

# **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**



## **UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

### **CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

#### **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA – 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES**

#### **TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**JORGE LEONARDO PUGO VEGA**

Director: Ing. Civ. Juan Medardo Solá Quintuña, M.Sc.

**2018**



## DECLARACIÓN

Yo JORGE LEONARDO PUGO VEGA, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que se ha consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

-----

Jorge Leonardo Pugo Vega

C.I. 0105628812

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por JORGE LEONARDO PUGO VEGA,  
bajo mi supervisión.

-----  
Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

## **DEDICATORIA**

A Dios y a mis padres Jorge y Margarita, por haberme apoyado en todo momento, ellos han sido el pilar fundamental para alcanzar todas las metas que me he propuesto en el trayecto de mi vida.

A mis hermanos Miriam, Diana y Fernando que siempre me han estado a mi lado en los bueno y malos momentos de mi vida.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por darme salud, vida y fortaleza para salir adelante y cumplir todas las metas que me he propuesto en mi vida.

A mis padres Jorge y Margarita por todo el apoyo incondicional que me han dado durante esta etapa de mi vida, gracias por estar siempre a mi lado.

A mis hermanos que han estado conmigo siempre brindándome una palabra de aliento para seguir adelante y agradezco a toda mi familia por el apoyo recibido.

A mi director de tesis Ing. Juan Solá por apoyo y confianza en mi trabajo y por ser una guía en el trayecto de este proyecto.

## CONTENIDO

<b>DECLARACIÓN</b> .....	<b>i</b>
<b>CERTIFICACIÓN</b> .....	<b>ii</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>iii</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>iv</b>
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xi
ÍNDICE DE TABLAS .....	xix
Resumen .....	xxiii
Abstract .....	xxiv
<b>CAPITULO I. Marco Referencial</b> .....	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Formulación del problema .....	2
1.3. Justificación.....	2
1.4. Objetivos .....	3
1.4.2. Específicos .....	3
<b>CAPITULO II. Marco Teórico</b> .....	<b>4</b>
2.1. Definición.....	4
2.2. Clasificación.....	4
2.2.1. Según su utilidad: .....	4
2.2.2. Según el material de que sean hechos: .....	4
2.2.3. Según la localización de la calzada: .....	4

2.2.4. Según el tipo de estructura: .....	5
2.3. Partes de un Puente .....	5
2.3.1. Infraestructura .....	5
2.3.2. Superestructura.....	6
2.4. Geometría.....	7
2.4.1. Sección transversal.....	7
2.4.2. Ancho de vía .....	7
2.4.3. Bermas.....	8
2.4.4. Veredas.....	8
2.4.5. Barandas .....	8
2.4.6. Gálibos .....	9
2.4.7. Juntas de dilatación .....	10
CAPITULO III. Estudios Preliminares .....	11
3.1. Ubicación .....	11
3.2 Estudio Topográfico.....	13
3.3. Estudio hidrológico .....	14
3.3.1. Cuenca Hidrográfica .....	14
3.3.2. Área de la cuenca Hidrográfica.....	15
3.3.3. Perímetro de la Cuenca Hidrográfica .....	16
3.3.4. Desnivel de la cuenca.....	16
3.3.5. Índice o Factor de Forma de una Cuenca.....	16

3.3.6. Curvas características de la Cuenca .....	17
3.3.7. Pendiente media de la cuenca .....	18
3.3.8. Índices Hidrológicos .....	21
3.3.9. Uso de suelo .....	23
3.3.10. Estudio de escorrentía .....	25
3.3.11. Análisis Estadístico De Datos Hidrometeorológicos .....	28
3.4. Estudio Hidráulico .....	45
3.4.1. Coeficiente de Rugosidad de Manning .....	45
3.4.2. Modelación Hidráulica en HEC RAS .....	46
3.4.3. Socavación .....	49
3.5. Estudio Geotécnico .....	52
3.5.1. Sistema Unificada De Clasificación De Suelos (Sucs) .....	55
3.5.2. Ensayo de corte directo .....	57
3.6. Estudio de Tránsito .....	61
3.6.1. Cálculo del tráfico promedio anual .....	61
3.6.2. Análisis de tráfico existente .....	62
3.6.2. Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA .....	66
CAPITULO VI. Cálculo y diseño de la superestructura e infraestructura.....	68
4.1. Introducción .....	68
4.2. Cargas.....	68
4.2.1. Cargas Permanentes .....	68

4.2.2. Cargas Transitorias.....	69
4.3. Estados Límites y Combinación De Cargas.....	73
4.3.1. Estados Límites .....	73
4.3.2. Ductilidad.....	76
4.3.3. Redundancia.....	77
4.3.4. Importancia Operativa.....	77
4.3.5. Combinación de cargas .....	78
4.4. Cálculo y Diseño del Tablero De Hormigón Armado .....	81
4.4.1. Pre dimensionamiento de los elementos de la sección transversal .....	81
4.4.1 Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico .....	84
4.5 Cálculo y Diseño de Vigas Metálicas .....	135
4.5.1. Pre dimensionamiento de las vigas metálicas .....	135
4.5.2. Análisis de Cargas.....	139
4.5.3. Análisis de Viga Sola.....	141
4.5.4. Efectos De Carga Combinados .....	162
4.5.5. Análisis por cortante .....	162
4.5.6. Análisis Por Flexión.....	165
4.5.7. Determinación si la sección es compacta:.....	172
4.5.8. Control de Deflexiones .....	172
4.5.9. Contra flecha .....	174
4.5.10. Elementos Secundarios .....	175

4.6. Cálculo y Diseño de Estribos .....	231
4.6.1. Datos necesarios para el diseño de estribos: .....	231
4.6.2. Pre dimensionamiento .....	232
4.6.3. Determinación de las cargas aplicadas sobre el estribo .....	234
4.6.4. CASO 1: Estribo con puente .....	237
4.6.5. Estados límites y combinación de cargas .....	245
4.6.6. Chequeo de estabilidad y esfuerzos .....	246
CASO 2: Estribo sin puente .....	250
Estados límites y combinaciones de carga .....	250
Chequeo de estabilidad y esfuerzos .....	252
4.6.7. Cálculo De Acero .....	253
4.6.7.1. Diseño de Pantalla.....	253
4.6.7.2. Diseño De Cimentación .....	260
4.6.7.2. Viga de asiento .....	271
4.6.7.5. Diseño de Muro de Ala .....	279
CAPITULO V. Conclusiones y Recomendaciones .....	306
6.1. Conclusiones: .....	306
6.2. Recomendaciones:.....	307
BIBLIOGRAFÍA.....	309
CAPITULO V. Anexos .....	311
ANEXOS I: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN DEL RIO. ....	311

ANEXO II: ENCUESTAS (ESTUDIO DE TRÁNSITO).....	311
ANEXO III: PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO. ....	311
ANEXO IV: PLANO TOPOGRÁFICO DEL SITIO DEL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE. ....	311
ANEXO V: PLANO DE PLANTA Y PERFIL DEL PUENTE. ....	311
ANEXO VI: PLANOS DEL DISEÑO DEL PUENTE (SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA).....	311

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Infraestructura de un puente (Fuente: Gómez Díaz, 2012) .....	6
Figura 2. 2: Superestructura de un puente (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012) .....	6
Figura 2. 3: Ancho de vía (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012) .....	7
Figura 2. 4: Baranda peatonal típica (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012) .....	8
Figura 2. 5: Gálibos en Puentes (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012) .....	9
Figura 2. 6: Junta con sello de compresión (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012).....	10
Figura 3. 1: Ubicación (Fuente: Google Earth).....	12
Figura 3. 2: Ubicación de puente sobre el Rio Burgay – Azogues (Fuente: Elaboración Propia).....	12
Figura 3. 3 : Delimitación de la cuenca Azogues (Fuente: Elaboración Propia) .....	15
Figura 3. 4: Curva Hipsométrica (Fuente: Elaboración Propia) .....	18
Figura 3. 5: Pendiente media de la cuenca (Fuente: Elaboración Propia).....	19
Figura 3. 6: Pendientes de la cuenca hidrográfica (Fuente: Elaboración Propia) .....	20
Figura 3. 7: Mapa de suelos de la cuenca analizada (Fuente: Elaboración Propia) .....	24
Figura 3. 8: Curvas intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos de retorno (Fuente: Elaboración Propia) .....	38
Figura 3. 9: Hietograma de precipitación total (Fuente: Elaboración Propia) .....	40
Figura 3. 10: Resultados de la modelación en software HEC – HMS (Fuente: Elaboración Propia).....	44
Figura 3. 11: Franja topográfica y secciones transversales del rio analizado (Fuente: Elaboración Propia) .....	45
Figura 3. 12: Valores del coeficiente n, para diferentes superficies Fuente: (Villón Béjar, HIDRÁULICA DE CANALES, 2007).....	46

Figura 3. 13: Ingreso de caudal de diseño y pendiente del cauce en HEC – RAS (Fuente: Elaboración Propia) .....	47
Figura 3. 14: Ingreso de información del modelo en HEC – RAS (Fuente: Elaboración Propia).....	47
Figura 3. 15: Resultados de la modelación hidráulica del río Burgay (Fuente: Elaboración Propia).....	48
Figura 3. 16: Perfil del cauce antes y después de la erosión, Fuente: (Gómez Díaz, 2012)	50
Figura 3. 17: Socavación general del lecho del río (Fuente: Elaboración Propia).....	51
Figura 3. 18: Toma de muestras en los márgenes del río Burgay (Fuente: Elaboración Propia).....	52
Figura 3. 19: Ensayo, análisis granulométrico, margen derecho río Burgay (Fuente: Elaboración Propia) .....	53
Figura 3. 20: Ensayo Límites de Atterberg, margen derecho río Burgay (Fuente: Elaboración Propia) .....	54
Figura 3. 21: Curva granulométrica (Fuente: Elaboración Propia).....	55
Figura 3. 22: Ensayo de corte directo (Elaboración propia) .....	58
Figura 3. 23: Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia) .....	58
Figura 3. 24: Gráfico Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia) .....	59
Figura 3. 25: Gráfico Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia) .....	59
Figura 3. 26: Carretera convencional básica o camino básico (Fuente: NEVI – 2012, Volumen 2) .....	66
Figura 4. 1: Características del camión de diseño HL-93 (Fuente: AASHTO LRFD, 2004) .....	70

Figura 4. 2: Tándem de diseño (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012; Según AASHTO LRFD, 2004).....	71
Figura 4. 3: Carga de Carril de Diseño (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012; Según AASHTO LRFD, 2004).....	71
Figura 4. 4: Sección transversal de la superestructura (Fuente: Elaboración Propia).....	83
Figura 4. 5: Distribución de las barandas y protecciones laterales de puente (Fuente: Elaboración Propia) .....	86
Figura 4. 6: Diagrama de momentos de la faja transversal del tablero (Fuente: (Rúales Fonseca, 2014)).....	87
Figura 4. 7: Momentos y reacciones provocadas por peso de la losa (Fuente: Elaboración Propia).....	88
Figura 4. 8: Momentos y reacciones provocadas por peso del voladizo (Fuente: Elaboración Propia) .....	89
Figura 4. 9: Momentos y reacciones provocadas por peso de barandas (Fuente: Elaboración Propia) .....	90
Figura 4. 10: Momentos y reacciones provocadas por la capa de rodadura (Fuente: Elaboración Propia) .....	91
Figura 4. 11: Momentos y reacciones provocadas por las aceras (Fuente: Elaboración Propia).....	92
Figura 4. 12: Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia) .....	95
Figura 4. 13: Posición del eje del camión de diseño para $M_{max}$ (un carril cargado) (Fuente: Elaboración Propia) .....	96
Figura 4. 14: Momento en $M(0.4*S)$ y reacciones en los apoyos, obtenidos por el programa SAP 2000 (una vía cargada) (Fuente: Elaboración Propia).....	97

Figura 4. 15: Posición del eje del camión de diseño para $M_{max}$ (dos vías cargadas) (Fuente: Elaboración Propia) .....	98
Figura 4. 16: Ubicación del eje del camión de diseño para el máximo momento positivo, obtenidos por el programa SAP 2000 (dos carriles cargados) (Fuente: Elaboración Propia) .	99
Figura 4. 17: Posición del eje del camión para $M_{max}$ (una vía cargada) (Fuente: Elaboración Propia) .....	100
Figura 4. 18: Momentos y reacciones en los apoyos en posición del eje del camión para $M_{max}$ , obtenidos en el programa SAP 2000 (Fuente: Elaboración Propia).....	101
Figura 4. 19: Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la $R_b$ (max) en el apoyo B (Fuente: Elaboración Propia) .....	102
Figura 4. 20: Reacciones en los apoyos con debido a cargas del eje posterior del camión de diseño (Fuente: Elaboración Propia).....	103
Figura 4. 21: Cargas y sección crítica D-D, para el momento negativo de diseño (Fuente: Elaboración Propia) .....	107
Figura 4. 22: Alturas efectivas para el armado del tablero (Fuente: Elaboración Propia)	111
Figura 4. 23: Ubicación del eje neutro para la verificación del $A_s +$ (Fuente: Elaboración Propia).....	122
Figura 4. 24: Ubicación del eje neutro para la verificación del $A_s -$ (Fuente: Elaboración Propia).....	124
Figura 4. 25: Armado principal y secundario del tablero (Fuente: Elaboración Propia) ..	126
Figura 4. 26: Cargas y sección de análisis para diseño del voladizo (Fuente: Elaboración Propia).....	127
Figura 4. 27: Posición normal de máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia)...	128
Figura 4. 28: Posición accidental con máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia) .....	128

Figura 4. 29: Esquema de armado del voladizo (Fuente: Elaboración Propia).....	131
Figura 4. 30: Ubicación de cargas y sección transversal de poste (Fuente: Elaboración Propia).....	132
Figura 4. 31: Armado de poste, a) Vista en planta y b) Vista frontal (Fuente: Elaboración Propia).....	134
Figura 4. 32: Configuración de la viga metálica armada (Fuente: Elaboración Propia)...	135
Figura 4. 33: Dimensionamiento adoptado por la viga metálica armada (Fuente: Elaboración Propia) .....	138
Figura 4. 34: Representación de sección resistente (primera etapa) (Fuente: Elaboración Propia).....	141
Figura 4. 35: Diagrama de esfuerzos que actúan en la viga (primera etapa) (Fuente: Elaboración Propia) .....	144
Figura 4. 36: Sección compuesta (Segunda etapa) (Fuente: Elaboración Propia) .....	145
Figura 4. 37: Diagrama de esfuerzos (Segunda Etapa) (Fuente: Elaboración Propia).....	151
Figura 4. 38: Diagrama de esfuerzos (Puente Vacío) (Fuente: Elaboración Propia) .....	151
Figura 4. 39: Posición de la resultante por máximo momento (Fuente: Elaboración propia) .....	153
Figura 4. 40: Posición del vehículo en donde se produce el máximo momento (Fuente: Elaboración Propia) .....	155
Figura 4. 41: Posición donde se produce el máximo cortante (Fuente: Elaboración Propia) .....	156
Figura 4. 42: Sección resistente (Puente en servicio) (Fuente: Elaboración Propia) .....	157
Figura 4. 43: Diagrama de esfuerzos (3ra etapa) (Fuente: Elaboración Propia).....	161
Figura 4. 44: Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio) (Fuente: Elaboración Propia).....	161

Figura 4. 45: Carga resistente para cada elemento (viga y losa) (Fuente: Elaboración Propia).....	167
Figura 4. 46: Posible ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (Fuente: Rúaes (2014)).....	169
Figura 4. 47: Ubicación del eje neutro plástico en la viga (Fuente: Elaboración Propia).	170
Figura 4. 48: Ubicación del eje neutro plástico en la viga, acotado (Fuente: Elaboración Propia).....	171
Figura 4. 49: Contra flecha debido a carga muerta (Fuente: Elaboración Propia).....	175
Figura 4. 50: Rigidizadores transversales de apoyo (Fuente: Elaboración Propia) .....	176
Figura 4. 51: Rigidizador Transversal Intermedio (Fuente: Elaboración Propia).....	177
Figura 4. 52: Detalle de yc, segunda etapa (Fuente: Elaboración Propia) .....	187
Figura 4. 53: Perfil tipo “L” (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos “L” de DIPAC) .....	189
Figura 4. 54: Perfil tipo “L” (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos “L” de DIPAC) .....	192
Figura 4. 55: Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales (Fuente: Elaboración propia).....	195
Figura 4. 56: Perfil tipo “L” (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos “L” de DIPAC) .....	195
Figura 4. 57: Contraviento horizontal (Diagonales inferiores) (Fuente: Elaboración Propia).....	198
Figura 4. 58: Configuración de la soldadura de filete (Fuente: (Segui, 2000)) .....	199
Figura 4. 59: Soldadura de filete entre el patín inferior y la placa metálica (Fuente: Elaboración propia).....	204

Figura 4. 60: Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista frontal) (Fuente: Elaboración propia).....	206
Figura 4. 61: Ubicación del cordón de soldadura entre el patín superior e inferior con el rigidizador transversal intermedio (Fuente: Elaboración propia) .....	207
Figura 4. 62: Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga (Fuente: Elaboración propia) .....	209
Figura 4. 63: Ubicación del cordón de suelda entre el conector de corte y el patín superior (Fuente: Elaboración propia) .....	210
Figura 4. 64: Conexión apernada entre el rigidizador transversal intermedio y arriostramiento horizontal (Fuente: Elaboración propia).....	215
Figura 4. 65: Conexión apernada entre el rigidizador transversal intermedio y diagonal vertical (Fuente: Elaboración propia) .....	217
Figura 4. 66: Conexión apernada entre diagonales verticales (Fuente: Elaboración propia) .....	219
Figura 4. 67: Conexión apernada entre diagonales horizontales (Fuente: Elaboración propia).....	221
Figura 4. 68: Cargas de Diseño (Camión de diseño) (Fuente: Elaboración propia) .....	222
Figura 4. 69: Cargas de Diseño (Carga equivalente) (Fuente: Elaboración propia) .....	225
Figura 4. 70: Sección adoptada del neopreno (Fuente: Elaboración propia) .....	230
Figura 4. 71: Tipos de estribos (Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)).....	231
Figura 4. 72: Pre dimensionamiento de estribo en voladizo (Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012), según AASHTO LRFD) .....	232
Figura 4. 73: Características del terreno y cargas en estribo (Fuente: Elaboración propia) .....	233
Figura 4. 74: Cargas que actúan en el estribo (Fuente: Elaboración propia) .....	234

Figura 4. 75: Posición de la carga viga (Fuente: Elaboración propia) .....	236
Figura 4. 76: Fuerzas de la cuña activa en un muro tipo pantalla (Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)).....	243
Figura 4. 77: Ubicación de la viga de asiento (Fuente: Elaboración Propia).....	271
Figura 4. 78: Diagrama de cortantes y momentos que actúan en la viga de asiento (Fuente: Elaboración propia).....	273
Figura 4. 79: Geometría de la viga de asiento (Fuente: Elaboración propia).....	274
Figura 4. 80: Armado de la viga de asiento .....	276
Figura 4. 81: Geometría de la trabe sísmica.....	278
Figura 4. 82: Dimensiones estimadas para algunos componentes de un muro en voladizo (Fuente: Braja das, 2013).....	279
Figura 4. 83: Dimensiones del muro de ala (Fuente: Elaboración propia) .....	280
Figura 4. 84: Cargas verticales y horizontales (Fuente: Elaboración propia) .....	280

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1 Determinación de la curva hipsométrica.....	17
Tabla 3. 2 Indicadores de la cuenca hidrográfica analizada.....	23
Tabla 3. 3 Distribución de uso de suelo de la cuenca .....	25
Tabla 3. 4 Obtención del CN.....	27
Tabla 3. 5 Precipitaciones anuales máximas en 24 horas (mm) .....	29
Tabla 3. 6 Resultado del análisis en la estación Chanín .....	32
Tabla 3. 7 Resultado del análisis en la estación Ricaurte .....	33
Tabla 3. 8 Resultado del análisis en la estación Ingapirca.....	34
Tabla 3. 9 Precipitaciones para un periodo de retorno determinado.....	35
Tabla 3. 10 Intensidades.....	37
Tabla 3. 11 Hietograma de tormenta.....	39
Tabla 3. 12 Precipitación Efectiva .....	40
Tabla 3. 13 Datos hidrológicos sobre la cuenca analizada.....	42
Tabla 3. 14 Parámetros hidráulicos del puente estudiado .....	49
Tabla 3. 15 Sistema unificado de clasificación de suelos .....	56
Tabla 3. 16 Clasificación del suelo analizado según SUCS.....	57
Tabla 3. 17 Resultados del ensayo de corte directo .....	60
Tabla 3. 18 Determinación del Factor Semanal .....	63
Tabla 3. 19 Determinación del Factor Semanal .....	64
Tabla 3. 20 Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA.....	66
Tabla 4. 1 Densidades de diversos materiales.....	69
Tabla 4. 2 Factor de presencia múltiple (m) .....	72

