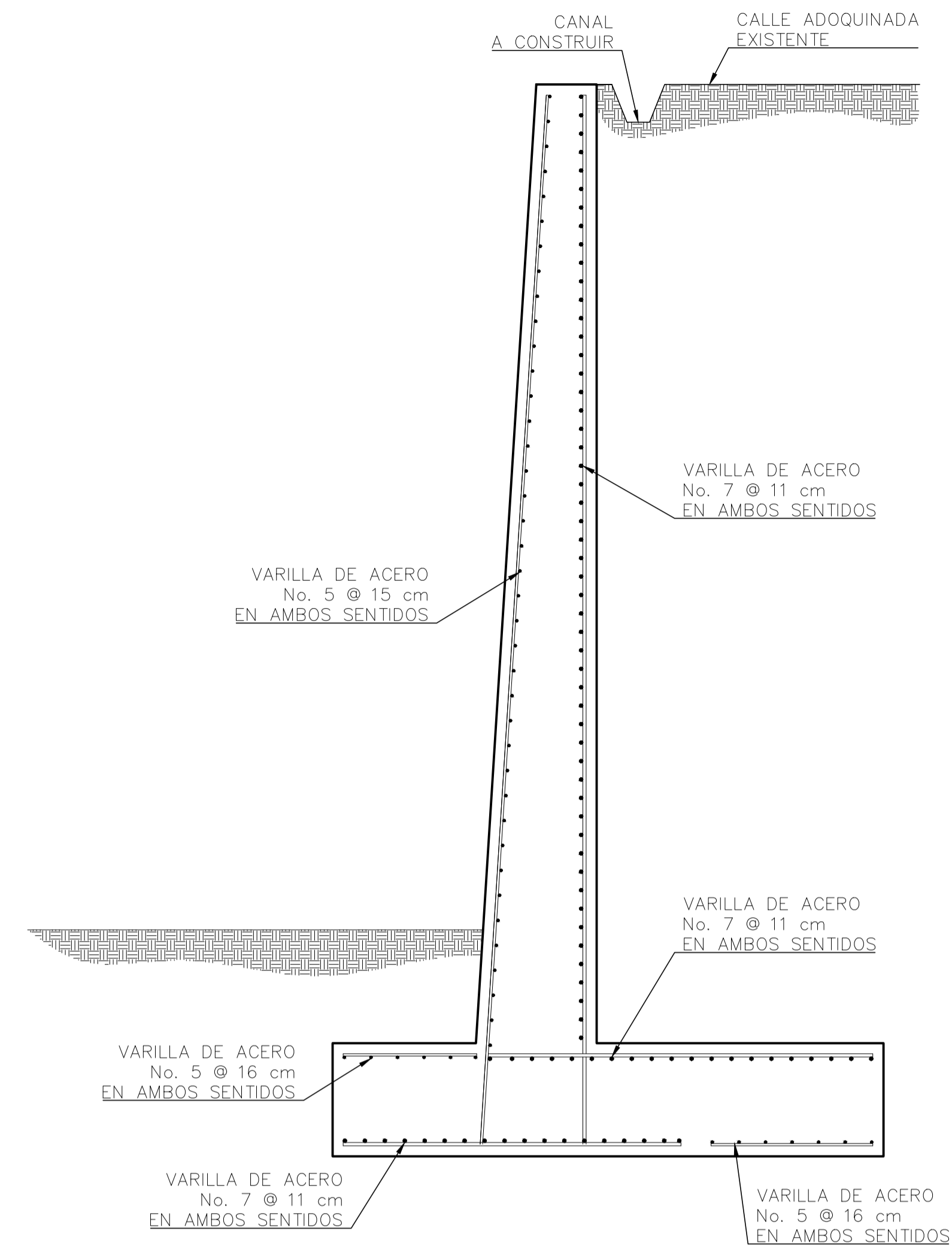
ELEVACION DEL MURO

ESC 1/30



DETALLE DE DRENAJE DEL MURO

ESC 1/30

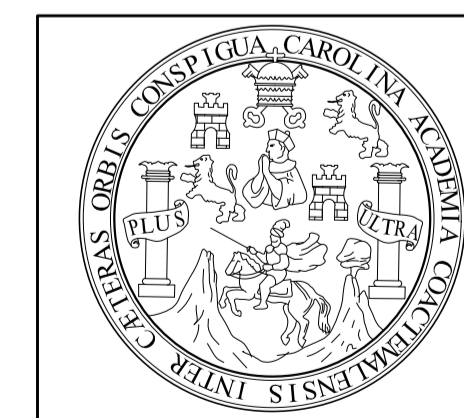


DETALLE DE ARMADO DEL MURO

ESC 1/30

ESPECIFICACIONES GENERALES:

- SE UTILIZARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESION DE 352 Kg/cm² (5 000 PSI) A LOS 28 DIAS.
- EL ACERO DE REFUERO DEBERA SER CORRUGADO DE GRADO ESTRUCTURAL 40 (2810 Kg/cm²).
- EL RECUBRIMIENTO DEBERA DE SER DE 7 cm.
- TODAS LAS DIMENSIONES DEL MURO ESTAN EN METROS.
- LOS DRENAJES TRANSVERSALES DEBERAN DE COLOCARSE A UNA SEPARACION COMO INDICA EN EL DETALLE, ADEMAS DE A UNA SEPARACION DE 4 m LONGITUDINALMENTE.
- EL TERRENO DE LA BASE DEL MURO DEBERA ESTABILIZARSE CON UN PORCENTAJE DE CAL DEL 4% Y COMPACTARSE DEBIDAMENTE AL 98% DEL PROCTOR MODIFICADO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL
 SUPERVISADO

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN COLONIA LA NAVIDEÑA

CONTENIDO: DETALLES

CALCULO: JUAN CARLOS FERNANDEZ

DISENO: JUAN CARLOS FERNANDEZ

DEBUIJO: JUAN CARLOS FERNANDEZ

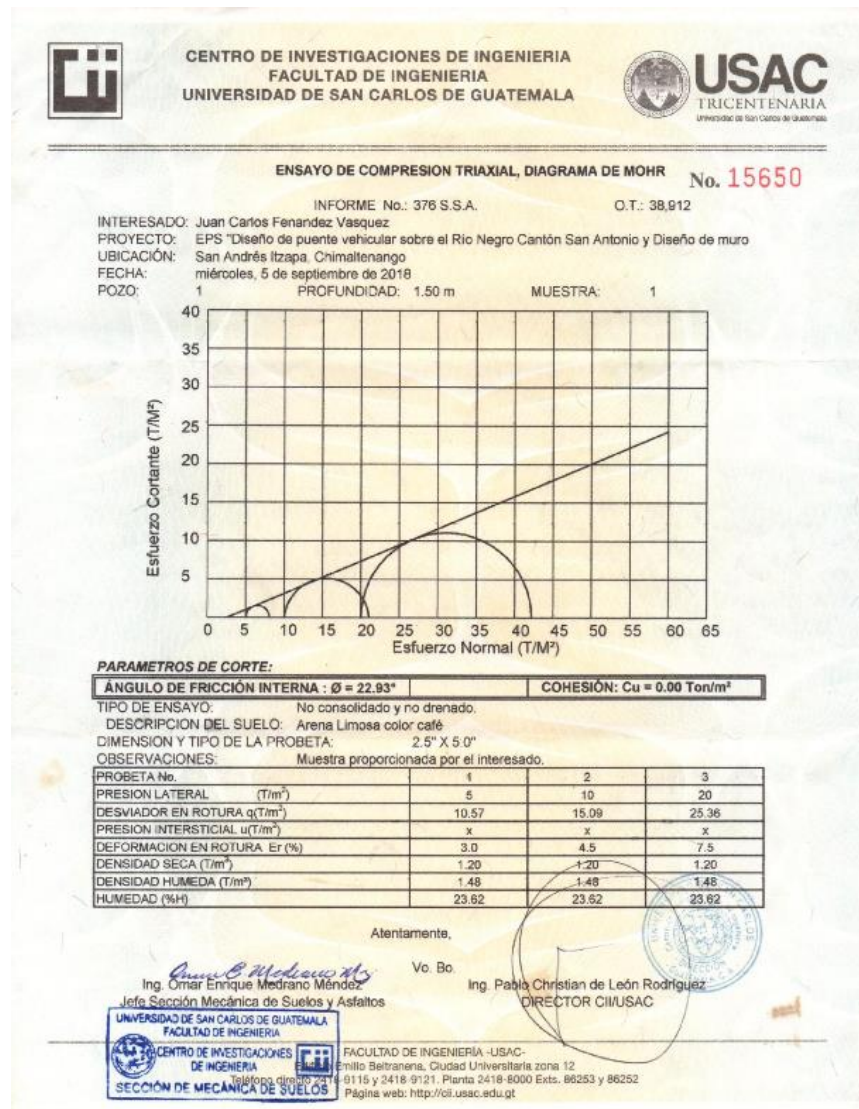
ESCALA: INDICADA

HOJA
1 / 1


ING. OSCAR ARGUETA HERANDEZ
 ASESOR/SUPERVISOR EPS

ANEXO


Anexo 1. Estudio de suelos puente vehicular y muro de contención



Continuación del anexo 1.



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

Informe No.: 375 S.S.A. O.T.: 38,912

Interesado: Juan Carlos Fernandez Vasquez

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo

Norma: ASTM D6913-04

Proyecto: EPS "Diseño de puente vehicular sobre El Río Negro Cantón San Antonio y diseño de muro de contención para la Colonia La Navideña"

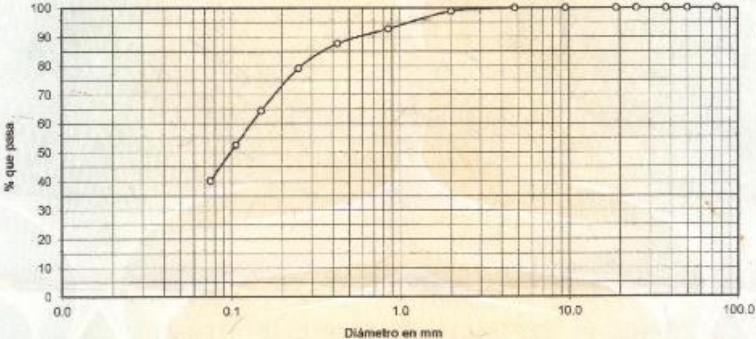
Ubicación: San Andrés Itzapa, Chimaltenango

Fecha: miércoles, 5 de septiembre de 2018

No. 15649

Análisis con Tamices:

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	98.86
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	92.78
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	87.66
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	79.20
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	64.39
3/8"	9.5 mm	100.00	140	106 µm	52.58
4	4.75 mm	100.00	200	75 µm	40.15



Descripción del suelo: Arena limosa color café

Clasificación: S.C.U.: SM % de Grava: 0.00 D10: *

P.R.A.: A-4 % de Arena: 59.85 D30: *

% de finos: 40.15 D60: 0.125 mm

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.
* Diámetro efectivo no aplica.

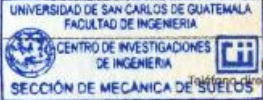
Atentamente,

Vo.Bo.


Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo.Bo.

Pablo Christian de León Rodríguez
Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
DIRECTOR CII/USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS

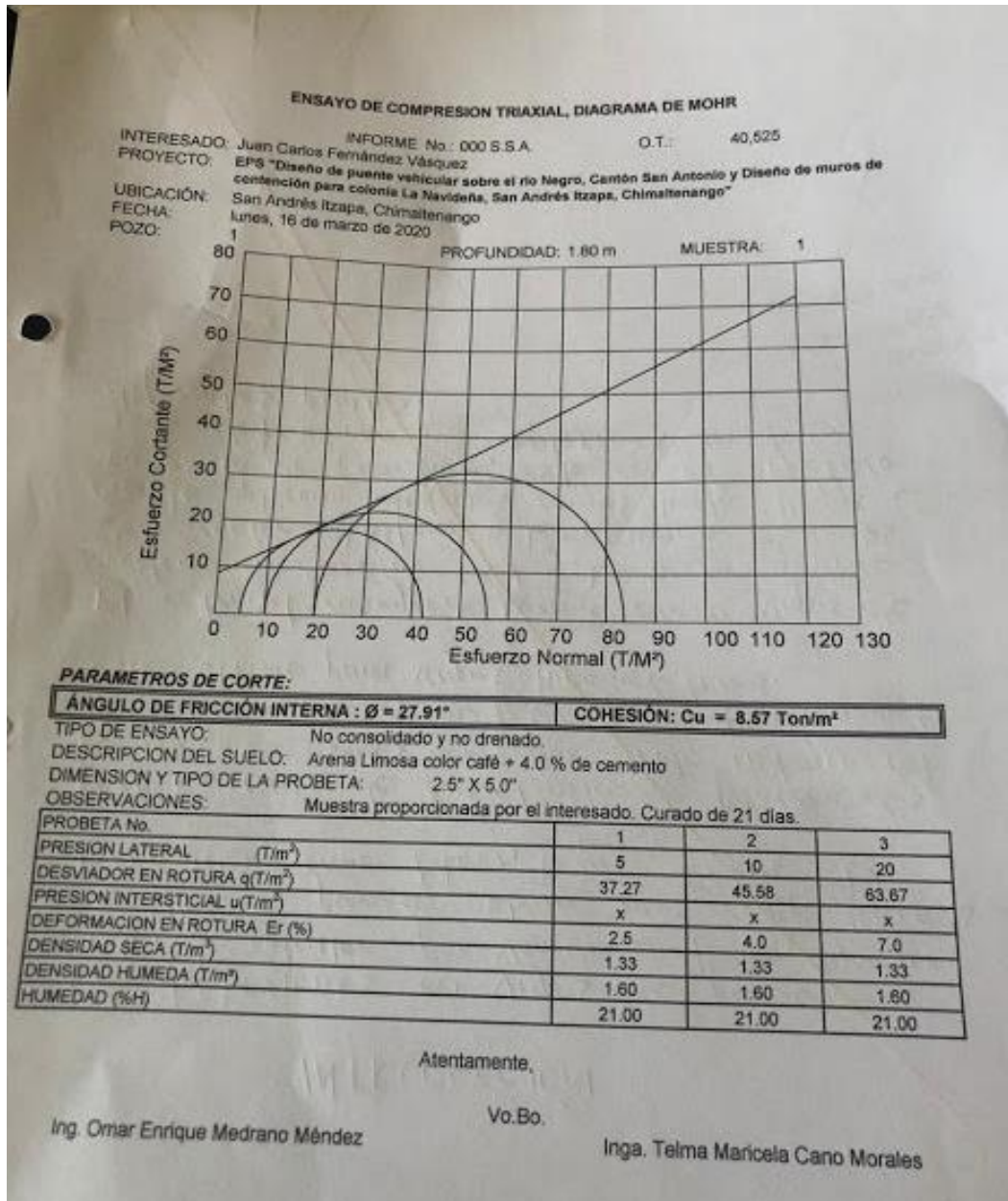


FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltránena, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