Tabla 4. 3 Incremento por carga dinámica (IM) .....	73
Tabla 4. 4 Factores y combinaciones de carga.....	80
Tabla 4. 5 Factores de carga para cargas permanentes .....	80
Tabla 4. 6 Datos del puente sobre el Rio Burgay.....	81
Tabla 4. 7 Fajas Equivalentes.....	94
Tabla 4. 8 Resumen de los efectos en las secciones de análisis por carga muerta y carga viva.....	104
Tabla 4. 9 Momentos flectores en la sección D-D, tanto para la carga viva como para la carga muerta.....	109
Tabla 4. 10 Propiedades geométricas de la viga .....	142
Tabla 4. 11 Propiedades geométricas de la sección compuesta .....	148
Tabla 4. 12 Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa).....	152
Tabla 4. 13 Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa).....	152
Tabla 4. 14 Propiedades geométricas de la sección compuesta (Tercera Etapa) .....	158
Tabla 4. 15 Esfuerzos cortantes últimos en secciones influyentes.....	163
Tabla 4. 16 Esfuerzos flexionantes últimos en secciones influyentes.....	166
Tabla 4. 17 Fracción de tráfico de camiones en un único carril .....	181
Tabla 4. 18 Fracción de camiones en el tráfico.....	181
Tabla 4. 19 Ciclos por pasada de camión (n) .....	182
Tabla 4. 20 Tipos de conectores de corte .....	183
Tabla 4. 21 Tamaño mínimo de la soldadura de filete .....	200
Tabla 4. 22 Tamaño mínimo de la soldadura de filete .....	200
Tabla 4. 23 Compatibilidad de Electroodos .....	201

Tabla 4. 24 Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete .....	202
Tabla 4. 25 Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete .....	202
Tabla 4. 26 Dimensiones estándares de pernos y tuercas .....	211
Tabla 4. 27 Tensiones admisibles en conectores .....	212
Tabla 4. 28 Áreas y Momentos de cada figura del estribo.....	237
Tabla 4. 29 Áreas y Momentos de cada figura por peso del terreno.....	238
Tabla 4. 30 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico .....	239
Tabla 4. 31 Cargas verticales y Momentos con respecto al punto “A” .....	239
Tabla 4. 32 Cargas horizontales y Momentos con respecto al punto “A” .....	244
Tabla 4. 33 Factores de carga utilizados .....	245
Tabla 4. 34 Combinaciones en cargas verticales (Estribo con puente).....	245
Tabla 4. 35 Momento estabilizador por cargas verticales.....	245
Tabla 4. 36 Combinaciones en cargas horizontales (Estribo con puente).....	246
Tabla 4. 37 Momento de vuelco.....	246
Tabla 4. 38 Cálculo de revisión al volteo en el punto “A” .....	248
Tabla 4. 39 Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo.....	248
Tabla 4. 40 Cálculo de revisión a la capacidad de carga.....	249
Tabla 4. 41 Combinaciones en cargas verticales (Estribo sin puente).....	250
Tabla 4. 42 Momento estabilizador por cargas verticales.....	250
Tabla 4. 43 Combinaciones en cargas horizontales (Estribo sin puente).....	251
Tabla 4. 44 Momento de vuelco.....	251
Tabla 4. 45 Cálculo de revisión al volteo en el punto “A” .....	252
Tabla 4. 46 Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo.....	252
Tabla 4. 47 Cálculo de revisión a la capacidad de carga.....	253

Tabla 4. 48 Cargas en base a la pantalla .....	253
Tabla 4. 49 Cargas verticales (Peso propio).....	281
Tabla 4. 50 Cargas verticales (Presión vertical debido a la carga muerta del terreno) .....	281
Tabla 4. 51 Ángulo de fricción entre diferentes materiales .....	282
Tabla 4. 52 Resumen de cargas verticales .....	283
Tabla 4. 53 Cargas verticales mayoradas .....	283
Tabla 4. 54 Momento estabilizador por cargas verticales.....	284
Tabla 4. 55 Cálculo de revisión al volteo en el punto “A” .....	285
Tabla 4. 56 Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo.....	286
Tabla 4. 57 Cálculo de revisión a la capacidad de carga.....	287
Tabla 4. 58 Resumen de cargas verticales .....	287
Tabla 4. 59 Cargas en base a la pantalla .....	286

## Resumen

El GAD municipal del cantón Azogues ha observado la necesidad de darle continuidad a la vía 16 de abril a través de un puente que se conecte con la autopista estatal Panamericana Norte, para mejorar la calidad de vida de los habitantes del lugar, así como de las personas que circula por el sector.

El presente trabajo de titulación propone el diseño y el cálculo estructural de un puente de 32 m de luz sobre el río Burgay, ubicado en el sector Chacapamba, que pertenece al Cantón Azogues. Para tal efecto, se realizaron los estudios de campo previos al diseño como son: topográfico, geotécnico, de suelos, hidrológico, hidráulico y el de tránsito. El cálculo del puente consta de dos partes: La superestructura que está compuesta por un tablero de hormigón y vigas metálicas y la infraestructura que son los estribos donde va asentada la superestructura. El diseño del puente se lo realizó mediante las especificaciones internacionales AASHTO LRFD (LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN).

Finalmente se genera un presupuesto referencial en base de un análisis de precios unitarios y se adjuntan los respectivos planos arquitectónicos y estructurales.

**PALABRAS CLAVE:** PUENTE MIXTO, HORMIGÓN ARMADO, VIGAS METÁLICAS, ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD

## **Abstract**

The municipal GAD of the Azogues town has observed the need to give continuity to the road April 16 through a bridge that connects with the state highway Pan American North, to improve the quality of life of the inhabitants of the place, as well as the people who circulate in the sector. The present work of getting a title proposes the design and the structural calculation of a bridge of 32 m of light on the Burgay river, located in the sector Chacapamba, that belongs to the Canton Azogues. To this end, field studies were carried out prior to the design, such as: topographic, geotechnical, soil, hydrological, hydraulic and traffic. The calculation of the bridge consists of two parts: the superstructure that is composed of a concrete board and metal beams and the infrastructure that are the abutments where the superstructure is seated. The design of the bridge was made through the international specifications AASHTO LRFD (LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN). Finally, a referential budget is generated based on a unit price analysis and the respective architectural and structural plans are attached.

**KEY WORDS:** MIXED BRIDGE, ARMED CONCRETE, METAL BEAMS, AASHTO SPECIFICATIONS LRFD

EL CENTRO DE IDIOMAS DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA,  
CERTIFICA QUE EL DOCUMENTO QUE ANTECEDE FUE TRADUCIDO POR  
PERSONAL DEL CENTRO PARA LO CUAL DOY FE Y SUSCRIBO.



# CAPITULO I

## Marco Referencial

### 1.1. Introducción

En el cantón Azogues, perteneciente a la provincia del Cañar, los técnicos del Gobierno Autónomo Descentralizado de dicho cantón han visto la necesidad de darle continuidad a la vía (16 de abril), a través de un puente que se conecte con la Autopista Estatal Panamericana Norte, el mencionado puente será construido también para garantizar la seguridad de los pobladores del sector, ya que la gente del lugar cruza peligrosamente por un antiguo puente ferroviario en malas condiciones.

Este documento presenta el diseño y estudios preliminares necesarios del puente propuesto en dicha zona, que se construirá por parte de las autoridades competentes, el diseño se lo realizará tomando en cuenta diversos aspectos como: el ancho del río, máximo caudal, tipo de terrero, entre otros. Respecto a los materiales de construcción se optarán por utilizar los más económicos que cumplan los parámetros de diseño.

En cuanto a los resultados se entregará los estudios de ingeniería aplicada como son: topográfico, geotécnico, hidrológico, hidráulico y de tránsito. Estos estudios se los realizará previo al diseño estructural del puente (infraestructura como superestructura) y el presupuesto referencial del proyecto.

## **1.2. Formulación del problema**

Los técnicos del departamento de planificación del GAD Municipal del cantón Azogues han visto pertinente darle continuidad a la Av. 16 de abril, que es una de las vías importantes del cantón, con la prolongación de la misma hacia el río Burgay y posteriormente con la construcción de un puente que se conecte con la Av. Estatal Panamericana Norte. Dos arterias viales importantes que atraviesan la ciudad, dicho puente también servirá como paso peatonal.

La Av. 16 de abril inicia desde el redondel Ernesto “Che” Guevara y termina en el Sector 5 conocido como Chacapamba, esta vía cuenta con una longitud de 3.4 Km.

## **1.3. Justificación**

La Av. 16 de abril es una de las vías más importantes del cantón Azogues, cuenta con gran circulación de vehículos por lo que se encuentran lugares importantes como el IESS, el edificio del CNE, y el edificio de las entidades públicas. Tiene una longitud de 3.4 Km y concluye en el sector conocido como Chacapamba. Se ha visto pertinente darle continuidad a esta vía, prolongación de la vía hacia el río Burgay y posteriormente con la construcción de un puente vehicular que se enlace con la Av. Panamericana Norte, vía estatal de acceso/salida a la ciudad.

Se ha optado por un puente mixto con vigas de acero y una losa de hormigón armado, de acuerdo a la topografía del sector es accesible la construcción del mismo, no cuenta con pendientes muy pronunciadas a su alrededor.

Con los conocimientos adquiridos en pregrado, se diseñará dicho puente previo a estudios de ingeniería como son: topográfico, geotécnico, hidrológico, hidráulico y de tránsito, que son necesario para el diseño tanto de la infraestructura como de la superestructura.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. General**

Diseñar un puente mixto sobre el río Burgay, ubicado en la Zona – 5, perteneciente al cantón Azogues.

### **1.4.2. Específicos**

- Realizar los estudios previos de ingeniería como: topografía, geotecnia, hidrología, hidráulica y de tránsito.
- Elegir los materiales para que el diseño del puente sea lo económico posible.
- Realizar el cálculo estructural del puente.
- Generar un presupuesto referencial a base de un análisis de precios unitarios.

## CAPITULO II

### Marco Teórico

#### 2.1. Definición

Puente es una obra civil que nos permite salvar obstáculos como pueden ser una corriente de agua, depresiones de relieves topográficos y cruces a desnivel, dando así continuidad a una vía.

Básicamente un puente está formado por dos partes principales: la infraestructura y la superestructura.

El diseño de un puente dependerá de muchos factores como: la luz del puente, la estratigrafía del terreno en el cual va a ser emplazado, la topografía del lugar, entre otras.

#### 2.2. Clasificación

Según (Herrera, 1996), los puentes se pueden clasificar según:

**2.2.1. Según su utilidad:** Pueden ser: puentes peatonales, puentes para carreteras, puentes para vías férreas, puentes para paso de tuberías y puentes grúas.

**2.2.2. Según el material de que sean hechos:** Pueden ser: puentes de madera, puentes de concreto, ya sea reforzado o pre esforzado, puentes metálicos y puentes mixtos.

**2.2.3. Según la localización de la calzada:** En puentes de calzada o paso superior, puentes de calzada o paso intermedio y en puentes de calzada o paso inferior.

#### **2.2.4. Según el tipo de estructura:** Se clasifican principalmente en:

- Puentes de luz simple (una sola luz simplemente apoyada), que puede ser de placa maciza o de placa y vigas (Vigas T o sección compuesta).
- Puentes de contrapeso, voladizo o luz central apoyada.
- Puentes para varias luces, ya sea de vigas simples o de vigas continuas.
- Puentes de estructura a porticada (articulada o empotrada).
- Puentes en arco: (empotrado o articulado).
- Puentes colgantes, que pueden tener o no viga de rigidez. (aquellos que no tienen viga de rigidez se utilizan para pasos provisionales).
- Puentes elevadizos.

### **2.3. Partes de un Puente**

#### **2.3.1. Infraestructura**

Es un componente del puente en donde va a estar apoyada la superestructura, es la encargada de transmitir las cargas de la superestructura al terreno, de manera que no superen la presión admisible del mismo.

La infraestructura está conformada por: estribos (apoyos centrales), pilares (apoyos intermedios).

##### **2.3.1.1. Estribos**

Estructura que sirve como apoyo extremo de la infraestructura, esta soporta el peso de la superestructura y trasmite las cargas al terreno de cimentación. Los estribos son muros de contención los cuales están sometidos al empuje lateral de la tierra y sirven de contención de los terraplenes de acceso.

### 2.3.1.2. Pilas

“Son los apoyos intermedios de un puente, están sometidos a cargas verticales como horizontales, tanto en el sentido longitudinal como transversal, en este tipo de estructura no actúa el empuje de los rellenos o terraplenes de acceso” (Herrera, 1996).

Los principales esfuerzos que soporta son de compresión y pandeo, los materiales de los que puede ser construido son varios como: hormigón armado, hormigón pre - esforzado, madera, mampostería, etc.

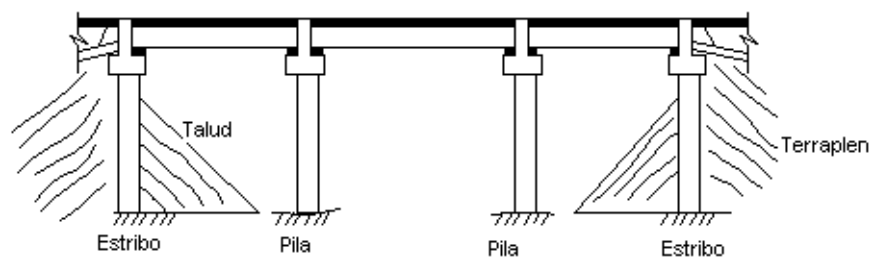


Figura 2. 1: Infraestructura de un puente (Fuente: Gómez Díaz, 2012)

### 2.3.2. Superestructura

Es la parte superior de un puente que le da continuidad a la vía, en esta se transmite las cargas a la infraestructura. Está compuesta por los siguientes elementos principales: tablero, vigas, barandales, veredas, sistemas de drenaje y andenes.



Figura 2. 2: Superestructura de un puente (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012)

## 2.4. Geometría

### 2.4.1. Sección transversal

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso de un puente, y será determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada, los siguientes elementos: vías de tráfico, vías de seguridad, veredas, ciclo vías, elementos de protección: barreras, barandas y elementos de drenaje. (Macro, 2010)

### 2.4.2. Ancho de vía

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

“El número de carriles de diseño se determina tomando la parte entera de la relación:  $(w/3.6)$ , siendo:  $w$  el ancho libre de calzada (m).

Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.” (Rodríguez Serquén, 2012)

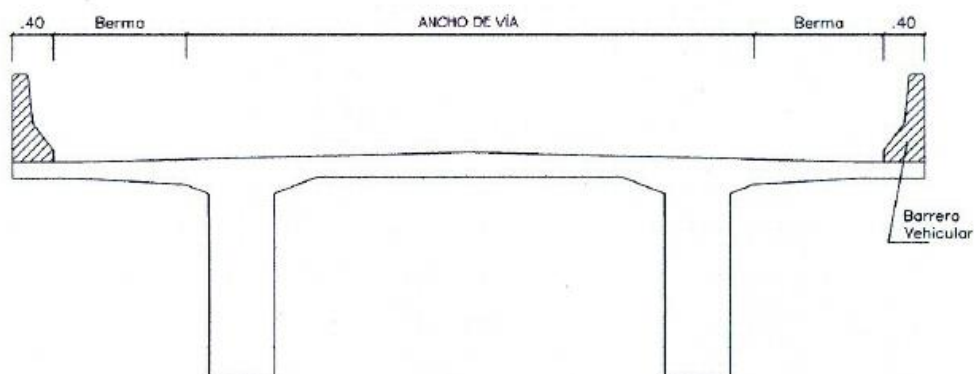


Figura 2. 3: Ancho de vía (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012)

### 2.4.3. Bermas

Es una franja longitudinal pavimentada que se encuentra contigua a la superficie de rodamiento cuya función principal es proporcionar un espacio adecuado para vehículos accidentados, con el objeto de evitar posibles interrupciones en el tráfico vehicular.

### 2.4.4. Veredas

Espacio destinado dentro de una carretera para la circulación de personas y animales. Según Rodríguez Serquén (2012), el ancho mínimo de las veredas es 1.00m. En zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1.50m de ancho.

### 2.4.5. Barandas

Es un tipo de estructura generalmente de hormigón o acero que proporciona protección y seguridad a los usuarios.

Una baranda puede ser especificada para diferentes usos (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

Según Herrera (1996), la altura mínima de la baranda para arden es de 1.07 m y para el caso de protección para el tránsito de bicicletas es de 1.37 m.

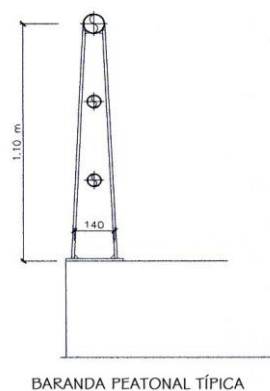


Figura 2. 4: Baranda peatonal típica (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012)

### 2.4.6. Gálidos

Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.00 m.

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará una altura libre de 2.50m.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálidos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro. (Rodríguez Serquén, 2012).

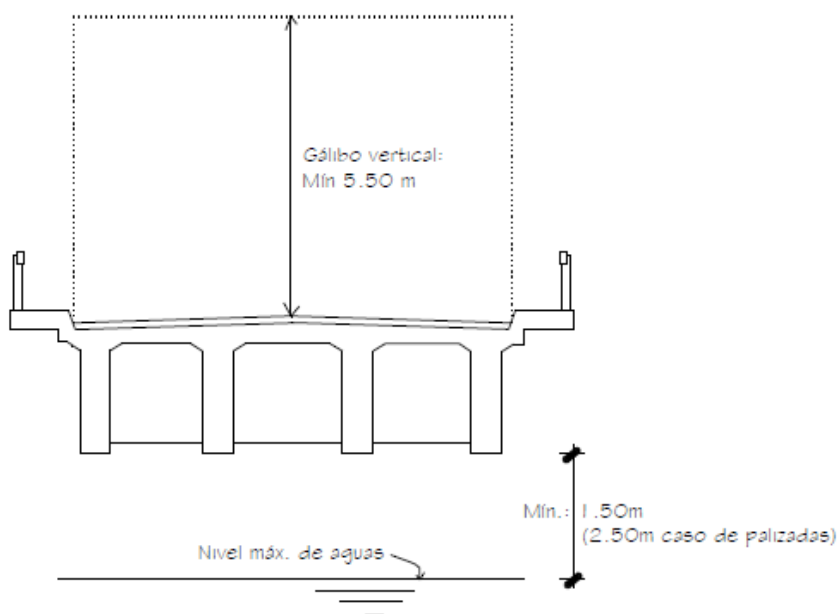


Figura 2. 5: Gálidos en Puentes (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012)

### 2.4.7. Juntas de dilatación

Componente de un puente que permite el movimiento (expansión o contracción) de la estructura por efectos de cambio de temperatura. Debe sellarse con materiales flexibles como espuma, polyflex, neopreno entre otros. Estos materiales deben garantizar la impermeabilidad del tablero, incluyendo los extremos laterales del puente.

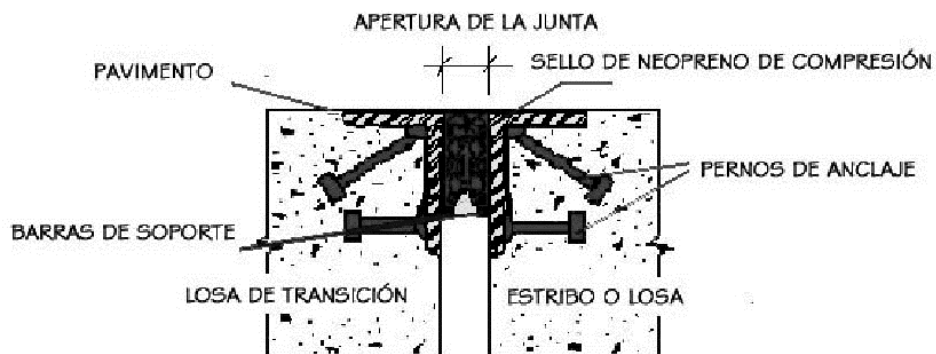


Figura 2. 6: Junta con sello de compresión (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012)

## CAPÍTULO III

### Estudios Preliminares

#### 3.1. Ubicación

El lugar donde será emplazado el puente es en la comunidad de Chacapamba, perteneciente al catón Azogues, con coordenadas:

COORDENADAS	
GEOGRAFICAS	UTM
Longitud: 78°51' 45" W	X= 737640
Latitud: 2 ° 43' 30" S	Y= 9698595

Esta zona tiene un área de 46.71 Ha, su población es de 882 habitantes, su densidad poblacional es de 18.9 hab/Ha, predios edificados cuenta con 210 y con 4.2 habitantes por vivienda.

Para llegar al punto de emplazamiento del puente, desde la ciudad de Cuenca se toma la vía rápida Cuenca - Azogues, y posteriormente una vez cuando se llega a la ciudad de Azogues, se toma la Av. 16 de abril, hasta donde dicha avenida termina. El tiempo de recorrido desde la ciudad de cuenca es aproximadamente 35 min.



Figura 3. 1: Ubicación (Fuente: Google Earth)

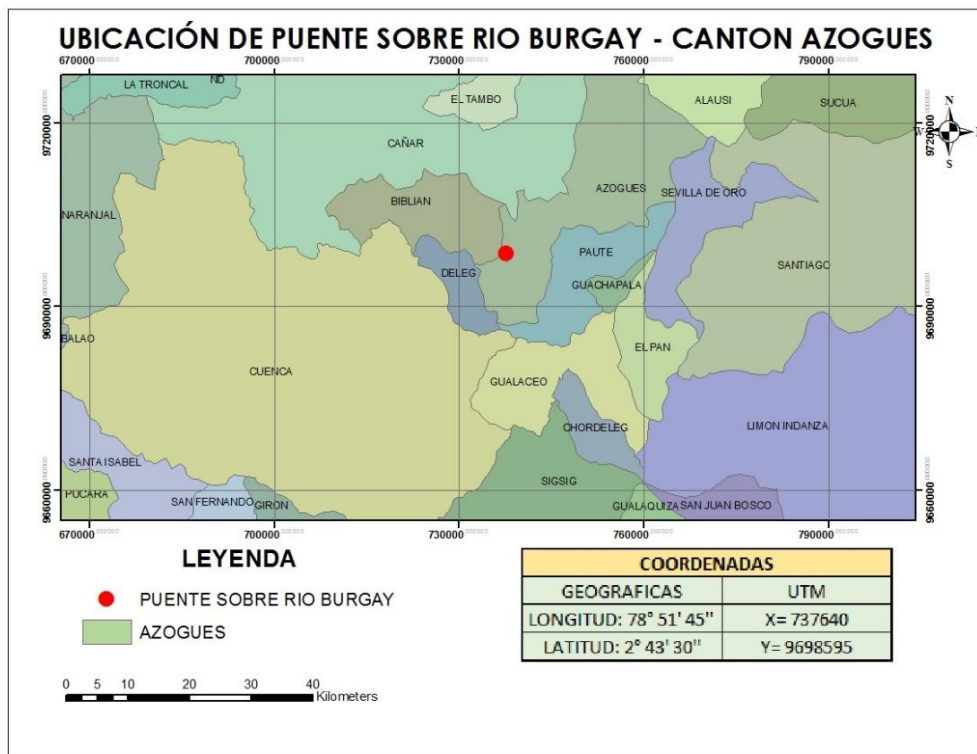


Figura 3. 2: Ubicación de puente sobre el Rio Burgay – Azogues (Fuente: Elaboración Propia)

### 3.2 Estudio Topográfico

Es el estudio inicial, que nos indica la geografía con sus desniveles de la zona donde se va a implantar el puente. El levantamiento topográfico nos proporciona ángulos, distancias, elevaciones y curvas de nivel que deben estar ubicadas mínimo a cada metro. Este estudio va a estar detallado tanto en planimetría como en altimetría.

El levantamiento deberá ser documentado en planos a escala 1:500 y 1:2000, como se mencionó con curvas de nivel cada metro y comprendiendo por los menos 100 metros a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto). (Macro, 2010)

Para el levantamiento topográfico se utilizó una estación total marca TOPCON con precisión de 1 o 2 grados entre VAd (visual hacia adelante) y VAt (visual hacia atrás). Se utilizó dos estaciones y un punto de referencia para generar la poligonal abierta.

Con la poligonal desde el punto de emplazamiento del puente se realizó el levantamiento de 120 metros aguas arriba, después con el cambio de estación el levantamiento de 170 metros aguas abajo.

Con la ayuda del software AutoCAD Civil 3d, se procedió a subir los puntos levantados en campo y posteriormente crear las curvas de nivel y la superficie del terreno. Por último, se creó los perfiles respectivos del río cada 10 metros, en total fueron creados 34 perfiles.

El plano topográfico se encuentra en el ANEXO IV.

### **3.3. Estudio hidrológico**

Una vez conocido donde será emplazado el puente, se realiza el estudio hidrológico, hidráulico y de la socavación que se va a ocurrir en dicha zona, para esto es necesario delimitar la cuenca de estudio y encontrar sus características morfológicas con las que cuenta.

Este estudio define el área desplazada por el puente establecido por la implantación de la estructura en el nivel natural del suelo y el área establecida por el río durante las crecidas máximas que se conoce con el nombre de área hidráulica. (Torres, 2013)

En cuanto al estudio hidráulico, a partir del conocimiento del gasto de diseño, determinada la sección media del cauce en la zona de cruce mediante los estudios topográficos, así como las condiciones de las laderas en cuanto a rugosidad; se hace necesario determinar una serie de parámetros que inciden en el diseño de la obra de fábrica. (Gómez Díaz, 2012)

#### **3.3.1. Cuenca Hidrográfica**

Para la cuenca de estudio, el sistema de drenaje natural es el río Burgay que es alimentado por varios afluentes de la zona, para la delimitación del área de drenaje se la realizó con el software ArcMap 10.4.1, de ESRI, con la ayuda de cartografía proporcionada por el IGM.

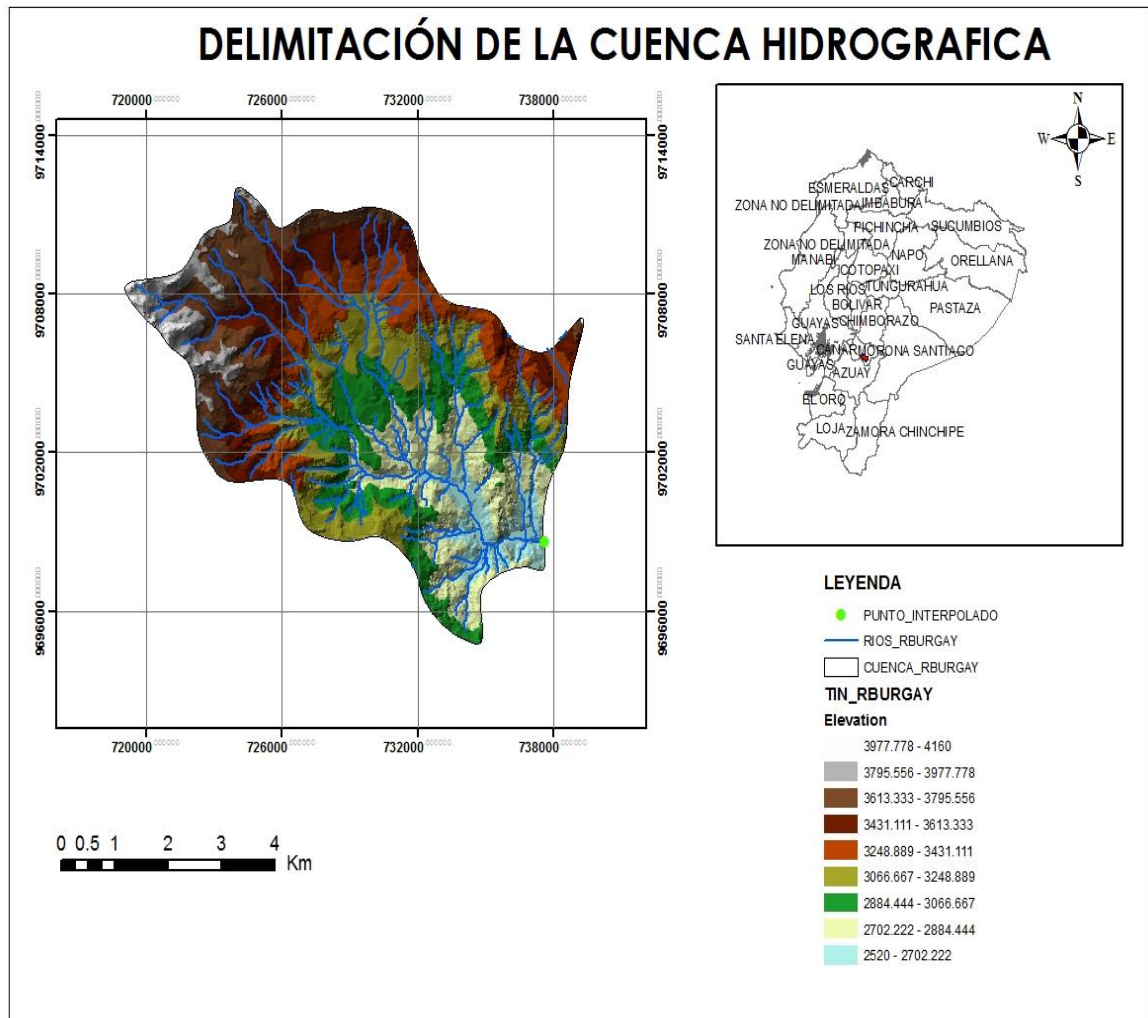


Figura 3. 3 : Delimitación de la cuenca Azogues (Fuente: Elaboración Propia)

### 3.3.2. Área de la cuenca Hidrográfica

El área de la cuenca, es el área plana de proyección horizontal, encerrada por su divisoria (Campos Aranda, 1992). Para la delimitación del área de drenaje se empleó el software ArcMap 10.4.1, de ESRI. El área de nuestra cuenca es **182.91 Km<sup>2</sup>**.

### 3.3.3. Perímetro de la Cuenca Hidrográfica

Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal (Villón Béjar, Hidrología, 2002), de igual manera para determinar el perímetro de la cuenca de estudio se empleó el software ArcMap 10.4.1. El perímetro de la cuenca analizada es **63 Km**.

### 3.3.4. Desnivel de la cuenca

Es la diferencia entre el valor de la cota más alta de la cuenca y la más baja. Para la cuenca analizada, el valor de la cota más alta es 4160 y el valor de la cota más baja es 2520, por lo tanto, su desnivel es **1640 m**. Estos valores igualmente fueron obtenidos por el software ArcMap 10.4.1.

### 3.3.5. Índice o Factor de Forma de una Cuenca

Expresa la relación entre el área de la cuenca analizada (A) y la longitud de entre extremos de la cuenca (Lc):

$$F = \frac{A}{Lc^2} \quad (3.1)$$

$$F = \frac{182.91 Km^2}{(21.32 Km)^2}$$

$$F = 0.40$$

El área de nuestra cuenca es  $182.91 Km^2$  y la longitud es 21.32 Km, para hallar esta longitud se utilizó el programa ArcMap con la opción measure. El factor de forma de nuestra cuenca es **0.40**.

### 3.3.6. Curvas características de la Cuenca

#### Curva Hipsométrica

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud (Villón Béjar, Hidrología, 2002).

Tabla 3. 1

*Determinación de la curva hipsométrica*

COTAS (m)		Ei (m)	Ai (m <sup>2</sup> )	Ai (Km <sup>2</sup> )	AREA
MIN	MAX				ACUM (m <sup>2</sup> )
2520.00	2656.448	2588.22	7073834.26	7.07	182.95
2656.87	2793.22803	2725.05	16030488.5	16.03	175.88
2793.37	2929.80005	2861.58	23707620.7	23.71	159.85
2930.18	3066.65039	2998.42	20876761.1	20.88	136.14
3066.73	3203.32764	3135.03	24755105.1	24.76	115.26
3203.35	3339.94165	3271.65	20591686.2	20.59	90.5
3340.01	3476.51465	3408.26	19922091.8	19.92	69.91
3476.71	3613.32275	3545.02	17502270.3	17.5	49.99
3613.39	3749.90039	3681.65	17422714.6	17.42	32.49
3750.16	3886.6582	3818.41	10541140.1	10.54	15.07
3887.07	4022.51831	3954.79	3401009.35	3.4	4.53
4023.79	4160	4091.89	1127040.14	1.13	1.13

Fuente: Elaboración Propia

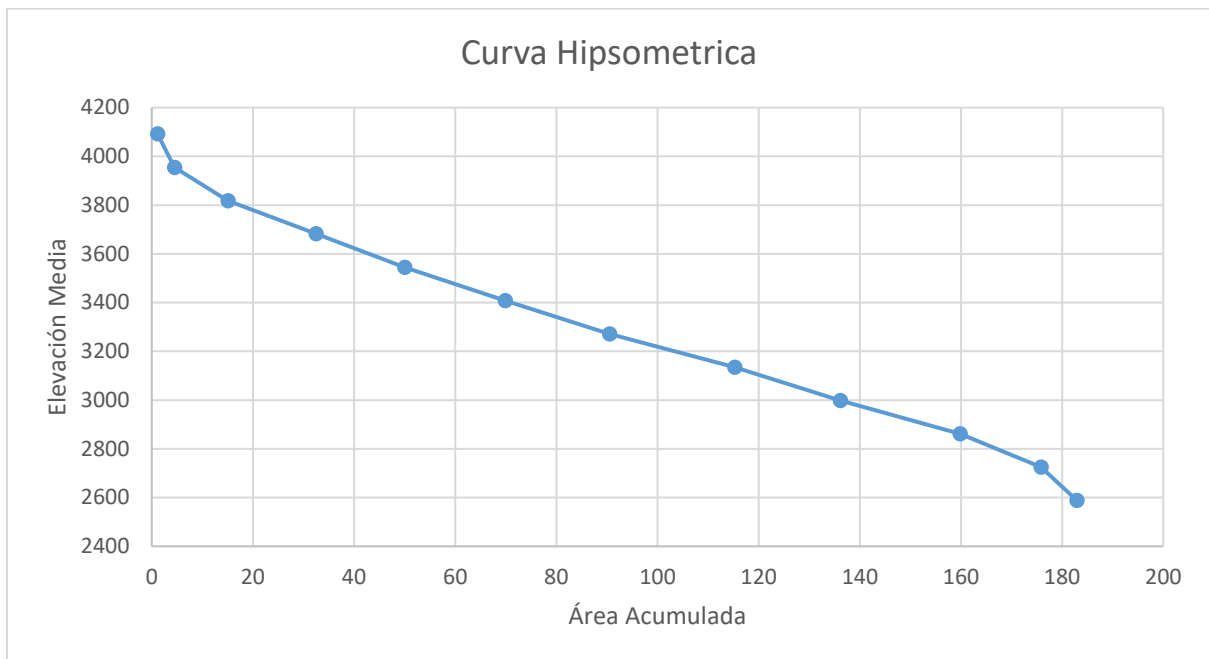
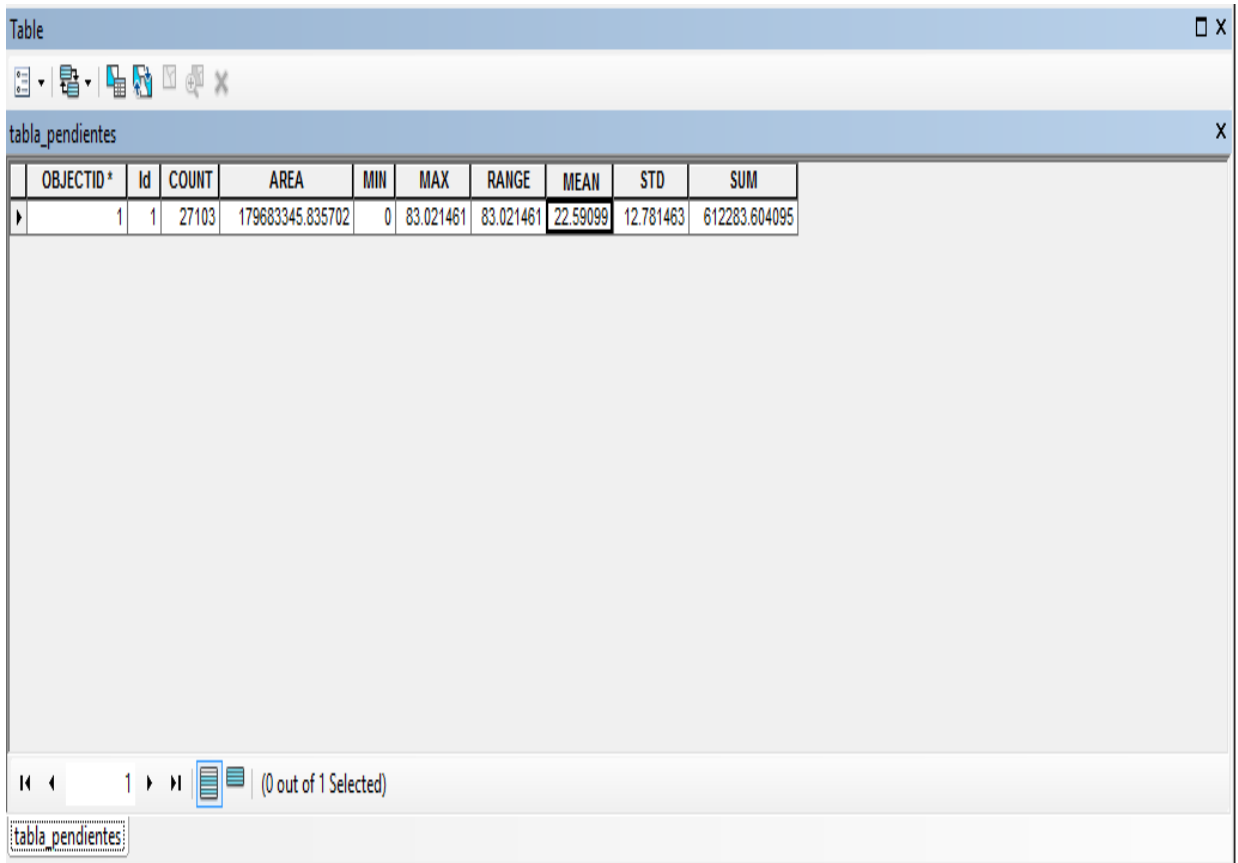


Figura 3. 4: Curva Hipsométrica (Fuente: Elaboración Propia)

### 3.3.7. Pendiente media de la cuenca

La pendiente de la cuenca tiene una importante y compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en sus cauces (Campos Aranda, 1992). Para la estimación de la pendiente media de la cuenca, se utilizó el programa ArcMap, partimos del Modelo Digital de Elevaciones de la cuenca analizada, obtenemos el mapa de pendientes, posteriormente se interpola el shapefile del mapa de pendientes.