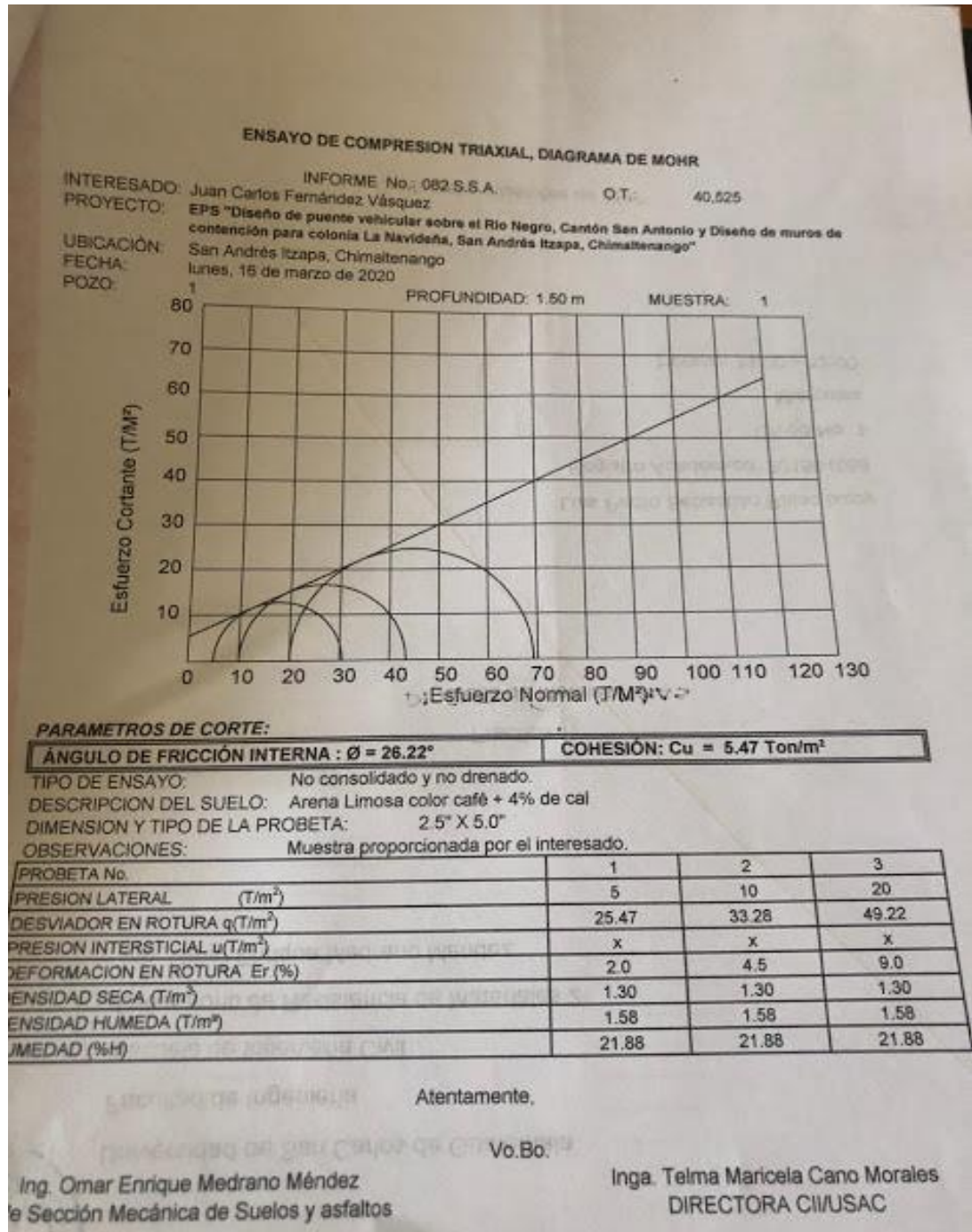
Continuación del anexo 1.

	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	 USAC TRICENTENARIA Universidad de San Carlos de Guatemala			
INFORME No. 374 S.S.A.		O.T.: 36,912			
		No. 15648			
Interesado:	Juan Carlos Fernandez Vasquez				
Proyecto:	EPS "Diseño de puente vehicular sobre el Río Negro Cantón San Antonio y diseño de Muro de contención para la Colonia La Navidaña"				
Asunto:	ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG				
Norma:	AASHTO T-89 Y T-90				
Ubicación:	San Andrés Itzapa, Chimaltenango				
FECHA:	miércoles, 5 de septiembre de 2018				
RESULTADOS:					
ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL. (%)	LP. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	29.1	4.3	ML	Arena Limosa color café
(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD					
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.					
Atentamente,					
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos			Vo.Bo.  Ing. Pablo Christian de León Rodríguez DIRECTOR CI/USAC		
					
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC- Edificio Emilio Beltránena, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-9000 Exts. 86253 y 86252 Página web: http://ci.usac.edu.gt					

Continuación del anexo 1.



Continuación del anexo 1.



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería USAC.