Se obtuvo los siguientes resultados de la cuenca:



OBJECTID*	Id	COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGE	MEAN	STD	SUM
1	1	27103	179683345.835702	0	83.021461	83.021461	22.59099	12.781463	612283.604095

Figura 3. 5: Pendiente media de la cuenca (Fuente: Elaboración Propia)

La pendiente media de la cuenca analizada es: **22.59 %**

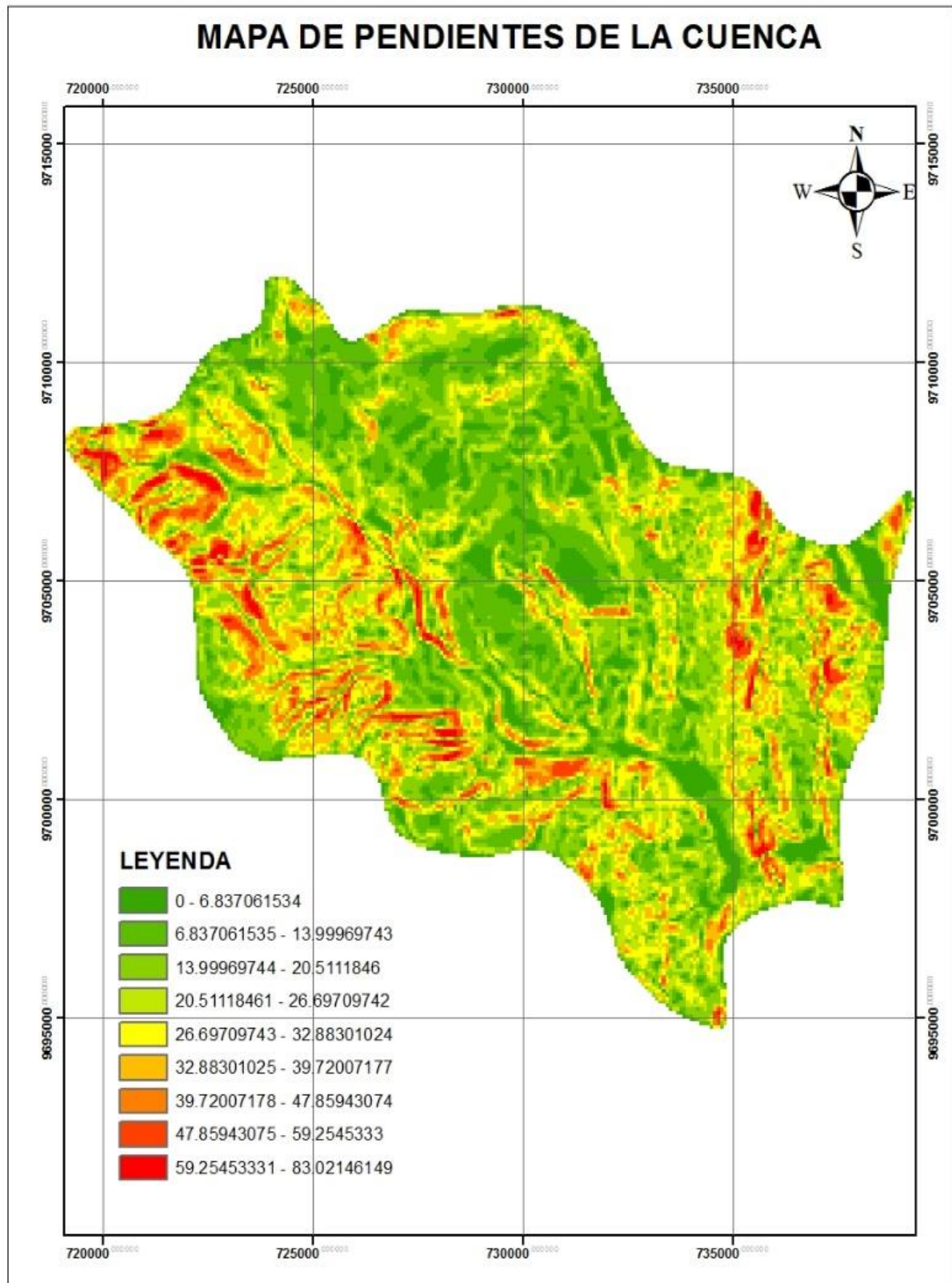


Figura 3. 6: Pendientes de la cuenca hidrográfica (Fuente: Elaboración Propia)

### 3.3.8. Índices Hidrológicos

#### 3.3.8.1. Índice de Compacidad

El índice de compacidad, definida por Gravelious, indica que es la relación entre el perímetro de la cuenca y la raíz cuadrada del área equivalente de una circunferencia

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (3.2)$$

Donde:

K= Coeficiente de Compacidad

P= Perímetro de la Cuenca

A= Área de la Cuenca

Entonces:

$$K = 0.28 \frac{63 \text{ Km}}{\sqrt{182.91 \text{ Km}^2}}$$

$$K = 1.30$$

El índice de compacidad de la cuenca de estudio es: **1.30**

#### 3.3.8.2. Tiempo de concentración

“El tiempo de concentración de una cuenca, es el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en un punto “hidrológicamente” más alejado de aquella, llegue a la salida” (Campos Aranda, 1992). Existen algunos métodos para determinar el tiempo de concentración, pero una de los más aceptados es el método de Kirpich, cuya fórmula es la siguiente:

$$T = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{D}\right)^{0.385} \quad (3.3)$$

Donde:

T= tiempo de concentración en minutos.

L= Longitud máxima a la salida en metros.

D= Desnivel de la cuenca

Entonces aplicando la ecuación 3.3, se obtiene:

$$T = 0.0195 * \left(\frac{25300^3}{1640}\right)^{0.385}$$

$$T = 137.38 \text{ minutos}$$

El tiempo de concentración de la cuenca analizada es **137.38 minutos**.

### 3.3.8.3. Tiempo de retardo

Es el intervalo de tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, respectivamente al centro de gravedad del hietograma de tormenta y al centro de gravedad del hidrograma. (Villón Béjar, Hidrología, 2002)

$$tr = \frac{2.587 * L^8 * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{1900 * H^{0.5}} \quad (3.4)$$

Donde:

tr: Tiempo de retardo (horas).

L: longitud del cauce principal (metros).

CN: Número de curva.

H: Pendiente media de la cuenca

Entonces:

$$tr = \frac{2.587 * 25300^{0.8} * \left(\frac{1000}{61.80} - 9\right)^{0.7}}{1900 * 22.59^{0.5}}$$

$$tr = 3.79 \text{ Horas}$$

Para la cuenca que estamos analizando, el tiempo de retardo es **3.79 horas**

Tabla 3. 2

*Indicadores de la cuenca hidrográfica analizada*

<b>DATOS DE CUENCA DEL RIO BURGAY</b>		
<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDADES</b>	<b>VALOR</b>
Área de la Cuenca	Km <sup>2</sup>	182.91
Perímetro de la Cuenca	Km	63.00
Cota Máxima	m.s.n.m	4160.00
Cota Mínima	m.s.n.m	2520.00
Desnivel	m	1640.00
Longitud de la cuenca	Km	21.32
longitud del cauce principal	Km	25.30
Coeficiente de Compacidad		1.31
Tiempo de Concentración	min	137.38
Tiempo de Retardo	horas	3.79
Factor de Forma		0.40
Pendiente media de la Cuenca		22.59

Fuente: Elaboración Propia

**3.3.9. Uso de suelo**

Para determinar el mapa de uso de suelo, utilizamos cartografía proporcionada en el portal de la Universidad del Azuay, dicho contenido está en formato .shp, a una escala 1:250,000. Se obtiene los diferentes usos de suelo de la cuenca analizada y también sus respectivas áreas.



Figura 3. 7: Mapa de suelos de la cuenca analizada (Fuente: Elaboración Propia)

Tabla 3. 3

*Distribución de uso de suelo de la cuenca*

<b>Distribución de Uso de Suelo</b>		
<b>Descripción</b>	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Porcentaje (%)</b>
Bosque natural	2.38	1.30
Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	39.96	21.84
Pastos plantados	65.63	35.88
Vegetación arbustiva	7.29	3.99
Vegetación arbustiva - Pastos plantados	6.23	3.41
Bosque natural - Pastos plantados	9.32	5.10
Páramo	52.10	28.49
<b>Total</b>	<b>182.91</b>	<b>100.00</b>

Fuente: Elaboración Propia, Cartografía utilizada y descargada del portal

<http://uazuay.edu.ec/promsa/ecuador.htm>

### 3.3.10. Estudio de escorrentía

#### 3.3.10.1. Método SCS (Soil Conservation Service)

El Soil Conservation Service (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa  $P_e$  es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional de agua retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ . Existe una cierta cantidad de precipitación  $I_a$  (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía potencial es  $P - I_a$  (Chow, 1994).

Se tiene la siguiente relación:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (3.5)$$

Despejando  $P_e$  y reemplazando en la ecuación 3.5, se tiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (3.6)$$

Al experimentar con muchas cuencas hidrográficas, se ha se ha llegado a la conclusión que:

$$I_a = 0.2 * S \quad (3.7)$$

Reemplazando en la ecuación 3.6, se tiene:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (3.8)$$

El número de curva (CN) con la retención potencial máxima, se relacionan así:

$$S = \left( \frac{1000}{CN} \right) - 10 \quad (3.9)$$

Donde S está en pulgadas.

Transformando la ecuación en milímetros, se tiene la siguiente expresión:

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3.10)$$

### 3.3.10.2. Obtención del número de curva (CN)

El número de curva está en el intervalo de 1 a 100, el número N=100 indica que toda la precipitación que cae sobre la cuenca se escurre, mientras tanto el número N=1, indica que toda la lluvia se infiltra.

#### Condición Hidrológica

“La condición hidrológica se refiere a la capacidad de la superficie de la cuenca para favorecer o dificultar el escurrimiento directo, esto se encuentra en función de la cobertura vegetal” (Villón Béjar, Hidrología, 2002).

En el caso de la cuenca analizada, y a partir de los datos hallados anteriormente se tiene la siguiente tabla:

Tabla 3. 4

#### Obtención del CN

<b>TIPO DE CORBERTURA</b>	<b>% AREA</b>	<b>CONDICION HIDROLOGICA</b>	<b>CN II</b>	<b>CN PARCIAL</b>
Bosque natural	0.013	regular	60	0.78
Cultivos de ciclo corto - Pastos plantados	0.218	buena	58	12.67
Pastos plantados	0.359	regular	67	24.04
Vegetación arbustiva	0.040	regular	69	2.75
Vegetación arbustiva - Pastos plantados	0.034	regular	58	1.98
Bosque natural - Pastos plantados	0.051	regular	60	3.06
Páramo	0.285	regular	58	16.52
			<b>CN II</b>	<b>61.80</b>

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar los valores de retención potencial máxima (S) y abstracción inicial (I<sub>a</sub>), se utilizó las ecuaciones 3.10 y 3.7 respectivamente

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{61.80} - 10 \right)$$

$$S = 157.03$$

$$I_a = 0.2 * S;$$

$$I_a = 0.2 * 157.03$$

$$I_a = 31.40$$

### **3.3.11. Análisis Estadístico De Datos Hidrometeorológicos**

Para la obtención de datos de precipitación máxima en 24 horas con los que se pretende trabajar, se recurrió a los anuarios meteorológicos obtenidos a través del INAMHI, de tres estaciones activas cercanas a nuestra área de estudio (CHANIN M414, RICAURTE M426, INGAPIRCA 411), estos datos estadísticos fueron solicitados al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), a través de una solicitud que se realizó a dicha institución.

#### **3.3.11.1. Precipitaciones máximas en 24 horas**

La tabla 3.4, muestra las máximas precipitaciones anuales en las tres estaciones antes mencionadas desde el año 1964 hasta el 2011 que es hasta el año que se registra dichos datos meteorológicos para las estaciones analizadas.

Tabla 3. 5

Precipitaciones anuales máximas en 24 horas (mm)

<b>PRECIPITACIONES ANUALES MÁXIMAS EN 24 HORAS</b>			
<b>AÑO</b>	<b>ESTACIONES PLUVIOMETRICAS</b>		
	<b>CHANIN (M414)</b>	<b>RICAUARTE (M426)</b>	<b>INGAPIRCA (M411)</b>
1964	27.2	26	37.1
1965		46.1	83.2
1966	47.6	51.1	15.7
1967	68.4	32.6	21.3
1968	44.3	36.2	23.5
1969	66.8	51.1	27.8
1970	63.4	37.6	18.1
1971	55	28.1	17.7
1972	33.4	34.7	34.4
1973	28.1	31.5	43
1974		50.4	
1975	38.4		29
1976		38.5	31.7
1977	23.3	49.4	20.1
1978	32.7	37.9	27.7
1979	30	58.3	20.8
1980	41.6	46.4	25.8
1981	30	36.6	40.1
1982	43.1	39	
1983	59	40.9	66.5
1984	32.8	37.9	36
1985	44.4	46.1	42.4
1986	38.2	36.8	39.5
1987	61.9	43.6	46
1988	27.1	36.5	36.8
1989	50.1	48.1	17.9
1990	21.1	45	
1991	24.8	77.4	28.8
1992	31.8	73.2	30.8
1993	28.4	65.4	25.8
1994	44.6		
1995	42.3	31.6	
1996	43.4		
1997	37.9	36.8	
1998	40.5		25.3
1999	61.9	32.1	24.7
2000	35.7	68.5	21.5
2001	38.9	36.3	21.5
2002	36.5		74.5
2003	46.7	45.3	13.5
2004	33.1	61.5	22.1
2005	32	49	30.7
2006	59.4	42.7	29.2
2007	32.4	35.5	33.4
2008	126.6	40.3	31.3
2009	91.5	62.9	22.7
2010	22	41.9	32.5
2011	12.8	92.3	41.3

Fuente: INAMHI

### 3.3.11.2. Análisis De Frecuencias

Para asignar la probabilidad a cada dato hay varios métodos de varios autores, por ejemplo:

$$\text{California} = n/m$$

$$\text{Hazen} = 2m-1/2n$$

$$\text{Weibull} = m / n+1$$

Para este análisis se utilizó la ecuación de Weinbul

$$\text{Frecuencia relativa acumulada} = m / n + 1 \quad (3. 11)$$

Donde:

$n$  = número total de valores de la muestra (precipitación o caudales)

$m$  = número de orden de valores ordenados de mayor a menor (precipitación o caudales)

### 3.3.11.3. Distribución de Gumbel

Esta ley de distribución de frecuencias se emplea para el estudio de los valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequias (máximos y mínimos). El método de Gumbel está dado por la siguiente expresión:

$$f(x) = e^{-e^{-d(x-u)}} \quad (3. 12)$$

Donde:

$f(x)$  = Frecuencia teorica acumulada

$x$  = variable aleatoria de precipitacion

$d$  y  $u$  = Parámetros

$e$  = Base de logaritmo natural

Para hallar el valor de los parámetros  $d$  y  $u$ , se utiliza la siguiente expresión:

$$u = \bar{x} - (0.45 * S) \quad (3.13)$$

$$d = 1/(0.77 * S) \quad (3.14)$$

Donde:

$\bar{x}$  = Media aritmetica de la serie de datos de precipitación

$d$  = Desviación estándar de la serie de datos de precipitación

Despejando  $x$  de la ecuación 3.12, se tiene:

$$x = -\frac{\ln(-\ln(f(x)))}{d} \quad (3.15)$$

Tabla 3. 6

Resultado del análisis en la estación Chanín

<b>ESTACION CHANIN (M414)</b>						
<b>n</b>	<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS</b>	<b>FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA</b>	<b>FRECUENCIA TEORICA ACUMULADA</b>	<b>FN(X)-F(X)</b>	<b>ABSOLUTO</b>
1	2011	12.8	0.02173913	0.019158285	0.00258084	0.00258084
2	1990	21.1	0.043478261	0.099338342	-0.05586008	0.05586008
3	2010	22	0.065217391	0.113228628	-0.04801124	0.04801124
4	1977	23.3	0.086956522	0.135026324	-0.0480698	0.0480698
5	1991	24.8	0.108695652	0.162553851	-0.0538582	0.0538582
6	1988	27.1	0.130434783	0.209069619	-0.07863484	0.07863484
7	1964	27.2	0.152173913	0.211194746	-0.05902083	0.05902083
8	1973	28.1	0.173913043	0.230652054	-0.05673901	0.05673901
9	1993	28.4	0.195652174	0.237261422	-0.04160925	0.04160925
10	1979	30	0.217391304	0.273390935	-0.05599963	0.05599963
11	1981	30	0.239130435	0.273390935	-0.0342605	0.0342605
12	1992	31.8	0.260869565	0.315367216	-0.05449765	0.05449765
13	2005	32	0.282608696	0.320090486	-0.03748179	0.03748179
14	2007	32.4	0.304347826	0.329561731	-0.0252139	0.0252139
15	1978	32.7	0.326086957	0.336683308	-0.01059635	0.01059635
16	1984	32.8	0.347826087	0.339060042	0.00876605	0.00876605
17	2004	33.1	0.369565217	0.346197358	0.02336786	0.02336786
18	1972	33.4	0.391304348	0.353343116	0.03796123	0.03796123
19	2000	35.7	0.413043478	0.408113549	0.00492993	0.00492993
20	2002	36.5	0.434782609	0.427024114	0.00775849	0.00775849
21	1997	37.9	0.456521739	0.459743234	-0.00322149	0.00322149
22	1986	38.2	0.47826087	0.466676027	0.01158484	0.01158484
23	1975	38.4	0.5	0.471280227	0.02871977	0.02871977
24	2001	38.9	0.52173913	0.482724992	0.03901414	0.03901414
25	1998	40.5	0.543478261	0.518637467	0.02484079	0.02484079
26	1980	41.6	0.565217391	0.542611728	0.02260566	0.02260566
27	1995	42.3	0.586956522	0.557530584	0.02942594	0.02942594
28	1982	43.1	0.608695652	0.574238684	0.03445697	0.03445697
29	1996	43.4	0.630434783	0.580406759	0.05002802	0.05002802
30	1968	44.3	0.652173913	0.5985813	0.05359261	0.05359261
31	1985	44.4	0.673913043	0.600569597	0.07334345	0.07334345
32	1994	44.6	0.695652174	0.604527247	0.09112493	0.09112493
33	2003	46.7	0.717391304	0.644520939	0.07287037	0.07287037
34	1966	47.6	0.739130435	0.660767541	0.07836289	0.07836289
35	1989	50.1	0.760869565	0.703028285	0.05784128	0.05784128
36	1971	55	0.782608696	0.773782547	0.00882615	0.00882615
37	1983	59	0.804347826	0.820465682	-0.01611786	0.01611786
38	2006	59.4	0.826086957	0.824632218	0.00145474	0.00145474
39	1987	61.9	0.847826087	0.848768654	-0.00094257	0.00094257
40	1999	61.9	0.869565217	0.848768654	0.02079656	0.02079656
41	1970	63.4	0.891304348	0.861763292	0.02954106	0.02954106
42	1969	66.8	0.913043478	0.887501738	0.02554174	0.02554174
43	1967	68.4	0.934782609	0.897999186	0.03678342	0.03678342
44	2009	91.5	0.956521739	0.976222227	-0.01970049	0.01970049
45	2008	126.6	0.97826087	0.997530408	-0.01926954	0.01926954

media	42.91
desviacion estandar	19.78
coef. Variacion	0.46
u	34.010
d	0.065
maximo	0.079

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3. 7

Resultado del análisis en la estación Ricaurte

<b>ESTACION RICAURTE (M426)</b>						
<b>n</b>	<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS</b>	<b>FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA</b>	<b>FRECUENCIA TEORICA ACUMULADA</b>	<b>FN(X)-F(X)</b>	<b>ABSOLUTO</b>
1	1964	26	0.02325581	0.033373	-0.01011712	0.01011712
2	1971	28.1	0.04651163	0.060327	-0.01381507	0.01381507
3	1973	31.5	0.06976744	0.127450	-0.05768258	0.05768258
4	1995	31.6	0.09302326	0.129853	-0.03683016	0.03683016
5	1999	32.1	0.11627907	0.142210	-0.02593097	0.02593097
6	1967	32.6	0.13953488	0.155113	-0.0155785	0.0155785
7	1972	34.7	0.16279070	0.214574	-0.0517838	0.0517838
8	2007	35.5	0.18604651	0.239090	-0.05304301	0.05304301
9	1968	36.2	0.20930233	0.261188	-0.05188563	0.05188563
10	2001	36.3	0.23255814	0.264387	-0.0318292	0.0318292
11	1988	36.5	0.25581395	0.270815	-0.01500076	0.01500076
12	1981	36.6	0.27906977	0.274042	0.00502771	0.00502771
13	1986	36.8	0.30232558	0.280522	0.02180315	0.02180315
14	1970	37.6	0.32558140	0.306739	0.01884227	0.01884227
15	1978	37.9	0.34883721	0.316669	0.03216785	0.03216785
16	1984	37.9	0.37209302	0.316669	0.05542367	0.05542367
17	1976	38.5	0.39534884	0.336644	0.05870499	0.05870499
18	1982	39	0.41860465	0.353366	0.06523829	0.06523829
19	2008	40.3	0.44186047	0.396902	0.04495889	0.04495889
20	1983	40.9	0.46511628	0.416899	0.04821773	0.04821773
21	2010	41.9	0.48837209	0.449900	0.03847191	0.03847191
22	2006	42.7	0.51162791	0.475881	0.03574714	0.03574714
23	1987	43.6	0.53488372	0.504528	0.03035549	0.03035549
24	1990	45	0.55813953	0.547599	0.0105401	0.0105401
25	2003	45.3	0.58139535	0.556563	0.02483264	0.02483264
26	1965	46.1	0.60465116	0.579965	0.02468646	0.02468646
27	1985	46.1	0.62790698	0.579965	0.04794227	0.04794227
28	1980	46.4	0.65116279	0.588546	0.0626169	0.0626169
29	1989	48.1	0.67441860	0.635055	0.03936381	0.03936381
30	2005	49	0.69767442	0.658164	0.03951078	0.03951078
31	1977	49.4	0.72093023	0.668090	0.0528406	0.0528406
32	1974	50.4	0.74418605	0.691970	0.05221613	0.05221613
33	1966	51.1	0.76744186	0.707891	0.05955045	0.05955045
34	1969	51.1	0.79069767	0.707891	0.08280626	0.08280626
35	1979	58.3	0.81395349	0.835870	-0.02191659	0.02191659
36	2004	61.5	0.83720930	0.874637	-0.03742805	0.03742805
37	2009	62.9	0.86046512	0.888779	-0.02831378	0.02831378
38	1993	65.4	0.88372093	0.910381	-0.02666051	0.02666051
39	2000	68.5	0.90697674	0.931657	-0.02468017	0.02468017
40	1992	73.2	0.93023256	0.954914	-0.02468142	0.02468142
41	1991	77.4	0.95348837	0.969023	-0.015535	0.015535
42	2011	92.3	0.97674419	0.991936	-0.01519133	0.01519133

<b>media</b>	45.769
<b>desviacion estandar</b>	14.078
<b>coef. Variacion</b>	0.308
<b>u</b>	39.433
<b>d</b>	0.091
<b>maximo</b>	0.083

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3. 8

Resultado del análisis en la estación Ingapirca

<b>ESTACION INGAPIRCA (M411)</b>						
<i>n</i>	<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS</b>	<b>FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA</b>	<b>FRECUENCIA TEORICA ACUMULADA</b>	<b>FN(X)-F(X)</b>	<b>ABSOLUTO</b>
1	2003	13.5	0.023809524	0.059469652	-0.03566013	0.03566013
2	1966	15.7	0.047619048	0.097391224	-0.04977218	0.04977218
3	1971	17.7	0.071428571	0.141448351	-0.07001978	0.07001978
4	1989	17.9	0.095238095	0.146319716	-0.05108162	0.05108162
5	1970	18.1	0.119047619	0.151270148	-0.03222253	0.03222253
6	1977	20.1	0.142857143	0.204733232	-0.06187609	0.06187609
7	1979	20.8	0.166666667	0.224920861	-0.05825419	0.05825419
8	1967	21.3	0.19047619	0.239723727	-0.04924754	0.04924754
9	2000	21.5	0.214285714	0.245725113	-0.0314394	0.0314394
10	2001	21.5	0.238095238	0.245725113	-0.00762987	0.00762987
11	2004	22.1	0.261904762	0.263974811	-0.00207005	0.00207005
12	2009	22.7	0.285714286	0.282544822	0.00316946	0.00316946
13	1968	23.5	0.30952381	0.30769681	0.001827	0.001827
14	1999	24.7	0.333333333	0.34597466	-0.01264133	0.01264133
15	1998	25.3	0.357142857	0.365235175	-0.00809232	0.00809232
16	1980	25.8	0.380952381	0.381293578	-0.0003412	0.0003412
17	1993	25.8	0.404761905	0.381293578	0.02346833	0.02346833
18	1978	27.7	0.428571429	0.441849028	-0.0132776	0.0132776
19	1969	27.8	0.452380952	0.444997777	0.00738318	0.00738318
20	1991	28.8	0.476190476	0.476168206	2.227E-05	2.227E-05
21	1975	29	0.5	0.482324194	0.01767581	0.01767581
22	2006	29.2	0.523809524	0.488451134	0.03535839	0.03535839
23	2005	30.7	0.547619048	0.533362351	0.0142567	0.0142567
24	1992	30.8	0.571428571	0.53628492	0.03514365	0.03514365
25	2008	31.3	0.595238095	0.550751644	0.04448645	0.04448645
26	1976	31.7	0.619047619	0.562143738	0.05690388	0.05690388
27	2010	32.5	0.642857143	0.58442045	0.05843669	0.05843669
28	2007	33.4	0.666666667	0.608633533	0.05803313	0.05803313
29	1972	34.4	0.69047619	0.63443474	0.05604145	0.05604145
30	1984	36	0.714285714	0.673214753	0.04107096	0.04107096
31	1988	36.8	0.738095238	0.691430061	0.04666518	0.04666518
32	1964	37.1	0.761904762	0.698058215	0.06384655	0.06384655
33	1986	39.5	0.785714286	0.747146809	0.03856748	0.03856748
34	1981	40.1	0.80952381	0.758346376	0.05117743	0.05117743
35	2011	41.3	0.833333333	0.779503971	0.05382936	0.05382936
36	1985	42.4	0.857142857	0.797491045	0.05965181	0.05965181
37	1973	43	0.880952381	0.806755564	0.07419682	0.07419682
38	1987	46	0.904761905	0.847683563	0.05707834	0.05707834
39	1983	66.5	0.928571429	0.972788193	-0.04421676	0.04421676
40	2002	74.5	0.952380952	0.986373559	-0.03399261	0.03399261
41	1965	83.2	0.976190476	0.993602008	-0.01741153	0.01741153

<b>media</b>	31.99
<b>desviacion estandar</b>	14.69
<b>coef. Variacion</b>	0.46
<b>u</b>	25.38231827
<b>d</b>	0.087318677
<b>maximo</b>	0.074196817

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.3.11.5. Periodo De Retorno

Se define como el intervalo de tiempo en años en el que un evento ocurra, este evento puede ser de igual o mayor magnitud dada, el periodo de retorno es igual al inverso de la frecuencia.

$$T = \frac{1}{P} \quad (3.16)$$

Donde:

**T** = Periodo de retorno (años)

**P** = Probabilidad de excedencia del evento

### 3.3.11.6. Intensidades Máximas en 24 Horas

Precipitaciones para un periodo de retorno determinado.

Tabla 3. 9

*Precipitaciones para un periodo de retorno determinado*

		PRECIPITACIÓN (mm)		
		$x = u - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{d}$		
T (AÑOS)	F(X)=1-(1/T)	CHANIN	RICAURTE	INGAPIRCA
5	0.8	57.1468202	55.8976772	42.5600864
10	0.9	68.722447	64.1349587	51.1542081
25	0.96	83.3482821	74.5427855	62.0129037
50	0.98	94.1985622	82.2639061	70.0685044
100	0.99	104.968725	89.9280151	78.0646238

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.3.11.7. Precipitación De Diseño

Para calcular la precipitación de diseño, se utiliza el método aritmético:

$$P_{\text{DISEÑO}} = \frac{\sum P_i}{n} \quad (3.17)$$

$$P_{\text{DISEÑO}} = \frac{104.97+89.92+78.06}{3}$$

$$P_{\text{DISEÑO}} = 90.99 \text{ mm}$$

### Intensidad

$$\text{Intensidad} = \frac{\text{Precipitación}}{\text{Duración de la precipitación}} \quad (3.18)$$

$$\text{Intensidad} = \frac{90.99 \text{ mm}}{24 \text{ horas}}$$

$$\text{Intensidad} = 3.79 \text{ mm/h}$$

#### 3.3.11.8. Curvas Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF)

La Curva Intensidad Duración Frecuencia, representa la intensidad (I) o magnitud de una lluvia fuerte expresada en milímetros por hora, para una duración (D) determinada y que se aprecia tiene una probabilidad de ocurrencia, o frecuencia (F) expresada en años, lo que también se conoce como periodo de retorno. El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrografía (INAMHI), determinó 9 ecuaciones para las 35 zonas que se ha considerado en el país.

Para en nuestro caso, pertenece a la zona 11, entonces:

Para intensidades de 60 min < 1440 min

Corresponde la ecuación:

$$I_{TR} = 578.56 * Id_{TR} * t^{-0.8736} \quad (3.19)$$

Donde:

$$I_{TR} = \text{Intensidad diaria para un periodo de retorno dado en } \frac{mm}{h}$$

$$Id_{TR} = \text{Intensidad diaria para un periodo de retorno en mm/h}$$

$$TR = \text{Periodo de retorno}$$

$$t = \text{Tiempo de la lluvia en (minutos)}$$

Tabla 3. 10

*Intensidades*

INTENSIDADES																								
TIEMPO (Minutos y Horas)																								
t	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
5 años	34.97	19.08	13.39	10.42	8.571	7.309	6.388	5.685	5.129	4.678	4.304	3.989	3.72	3.486	3.283	3.103	2.943	2.799	2.67	2.553	2.447	2.349	2.26	2.177
10 años	41.35	22.57	15.84	12.32	10.14	8.643	7.554	6.722	6.065	5.532	5.09	4.717	4.399	4.123	3.882	3.669	3.48	3.31	3.158	3.019	2.893	2.778	2.672	2.575
25 años	49.41	26.97	18.93	14.72	12.11	10.33	9.028	8.034	7.248	6.611	6.083	5.637	5.257	4.927	4.639	4.385	4.158	3.956	3.773	3.608	3.458	3.32	3.193	3.077
50 años	55.4	30.24	21.22	16.5	13.58	11.58	10.12	9.006	8.126	7.411	6.819	6.32	5.893	5.524	5.201	4.916	4.662	4.435	4.23	4.045	3.876	3.722	3.58	3.449
100 años	61.34	33.48	23.49	18.27	15.04	12.82	11.21	9.972	8.997	8.206	7.55	6.998	6.525	6.116	5.758	5.443	5.162	4.91	4.684	4.479	4.292	4.121	3.964	3.819

Fuente: Elaboración Propia.

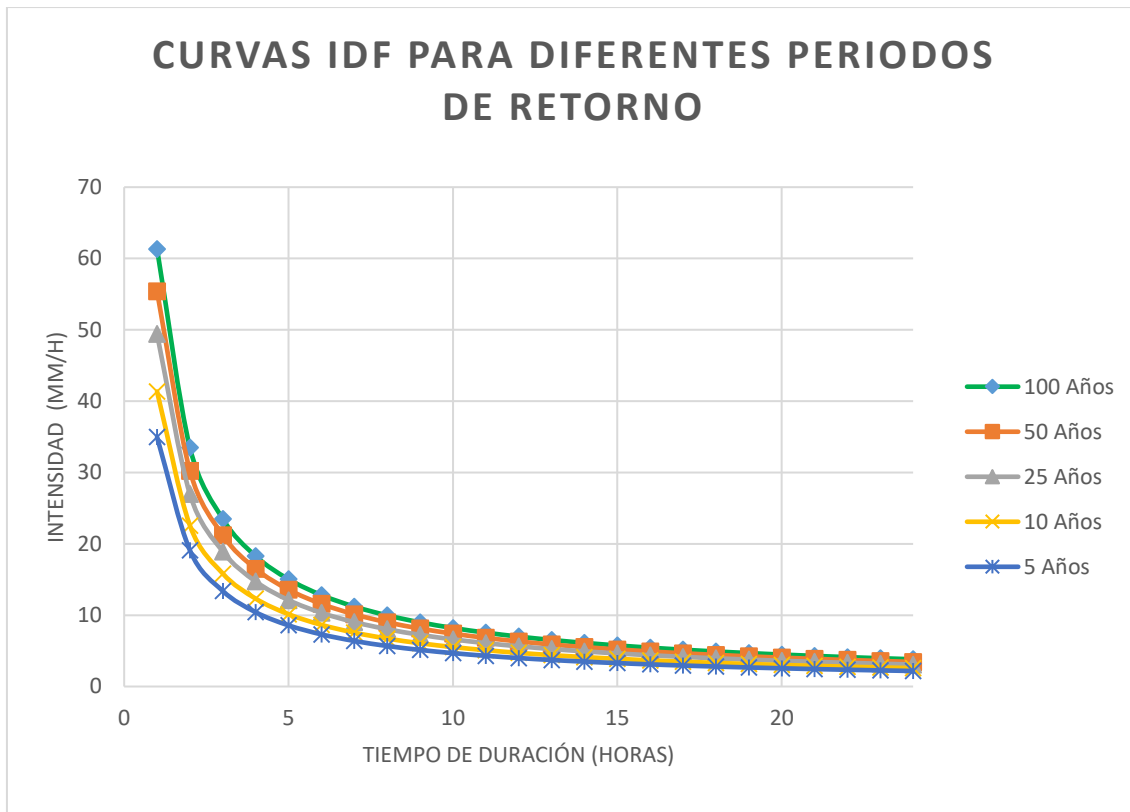


Figura 3. 8: Curvas intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos de retorno (Fuente: Elaboración Propia)

### Hietograma De Tormenta

El hietograma de tormenta de diseño se ha elaborado a partir de la obtención de las curvas IDF, en este proyecto se eligió para un retorno de 100 años. Para determinar la precipitación  $P$  (mm), se multiplica el valor de la intensidad de lluvia para los diferentes intervalos de tiempo.

Tabla 3. 11

*Hietograma de tormenta*

<b>HIETOGRAMA DE TORMENTA</b>			
<b><i>T</i></b> <b>(HORAS)</b>	<b><i>I</i>(MM/HORA)</b>	<b><i>P</i></b> <b>(mm)</b>	<b><math>\Delta P</math></b>
1	61.34	61.34	61.34
2	33.48	66.95	5.62
3	23.49	70.47	3.52
4	18.27	73.08	2.61
5	15.04	75.18	2.09
6	12.82	76.93	1.75
7	11.21	78.44	1.51
8	9.97	79.78	1.34
9	9.00	80.97	1.20
10	8.21	82.06	1.09
11	7.55	83.05	0.99
12	7.00	83.97	0.92
13	6.53	84.83	0.85
14	6.12	85.62	0.80
15	5.76	86.37	0.75
16	5.44	87.08	0.71
17	5.16	87.75	0.67
18	4.91	88.39	0.64
19	4.68	88.99	0.61
20	4.48	89.57	0.58
21	4.29	90.13	0.55
22	4.12	90.66	0.53
23	3.96	91.17	0.51
24	3.82	91.66	0.49

Fuente: Elaboración Propia.

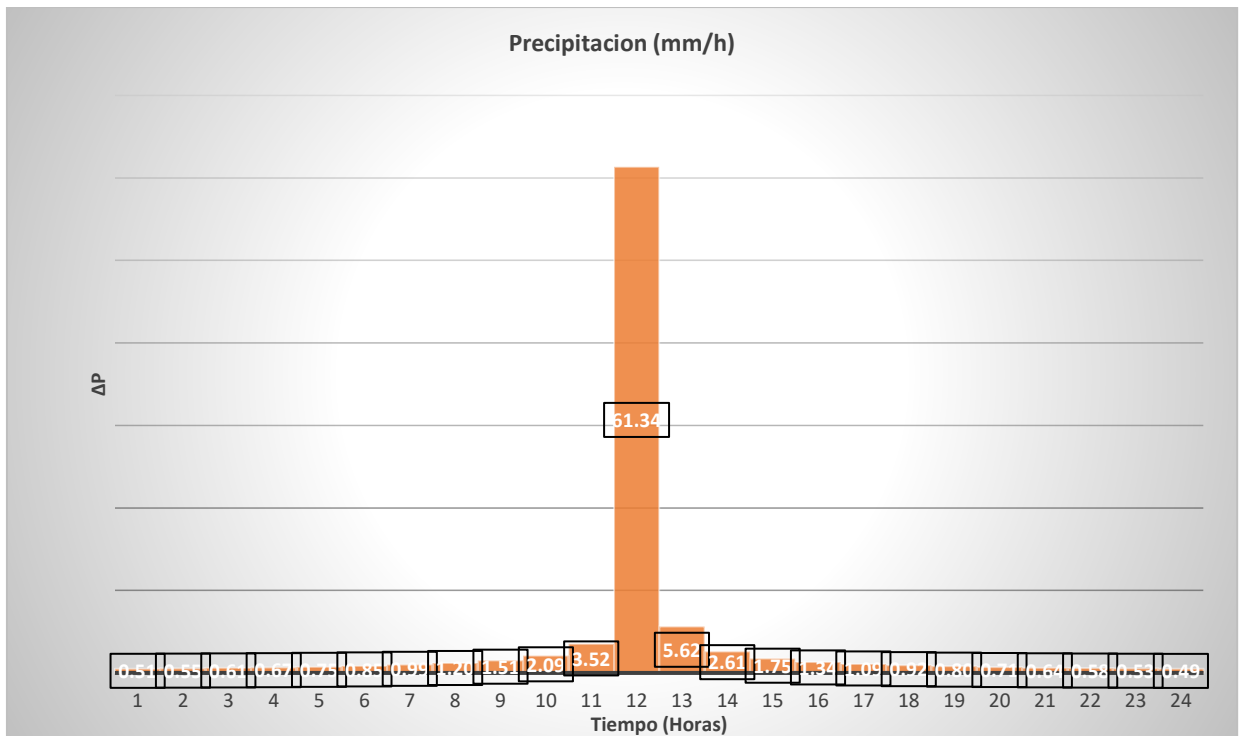


Figura 3. 9: Hietograma de precipitación total (Fuente: Elaboración Propia)

### Hietograma de Precipitaciones totales y efectivas

Datos:

S= 157.03 mm, Ia= 31.41 mm

Tabla 3. 12

#### Precipitación Efectiva

<i>CONSTRUCCION DE HIETOGRAMAS</i>					
<i>PRECIPITACION</i>	<i>PREC. ACUM</i>	<i>Ia</i>	<i>Fa</i>	<i>P.ef.acum</i>	<i>P. efec</i>
0.51	0.51	0.51	0.00	0.00	0.00
0.55	1.06	1.06	0.00	0.00	0.00
0.61	1.67	1.67	0.00	0.00	0.00
0.67	2.34	2.34	0.00	0.00	0.00
0.75	3.09	3.09	0.00	0.00	0.00

0.85	3.94	3.94	0.00	0.00	0.00
0.99	4.94	4.94	0.00	0.00	0.00
1.20	6.14	6.14	0.00	0.00	0.00
1.51	7.65	7.65	0.00	0.00	0.00
2.09	9.74	9.74	0.00	0.00	0.00
3.52	13.26	13.26	0.00	0.00	0.00
61.34	74.60	33.19	33.14	8.27	8.27
5.62	80.21	33.19	36.64	10.38	2.11
2.61	82.82	33.19	38.21	11.43	1.04
1.75	84.58	33.19	39.24	12.15	0.72
1.34	85.91	33.19	40.01	12.71	0.56
1.09	87.00	33.19	40.63	13.18	0.46
0.92	87.92	33.19	41.16	13.57	0.40
0.80	88.71	33.19	41.61	13.92	0.35
0.71	89.42	33.19	42.00	14.23	0.31
0.64	90.06	33.19	42.35	14.52	0.28
0.58	90.64	33.19	42.68	14.77	0.26
0.53	91.17	33.19	42.97	15.01	0.24
0.49	91.66	33.19	43.24	15.24	0.22

Fuente: Elaboración Propia.

### ***3.3.11.9. Modelamiento Hidrológico De La Cuenca Analizada en Software Hec – Hms***

HEC – HMS (HMS- Hydrologic Modeling System), Sistema de Modelado Hidrológico, es una aplicación muy utilizada para el modelamiento hidrológico, desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps).

Este software ha sido desarrollado para la modelación de los procesos hidrológicos más frecuentes que ocurre en una cuenca, como valorar las hidrógrafas de salida en una cuenca o varias sub cuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, empleando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño,

pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa, a partir de algunas propiedades morfométricas de una cuenca y datos de precipitaciones.

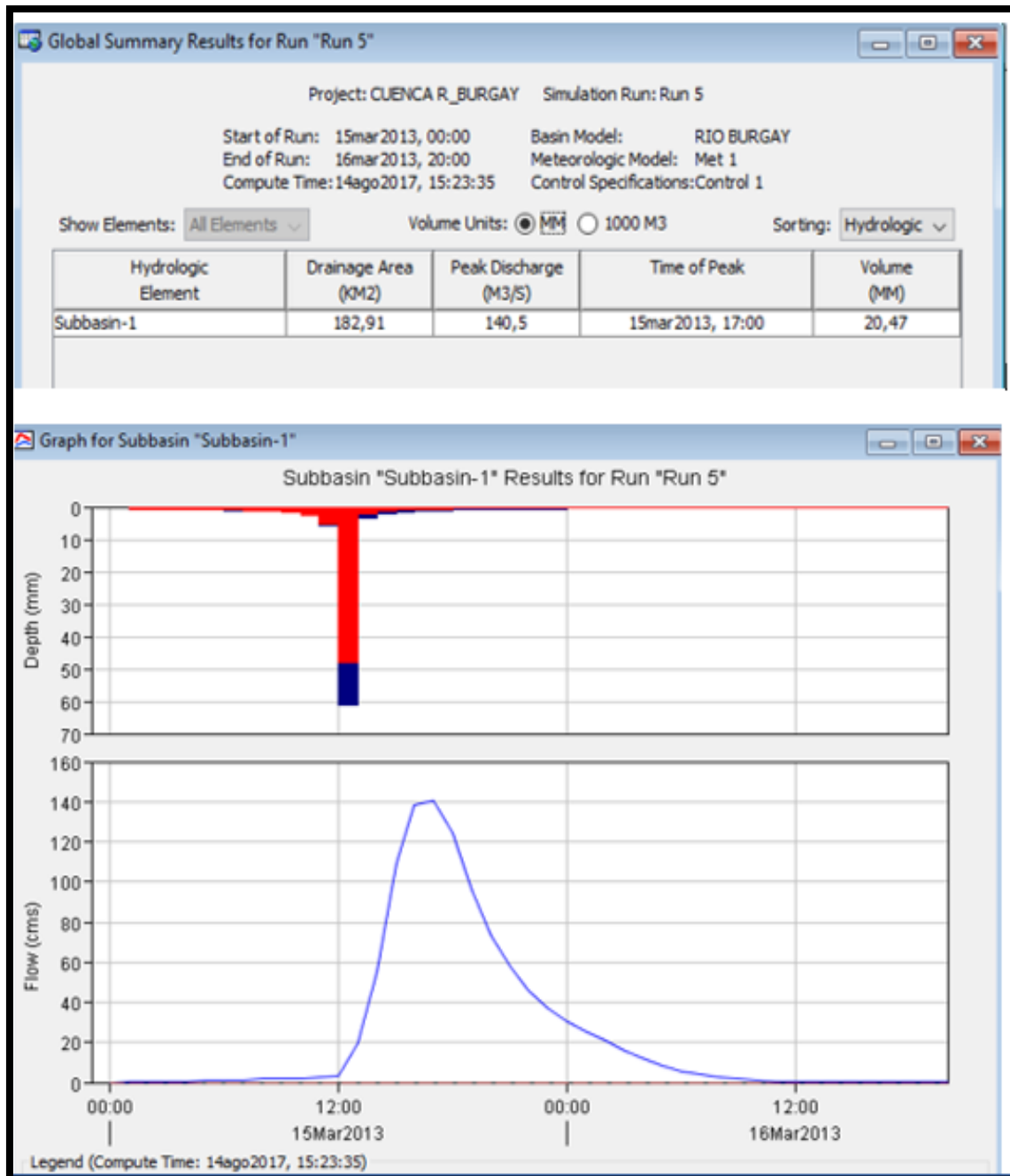
Tabla 3. 13

*Datos hidrológicos sobre la cuenca analizada*

<b><i>DATOS</i></b>		
AREA	182.91	Km
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL	25.30	km
DESNIVEL	1640.00	m
CN (Número de curva)	61.80	
Tiempo de Retardo	3.79	horas

Fuente: Elaboración Propia.

Ingresando los datos del hietograma de diseño, se tiene los siguientes:



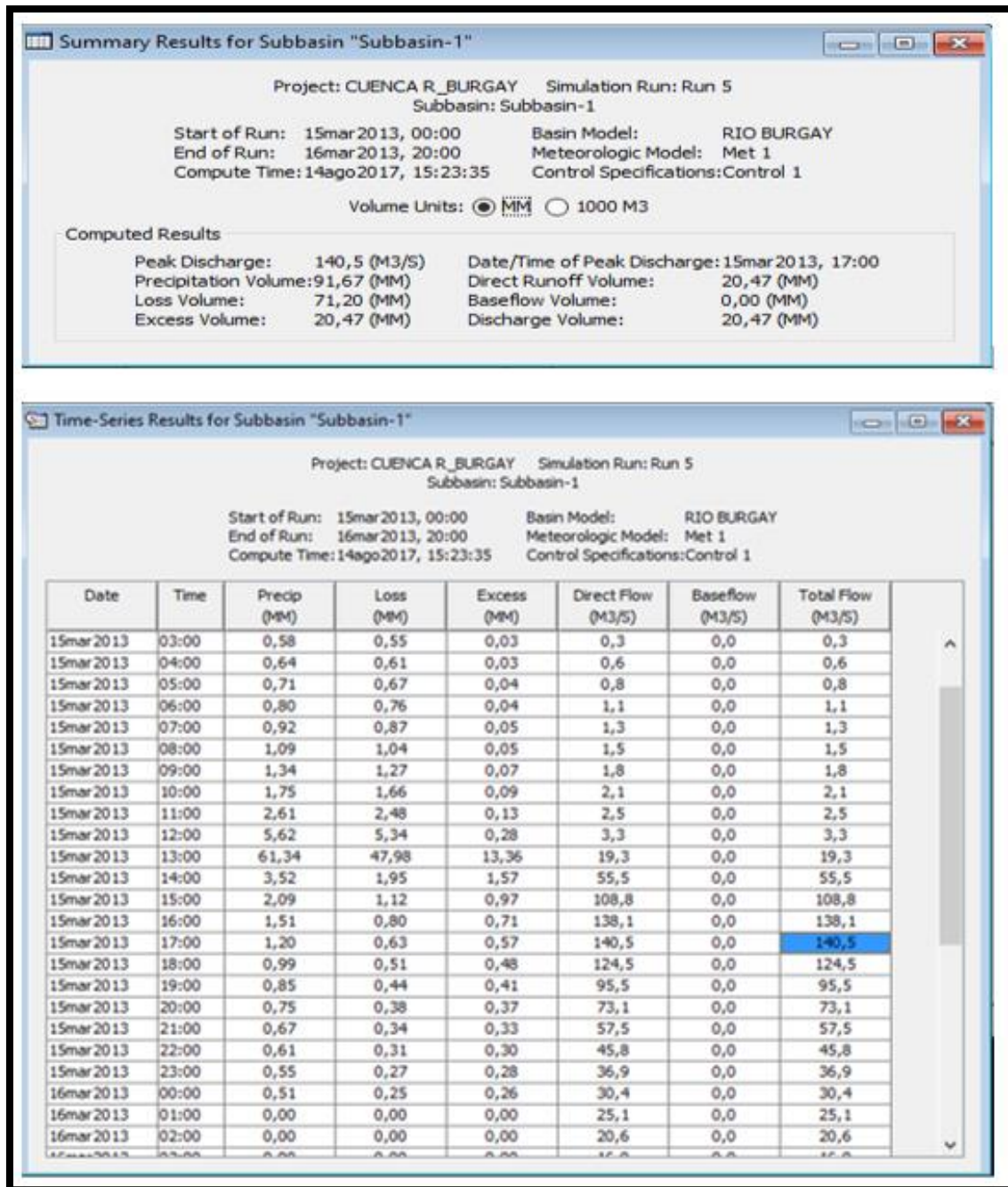


Figura 3. 10: Resultados de la modelación en software HEC – HMS (Fuente: Elaboración Propia)

Para un periodo de retorno de 100 años, se asume un caudal máximo de **140.50 m<sup>3</sup>/s**, que será utilizado para el diseño del puente.

### 3.4. Estudio Hidráulico

Para el análisis hidráulico del río, se utilizó el levantamiento topográfico en la zona de estudio, en donde cuenta con una franja topográfica de aproximadamente 120 m aguas arriba y 170 m aguas abajo, se cuenta con 34 secciones transversales de con una separación entre ellas de 10 metros.

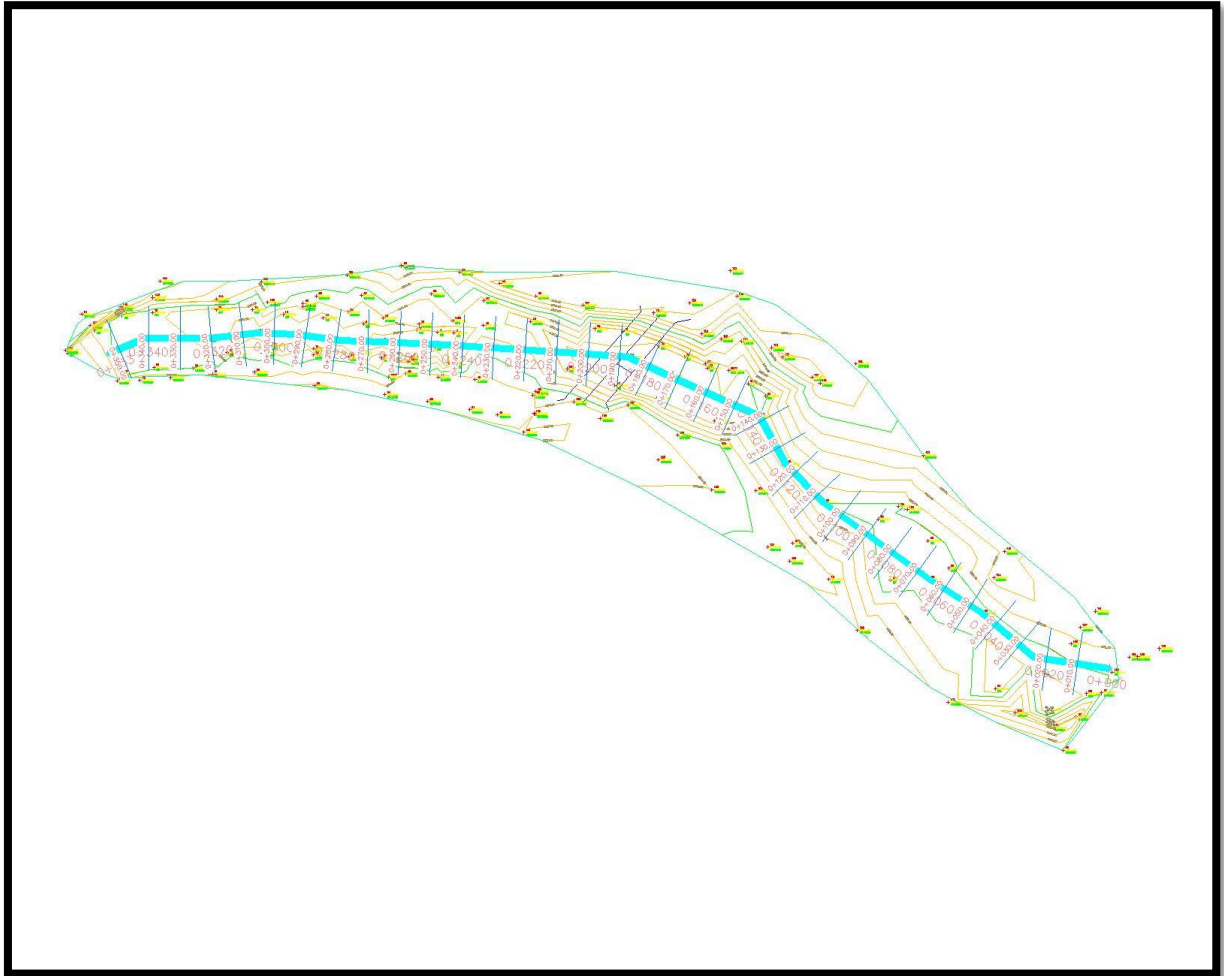


Figura 3. 11: Franja topográfica y secciones transversales del río analizado (Fuente: Elaboración Propia)

#### 3.4.1. Coeficiente de Rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo y de las paredes del conducto.

Según (Villón Béjar, HIDRÁULICA DE CANALES, 2007) ha catalogado los valores del coeficiente “n” como se muestra en la siguiente tabla:

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería de latón o vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería acero remachado en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería de barro vitrificado	0.010	0.013*	0.015	0.017
Tubos comunes de barro para drenaje	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Tabique vidriado	0.011	0.012	0.013	0.015
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento pulido	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tuberías de concreto	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tuberías de duela	0.010	0.011	0.012	0.013
<b>Acueductos de tablón:</b>				
Labrado	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin labrar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con astillas	0.012	0.015*	0.016	
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035
Acueducto semicirculares metálicos, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
<b>Canales y zanjas:</b>				
En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Degradados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
<b>Corrientes naturales:</b>				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enyerbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150

(\*) Valores de uso común en proyectos

Figura 3. 12: Valores del coeficiente n, para diferentes superficies Fuente: (Villón Béjar, HIDRÁULICA DE CANALES, 2007)

### 3.4.2. Modelación Hidráulica en HEC RAS

#### Datos:

Pendiente del cauce principal= 0.026

Para nuestro caso, se ha optado por los siguientes valores de n:

Coeficiente de rugosidad de Manning:

- Cauce principal: 0.036
- Margen del río: 0.05

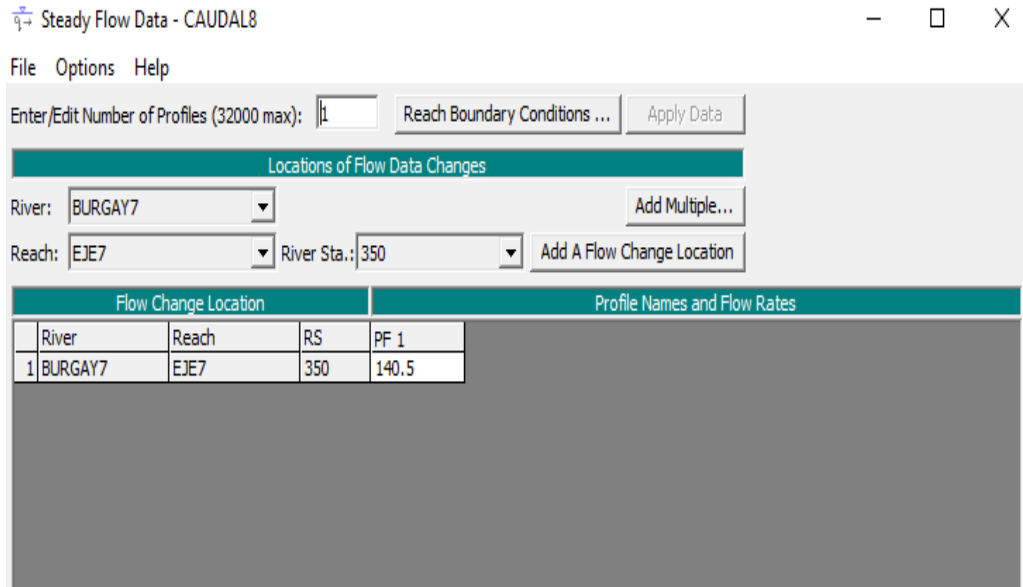


Figura 3. 13: Ingreso de caudal de diseño y pendiente del cauce en HEC – RAS (Fuente: Elaboración Propia)

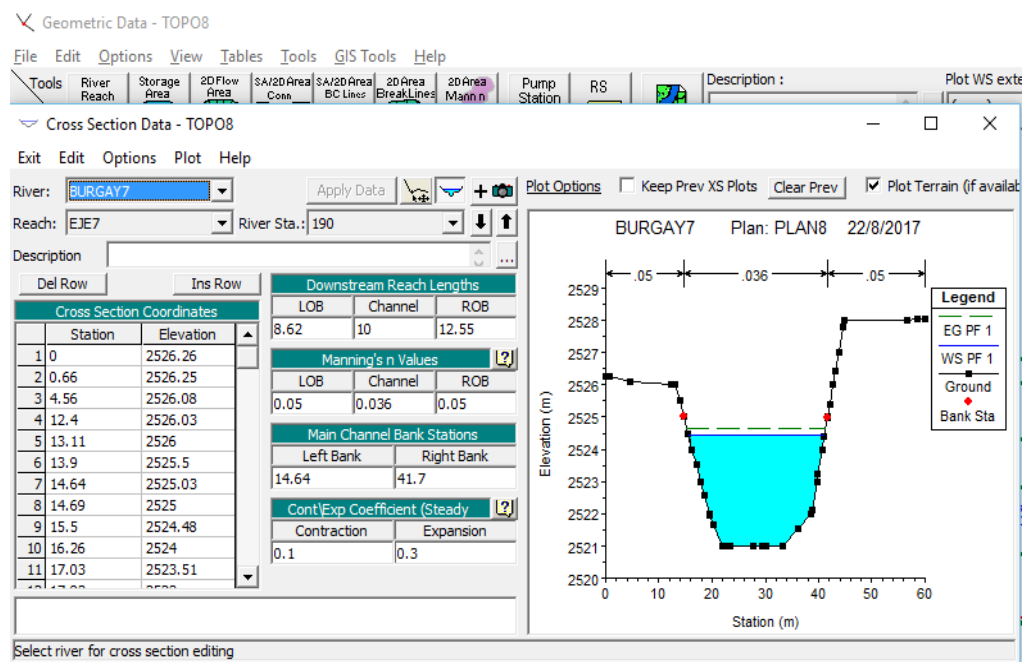


Figura 3. 14: Ingreso de información del modelo en HEC – RAS (Fuente: Elaboración Propia)

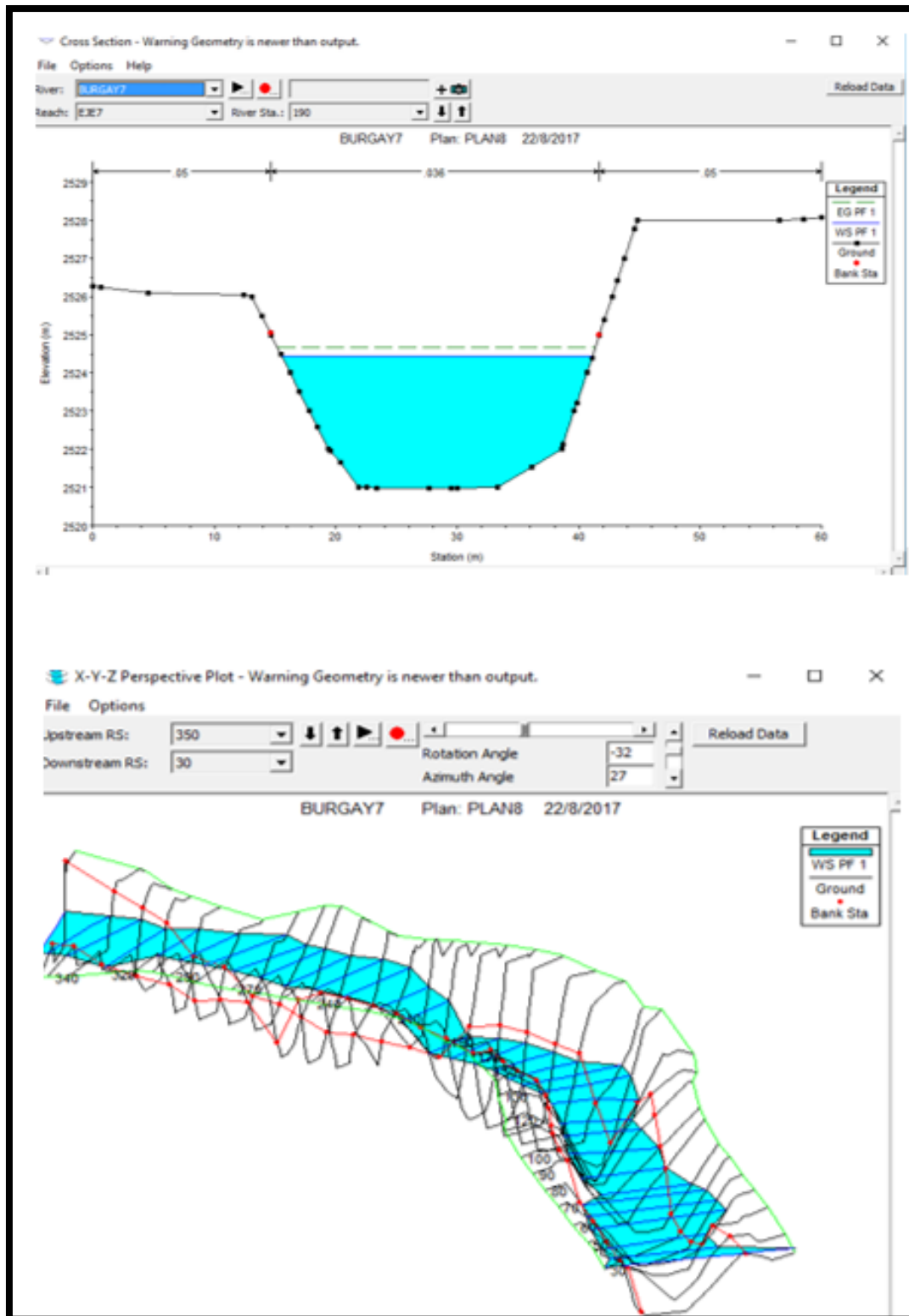


Figura 3. 15: Resultados de la modelación hidráulica del río Burgay (Fuente: Elaboración Propia)

El calado máximo obtenido con el software HEC RAS, con un caudal de diseño de 140.50 m<sup>3</sup>/s llega a la cota 2524.47 m.s.n.m, con una velocidad de 3.62 m/s. la siguiente tabla presenta los parámetros hidráulicos necesarios para determinar la socavación general ocasionada por el cauce.

Tabla 3. 14

*Parámetros hidráulicos del puente estudiado*

<b>Rio</b>	<b>Caudal (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Cota del Cauce (m.s.n.m)</b>	<b>Cota del calado máximo (m.s.n.m)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Calado máximo (m)</b>
Burgay	140.50	2520.98	2524.47	3.62	3.47

Fuente: Elaboración Propia.

**3.4.3. Socavación**

La socavación es importante conocerla para definir las cotas de cimentación de las pilas y los estribos. Sin el conocimiento del alcance de la socavación el ingeniero está expuesto a proponer cotas de cimentación superficiales que hagan inestable la estructura por ausencia de piso de apoyo o proponer una cota de cimentación más profunda de la requerida aumentando en esta forma sus costos y con mayores dificultades en la construcción (Trujillo Orozco, 1993)

**3.4.3.1. Socavación General**

Ocurre, cuando se presenta una creciente y ocasiona el descenso del fondo del cauce, este recupera su nivel inicial al pasar la creciente. Al aumentar el caudal por la creciente su velocidad aumenta y por lo tanto su capacidad de arrastre, el desgaste del fondo va a depender de las características del suelo. (Trujillo Orozco, 1993)

### 3.4.3.2. Método De Lischtván – Lebediev

Lischtván a partir de los años 1965 – 1970, plantea que, al producirse una avenida, el gasto que circula por una sección del cauce aumenta y como consecuencia aumenta la velocidad del agua. Este incremento de la velocidad del agua trae como consecuencia el acrecentamiento de la capacidad de arrastre de la corriente, produciéndose el fenómeno de la socavación, debido al arrastre de las partículas que se encuentran en el lecho del cauce. (Gómez Díaz, 2012)

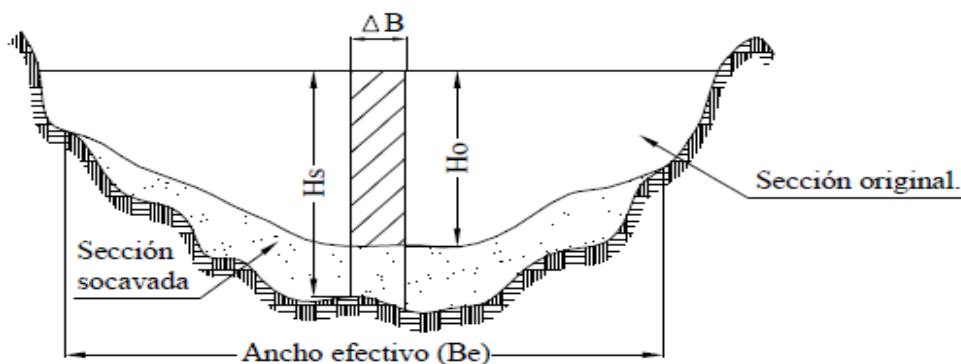


Figura 3. 16: Perfil del cauce antes y después de la erosión, Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

#### Fórmula simplificada para el método

$$h_{cj} = \left( \frac{q_j}{4.70 * D^{0.28}} \right)^{0.71} \quad (3. 20)$$

Donde:

$h_{cj}$  = Profundidad después de la erosión vertical en la subsección j (m)

$q_j$  = Caudal por unidad de ancho asociado a la franja ( $\frac{m^3}{s}$ )

$D$  = Diametro caracteristico de las particulas del fondo ( $D_{50}$ ; m)

Los resultados obtenidos se ilustran en ANEXO I.

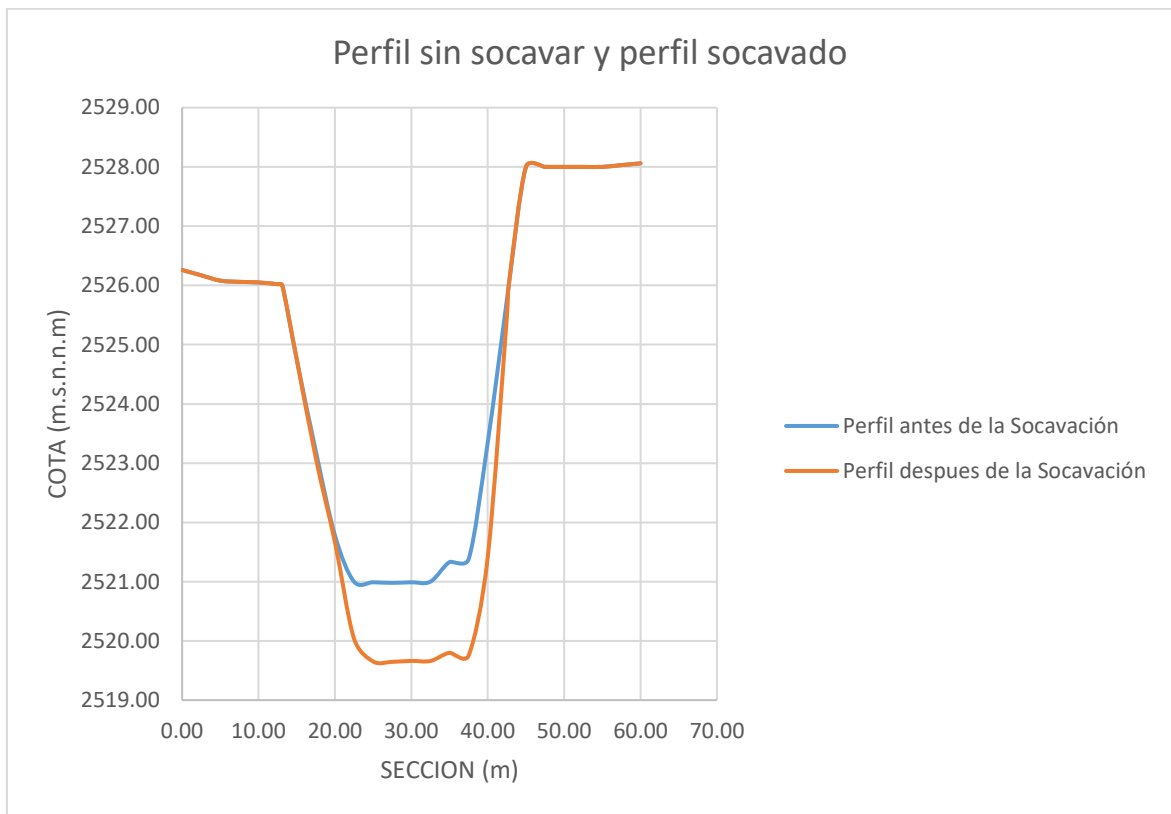


Figura 3. 17: Socavación general del lecho del río (Fuente: Elaboración Propia)

Se obtuvo una profundidad de socavación de **1.94 m**, este resultado fue obtenido por el método de Lischtvan – Lebediev.

### 3.5. Estudio Geotécnico

Para este estudio, lo primero que se realizó fue la extracción de muestras a través de una calicata en donde va a ser emplazado los estribos, se tomó una muestra en un solo lado del río porque en el otro lado donde va a ser construido el otro estribo se ha colocado material de relleno a una altura de 4 metros aproximadamente. La calicata se la realizó a una profundidad aproximada de 2.5 metros, con lo que se fue identificando cada estrato del subsuelo.




Figura 3. 18: Toma de muestras en los márgenes del río Burgay (Fuente: Elaboración Propia)

Con las muestras obtenidas en campo, en el laboratorio de suelos de la Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Católica de Cuenca se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría por tamizado ASTM D422-63
- Contenido de Humedad Natural ASTM D422-16
- Índice Líquido ASTM D423-66
- Índice Plástico ASTM D424-59
- Clasificación de los suelos (SUCS y AASHTO)

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO**

PROYECTO                      Diseño estructural de puente mixto sobre el río Burgay  
MUESTRA                        Nº 2, lado derecho, río aguas abajo  
PROFUNDIDAD                2.50 m  
SOLICITADO POR :        Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues  
FECHA                            Apr-17

	ABERTURA	PESO RET.	RET. ACUM.	%	%	%
TAMIZ Nº	MM.	GM.	GM.	RETENIDO	PASA	ESPECIF.
3"	76.2	---	---	---	---	
2 1/2"	63.5	---	---	---	---	
2"	50.8	2285.00	2285.00	17.18	82.82	
1 1/2"	38.1	1369.50	3654.50	27.48	72.52	
1"	25.4	1268.50	4923.00	37.02	62.98	
3/4"	19.1	1010.00	5933.00	44.61	55.39	
1/2"	12.7	1013.00	6946.00	52.23	47.77	
3/8"	9.52	771.50	7717.50	58.03	41.97	
Nº4	4.76	2964.50	10682.00	80.32	19.68	
PASA Nº4		3038	2617.61			
10	2	77	77	8.94	17.92	
40	0.42	165	242	28.09	14.15	
200	0.074	123	365.67	42.44	11.33	
FONDO		1.5	1.5			
TOTAL		367.17	13299.61			

PESO ANTES DEL ENSAYO	15361	PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO	=	1000
PESO DESPUES DEL ENSAYO	13720	PESO SECO ANTES DEL LAVADO	=	861.62
% DE HUMEDD	16.06	PESO SECO DESPUES DEL LAVADO	=	367.5

GRAVA	80.32	DIÁMETRO EFECTIVO	
		D <sub>10</sub>	0.074
ARENA	8.35	D <sub>30</sub>	6.96
		D <sub>60</sub>	22.93
FINOS	11.33	Cu	309.86
		Cc	28.55

Ing. Luis Mario Almache  
Jefe de Laboratorio

Atanasio Jara  
Laboratorista

Figura 3. 19: Ensayo, análisis granulométrico, margen derecho río Burgay (Fuente: Elaboración Propia)

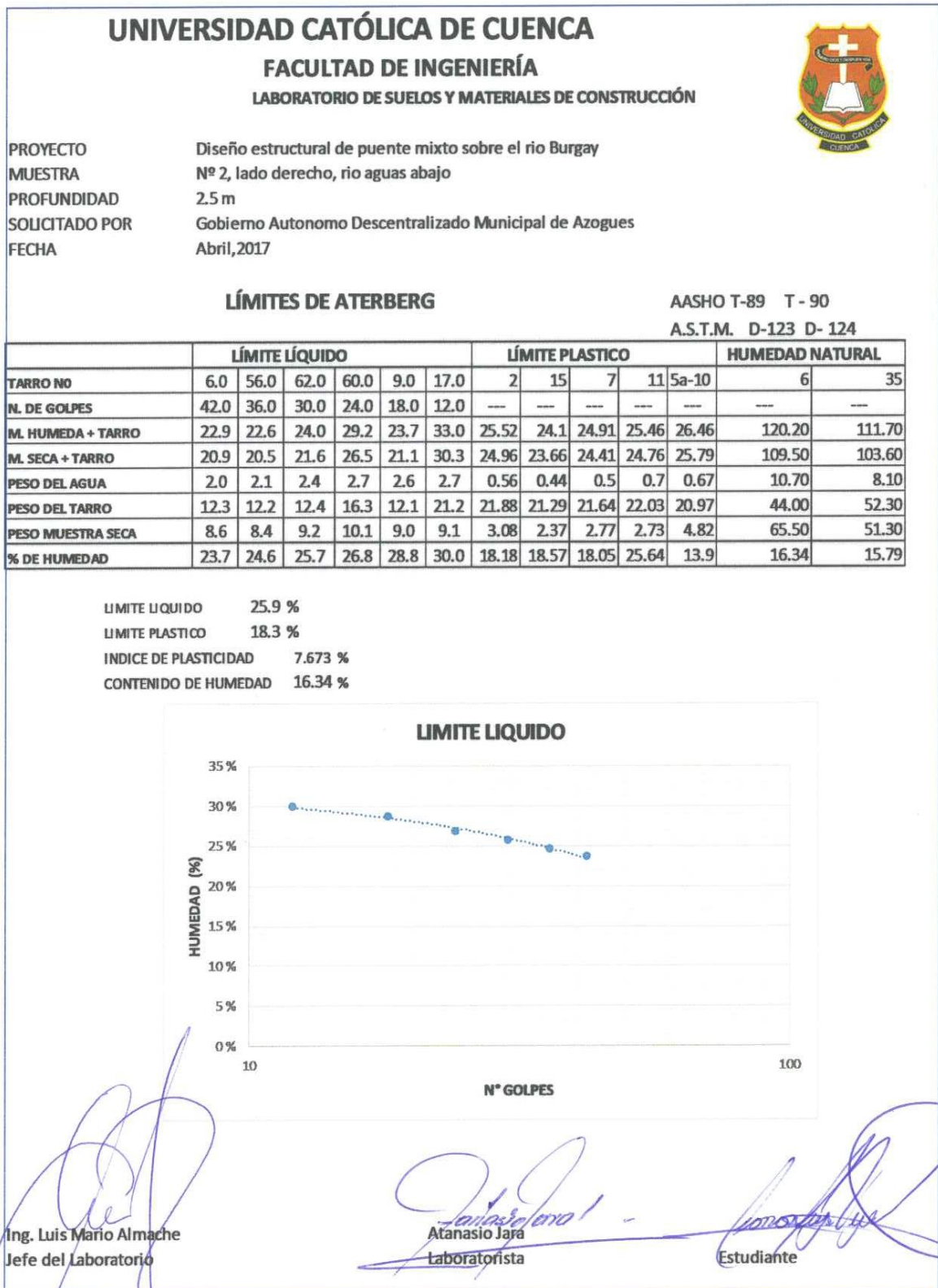


Figura 3. 20: Ensayo Límites de Atterberg, margen derecho rio Burgay (Fuente: Elaboración Propia)

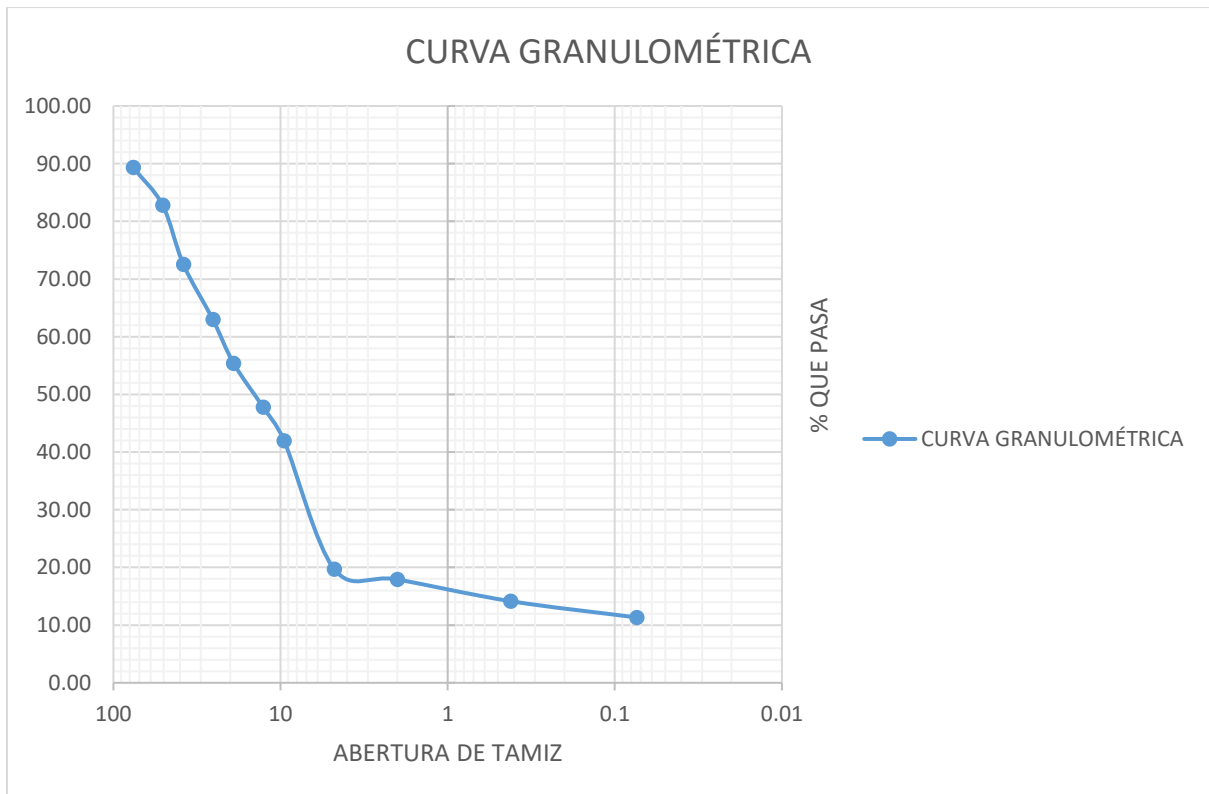


Figura 3. 21: Curva granulométrica (Fuente: Elaboración Propia)

### 3.5.1. Sistema Unificada De Clasificación De Suelos (Sucs)

La tabla 3.17 presenta los factores a considerar para clasificar un suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

De acuerdo a la granulometría obtenida se tiene que el suelo tiene las siguientes características y clasificación:

Gravas (G) = 80.32%

Arenas (S) = 8.35%

Finos (F) = 11.33%

Tabla 3. 15

## Sistema unificado de clasificación de suelos

Divisiones mayores		Símbolo de grupo	Nombres Típicos		Criterios de clasificación para suelos granulares			
Suelos de grano grueso (más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz N° . 200)	Gravas (más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamiz N° . 4)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, poco o ningún fino		Cu= D 60/D 10>4 Cc=1<D30 <sup>2</sup> /D10*D60<3			
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino.		No cumplir todos los requisitos de gradación para GW			
		GM	d/u	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo		Límites de Atterberg por debajo de la línea A o Ip < 4	A los materiales sobre la línea A con 4<Ip<7 se considera de frontera y se les asigna doble símbolo.	
		GC		Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcillosas		Límites de Atterberg por encima de la línea A o Ip >7		
	Arenas (Más del 50% de la fracción gruesa es menor que el tamiz N°4)	Arenas limpias (poco o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino		Cu= D60/D10>6 Cc=1<D30 <sup>2</sup> /D10*D60<3		
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, poco o ningún fino.		No cumplir todos los requisitos de gradación para SW		
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM	d/u	Arenas limosas, mezclas arena-limo		Límites de Atterberg por debajo de la línea A o Ip < 4	Si el material está en la zona sombreada con 4<Ip<7 se considera de frontera y se le asigna doble símbolo
			SC		Arenas arcillosas, mezclas arena -arcilla		Límites de Atterberg por encima de la línea A o Ip >7	

Suelos de grano fino (más del 50% del material pasa el tamiz N.200)	Limos y arcillas (límite líquido WL <50)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad		1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría.  2. Dependiendo del porcentaje de fino (fracción menor que el tamiz N.200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5%-GW, GP, SW, SP, más del 12%-GM, GC, SM, SC de 5 a 12%-Casos de frontera que requieren doble símbolo.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras		
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
	Limos y arcillas (Límite líquido >50)	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas		
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos		
	Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

Fuente: (Bowles, 1981)

Con los datos obtenidos a través del estudio de suelos y con la ayuda de la figura 3.15, sistema unificado de clasificación de suelos, dieron los siguientes resultados:

Tabla 3. 16

*Clasificación del suelo analizado según SUCS*

Denominación típica de los grupos de suelos	Símbolo del grupo	Permeabilidad en estado compacto	Resistencia al corte en estado compacto y saturado excelente	Compresibilidad en estado compacto y saturado	Facilidad de tratamiento en obra
Gravas bien graduadas, mezclas de gravas y arenas con pocos finos o sin ellos	GW	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.5.2. Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo inalterada, a través de un aparato que simula la aplicación de las cargas reales a las que está sometido el suelo. La resistencia al esfuerzo cortante se debe a dos componentes que son: la cohesión que es una condición del suelo por la cual las partículas del suelo se mantienen unidas y el ángulo de fricción interna entre partículas.

#### **Materiales y Equipos**

- Muestra inalterada de suelo
- Aparato de corte directo
- Deformímetro de caratula con lectura de 0.01 de precisión
- Caja de corte
- Balanza

○ Pesas de 20, 40 y 80 Kg



Figura 3. 22: Ensayo de corte directo (Elaboración propia)

### Análisis de resultados

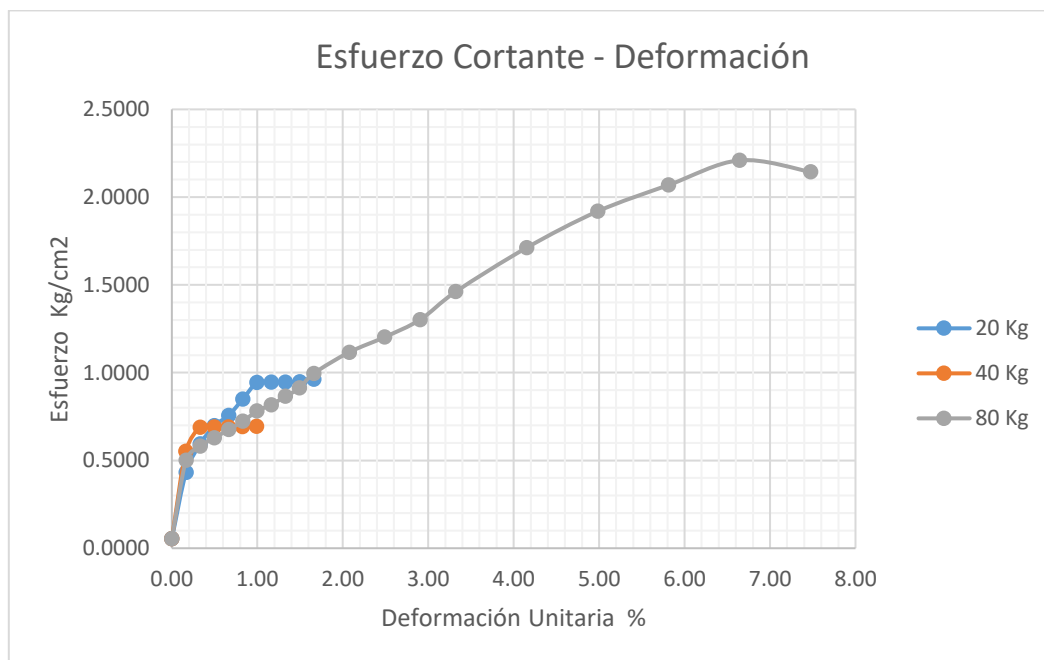


Figura 3. 23: Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia)

Se toman los puntos más altos de cada curva y se grafica el esfuerzo cortante – esfuerzo normal:

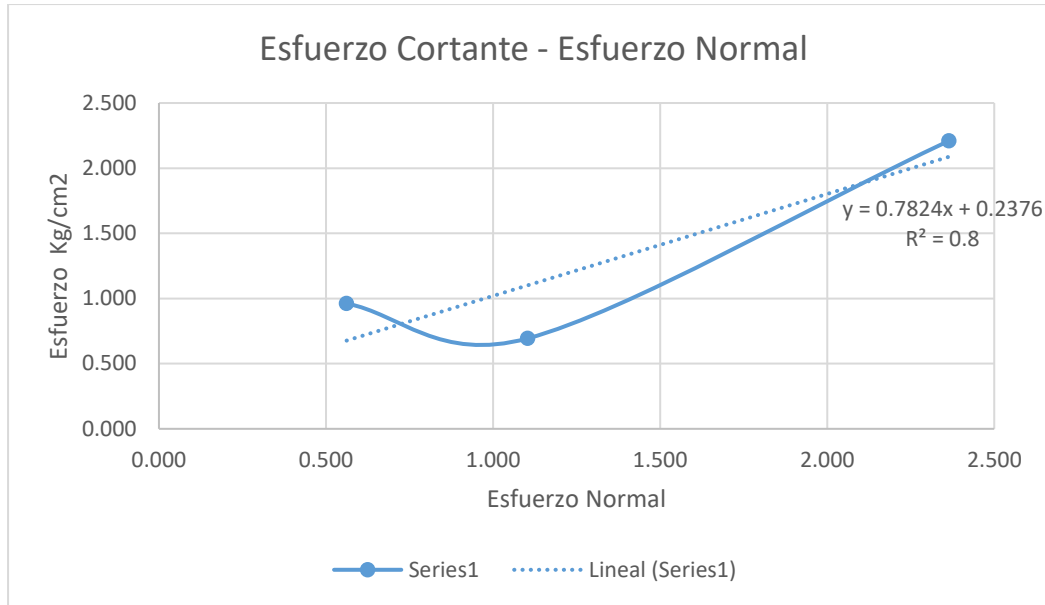


Figura 3. 24: Gráfico Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia)

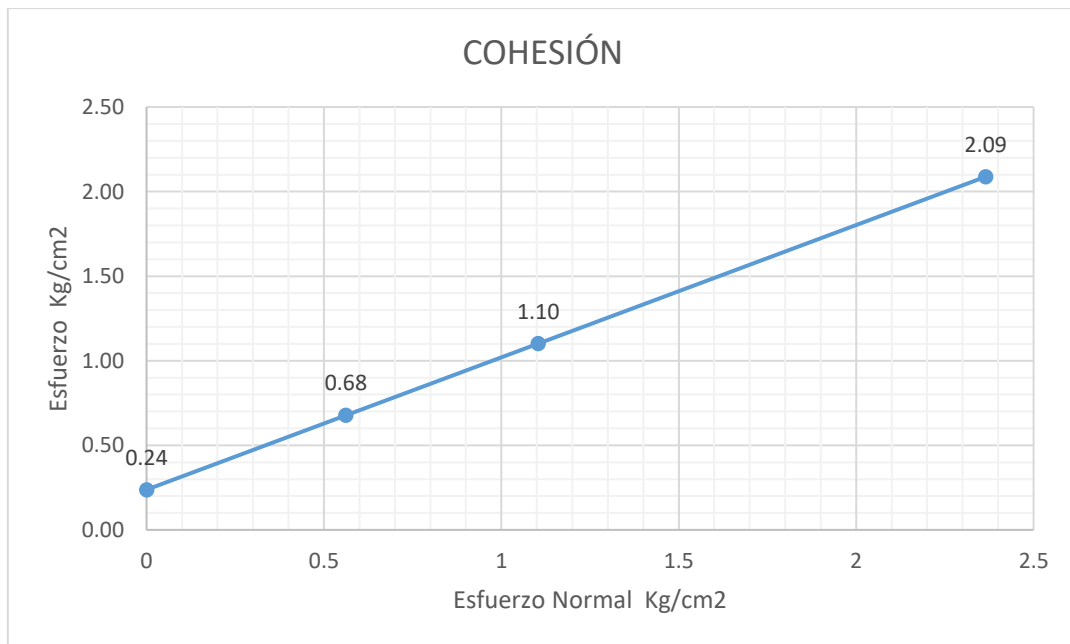


Figura 3. 25: Gráfico Esfuerzo cortante- Deformación (Elaboración propia)

Cohesión: 0.24

Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 38.04

Tabla 3. 17

Resultados del ensayo de corte directo

Cálculo de la tensión admisible por el Método de Terzaghi				
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">Ecuación General de Terzagui (Falla local)</div> $q_u = \frac{2}{3} c' N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$ $q_{ADM} = \frac{q_u}{F_s}$				
Ángulo de fricción interna( $\phi$ )	38.04	°	38.04	°
Peso específico del suelo ( $\gamma$ )	1.80	gr/cm <sup>3</sup>	0.00	gr/cm <sup>3</sup>
Profundidad de cimentación (D)	2.00	m	200.00	cm
Cohesión ( $c'$ )	2.40	Ton/m <sup>2</sup>	0.24	Kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Seguridad (Fs)	3.00		3.00	
Ancho de cimentación (B)	1.00	m	100.00	cm
Factores de capacidad de carga	$N'_c$		30.51	
	$N'_q$		16.92	
	$N'_\gamma$		12.83	
	$q_u$		12.00 kg/cm <sup>2</sup>	
	$q_{ADM}$		4.00 kg/cm <sup>2</sup>	

Fuente: Elaboración Propia.

Las muestras fueron extraídas a una altura de excavación de 1.3 m metros, por lo que a una profundidad mayor se encuentra material rocoso.

Este ensayo fue realizado en el laboratorio de la Universidad de Cuenca con la asesoría del laboratorista Atanacio Jara.

### **3.6. Estudio de Tránsito**

El estudio de tránsito se lo realiza con el fin de determinar el volumen y clasificación de los vehículos que van a circular por el puente durante su periodo de vida útil.

Al proponerse el proyecto, ampliación o reparación de un puente, se ha de tener en cuenta el material rodante que circulará sobre el mismo y las exigencias que el diseño geométrico impone para garantizar un flujo cómodo entre los puntos de comunicación, son precisamente los estudios de tránsito los que se ejecutan para lograr tales fines de manera que se cumpla con la funcionabilidad de la obra. (Gómez Díaz, 2012)

En el sector analizado no se vio muy factible realizar un TPDA (Tránsito Promedio Diario Anual), debido a que la Av. 16 de abril concluye su trazado en dicha zona, por lo que solo transitan con sus vehículos los residentes del lugar, por lo que se procedió a realizar algunas encuestas que se puede observar en el Anexo II.

El resultado de dichas encuestas se dio conocer que en la zona de estudio existen 67 habitantes y un total de 14 vehículos que son propiedad de los residentes del lugar, pero en la zona existen dos talleres de mecánica automotriz y según la entrevista a los propietarios de dichos negocios entran a arreglar sus vehículos aproximadamente unos 6 vehículos diariamente. Con las encuestas obtenidas se da a conocer que aproximadamente existe una media de 20 vehículos que circulan diariamente por el sector analizado.

#### **3.6.1. Cálculo del tráfico promedio anual**

Por tráfico se refiere al movimiento o circulación de vehículos por la sección de una vía, determinado en la unidad de tiempo, la unidad utilizada en el presente estudio es el TPDA,

que es el número de vehículos que circulan por un tramo de la vía dividido para 365 días del año.

Para la determinación del TPDA, se considera los tránsitos promedios de los períodos de conteo TPO (Tránsito Promedio Observado), el mismo que será amplificado mediante factores de variación estacional:

$$TPDA = TPO * F_h * F_d * F_s * F_m \quad (3.21)$$

Donde:

TPO Tránsito Promedio Observado.

$F_h$  Factor Horario

$F_d$  Factor Diario

$F_s$  Factor Semanal

$F_m$  Factor Mensual.

### 3.6.2. Análisis de tráfico existente

**TPO (Tráfico Promedio Observado):** Para la determinación de este factor, se realizó una encuesta a los moradores del sector cuyo resultado se detalló anteriormente, este resultado es de 20 vehículos que circulan diariamente.

**Factor Horario ( $F_h$ ):** Este factor se obtiene dividiendo el total de vehículos que circulan por una determinada carretera en 24 horas, para el tránsito acumulado durante las horas de conteo manual. Al no disponer de este primer valor, se asume que este valor será igual al 105% del conteo manual, por lo tanto, el factor horario será  $F_h=1.05$

**Factor Diario ( $F_d$ ):** Para la obtención de este factor, se requiere el conteo de una semana completa, cuyo promedio será dividido para el día de mayor tráfico de toda la semana. Al no disponer de este factor, se asume que este valor será igual al 100%, de manera que el factor diario será  $F_d=1$ .

**Factor Semanal ( $F_s$ ):** Para la determinación de este factor, va a depender del mes del año en el que se realice el aforo, para este caso el mes de estudio fue agosto, obteniendo el siguiente

Tabla 3. 18

*Determinación del Factor Semanal*

<b>FACTOR SEMANA (<math>F_s</math>)</b>			
<b>Mes</b>		<b>#sem(mes)</b>	<b>Fs</b>
Enero	31	4.429	1.107
Febrero	29	4.143	1.036
Marzo	31	4.429	1.107
Abril	30	4.286	1.071
Mayo	31	4.429	1.107
Junio	30	4.286	1.071
Julio	31	4.429	1.107
Agosto	31	4.429	1.107
Septiembre	30	4.286	1.071
Octubre	31	4.429	1.107
Noviembre	30	4.286	1.071

Diciembre	31	4.429	1.107
-----------	----	-------	-------

Fs se toma de acuerdo al mes indicado

$$Fs(\text{agosto}) = 1.107$$

Fuente: Elaboración Propia.

**Factor Mensual ( $F_m$ ):** Su finalidad es aumentar el tránsito mensual hasta el anual, para lo cual será necesario ordenar la información que se dispone, al consumo de combustibles, esta información fue obtenida del Ministerio de Transporte y Obra Públicas.

Tabla 3. 19

*Determinación del Factor Semanal*

<b>FACTOR MENSUAL (<math>F_m</math>)</b>				
<b>CONSUMO DE COMBUSTIBLE EN LA PROVINCIA DEL AZUAY - AÑO</b>				
<b>2016</b>				
<b>MES</b>	<b>Diesel</b>	<b>Extra</b>	<b>Super</b>	<b>Total</b>
Enero	5202947	5747338	949344	11899629
Febrero	4682076	5326944	883148	10892168
Marzo	5357885	5852490	899806	12110181
Abril	5211450	5825100	893100	11929650
Mayo	5218416	5877910	893575	11989901
Junio	5219490	5871420	822600	11913510
Julio	5599189	5988073	930868	12518130
Agosto	5304049	5800193	950181	12054423
Septiembre	5753310	5877450	888480	12519240

---

Octubre	5900974	6214601	902906	13018481
Noviembre	5204310	5706660	785130	11696100
Diciembre	5545683	6500018	913260	12958961

---

$$\text{Consumo de combustible (Fm)} = \frac{\text{Consumo Mes Promedio}}{\text{Mes de Estudio}}$$

$$F_m \quad 1.006 \quad 1.0$$


---

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces:

$$TPDA = TPO * F_h * F_d * F_s * F_m$$

$$TPDA = 20 * 1.10 * 1.00 * 1.107 * 1.006$$

$$TPDA = 24.50 \cong 25 \text{ vehiculos}$$

### Proyecciones del tráfico

$$TPDA_{futuro} = TPDA_{actual} * (1 + i)^n$$

(3. 22)

Donde:

$i$  = tasa de crecimiento vehicular

$n$  = Periodo de proyeccion en años

$$TPDA_{futuro} = 25 * (1 + 0.032)^{100}$$

$$TPDA_{futuro} = 583 \frac{\text{vehiculos}}{\text{día}}$$

### 3.6.2. Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA

Una vez obtenido el TPDA futuro, se clasificó de acuerdo con la tabla de clasificación funcional de las vías en base al TPDA, del MTOP.

Tabla 3. 20

*Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA*

<b>Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA<sub>d</sub></b>			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA <sub>d</sub> ) al año de horizonte	
		Limite Inferior	Limite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: NEVI – 2012, Volumen 2

Como se observa en la tabla anterior, la obra pertenece a la clasificación C2, equivalente a una carretera convencional básica o camino básico.



Figura 3. 26: Carretera convencional básica o camino básico (Fuente: NEVI – 2012, Volumen 2)

Según la clasificación de carreteras del MTOP, corresponde a un camino básico de 9.00 m de ancho con dos carriles de 3.00 m y bermas de 1.50 m, pero los técnicos del GAD Municipal de Azogues piden que la sección transversal del tablero sea de 10 m con dos carriles de 7.20 m y veredas de 1.40 m.

## CAPITULO IV

### Cálculo y diseño de la superestructura e infraestructura

#### 4.1. Introducción

Las cargas que se presentan están basadas en las especificaciones de la AASHTO LRDF 2004. Estas cargas están divididas en dos grupos que son: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones).

De igual forma en este capítulo se presentan los estados límites de diseño de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga. Las abreviaciones empleadas en este capítulo son las empleadas por AASHTO.

#### 4.2. Cargas

##### 4.2.1. Cargas Permanentes

Para el diseño se considera como carga muerta al peso de todos los elementos colocados en forma permanente en la estructura. Este peso deberá calcularse para varios materiales; se debe considerar el volumen proporcional que actúa directamente sobre el elemento investigado, multiplicado por su correspondiente peso específico. (Torres, 2013)

(AASHTO LRFD, 2004) clasifica las cargas permanentes en las siguientes:

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Tabla 4. 1

*Densidades de diversos materiales*

Material		Densidad (kg/m <sup>3</sup> )
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Esconia		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

#### 4.2.2. Cargas Transitorias

Para la carga viva, el código considera el peso de los vehículos que pueden circular por la estructura. La primera característica de la carga viva en el diseño de puentes es el que se trata de una carga en movimiento y que, por lo tanto, produce efectos dinámicos en la estructura. (Torres, 2013)

##### 4.2.2.1. Sobrecarga Vehicular:

###### a) Camión de Diseño

Para la solicitud por carga viva se considera la aplicación de la carga vehicular HL-93 la misma que consiste en un camión de diseño de tres ejes con sus respectivas cargas.

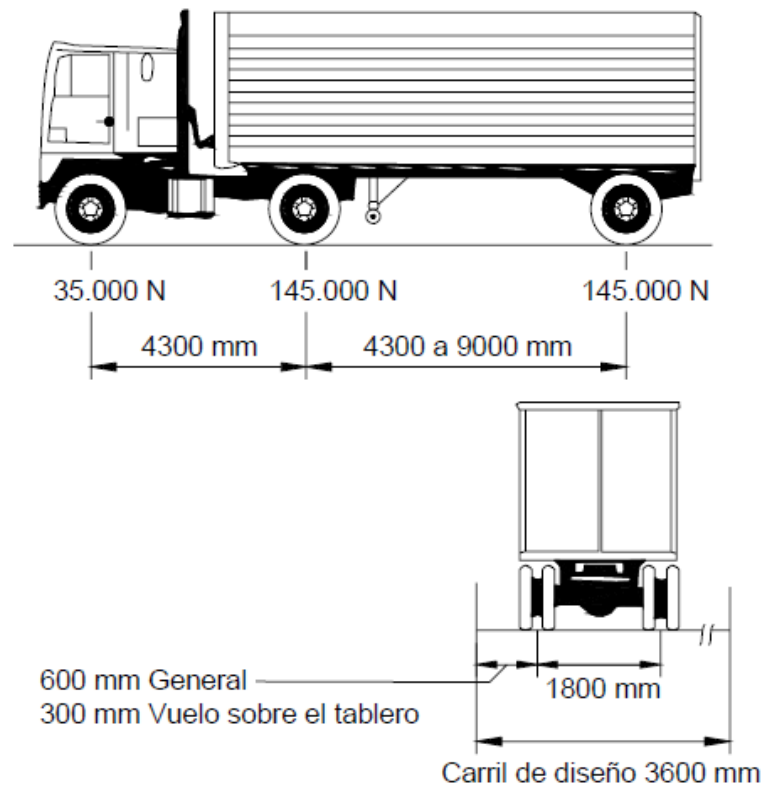


Figura 4. 1: Características del camión de diseño HL-93 (Fuente: AASHTO LRFD, 2004)

Las cargas de los tres ejes se especifican a continuación:

- Eje delantero  $P_1 = 35 \text{ kN}$
- Eje Posterior:  $P_2 = 145 \text{ kN}$
- Eje Semirremolque  $P_3 = 145 \text{ kN}$

### b) Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. (AASHTO LRFD.3.6.1.2.3)

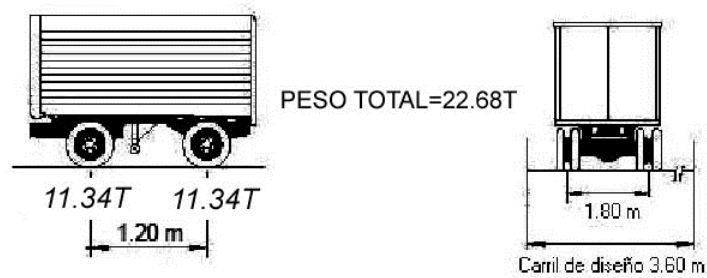


Figura 4. 2: Tándem de diseño (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012; Según AASHTO LRFD, 2004)

### c) Carga de Carril de Diseño

Cuando la longitud de un puente consiente la posibilidad de un tren de carga, es decir que varios vehículos actúan simultáneamente sobre su superficie, el código permite la utilización de un sistema para el diseño de cargas.

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal . Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. (AASHTO LRFD.3.6.1.2.4)

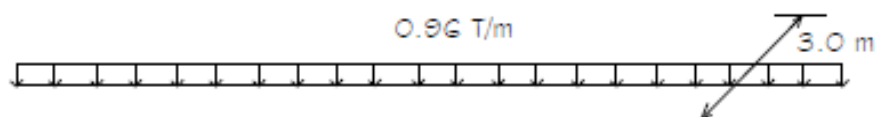


Figura 4. 3: Carga de Carril de Diseño (Fuente: Rodríguez Serquén, 2012; Según AASHTO LRFD, 2004)

#### 4.2.2.2. Cargas Peatonales

Según AASHTO LRFD (2004), para cargas peatonales se deberá aplicar una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4.1 \times 10^{-3}$  MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

#### 4.2.2.3. Número de carriles de diseño

El número de carriles de diseño será igual a la parte entera de la relación entre  $\left(\frac{w}{3600}\right)$  donde  $w$  es el ancho libre de la calzada entre barreras y/o cordones, en mm.

Para anchos de calzada que están comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, con un ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

#### 4.2.2.4. Presencia de múltiples sobrecargas

La sollicitación extrema que corresponde a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por el factor de presencia múltiple.

Tabla 4. 2

*Factor de presencia múltiple (m)*

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

#### 4.2.2.5. Cargas Dinámicas (IM)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 4. 3

*Incremento por carga dinámica (IM)*

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

### 4.3. Estados Límites y Combinación De Cargas

#### 4.3.1. Estados Límites

Todos los componentes y conexiones habrán de satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (4.1)$$

Pero:

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95 \quad (4.2)$$

$\gamma_i$  =Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

$\phi$  =Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

$\eta_i$  =Factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad,

redundancia e importancia operativa

$\eta_D$  =Factor de ductilidad

$\eta_R$  =Factor de Redundancia

$\eta_I$  =Factor de importancia operativa

$Q_i$  =Solicitud.

$R_n$  =Resistencia Nominal.

$R_r$  = Resistencia Mayorada

#### ***4.3.1.1. Estado Límite de Servicio***

El estado límite de servicio será considerado como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

(AASHTO LRFD, 2004), ha considerado los siguientes estados límite de servicio:

- **SERVICIO I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- **SERVICIO II:** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- **SERVICIO III:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV:** Control de fisuración en infraestructuras construidas de concreto puzolánico.

#### **4.3.1.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura**

El estado límite de fatiga será conceptualizado como el conjunto de restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

#### **4.3.1.3. Estado Límite de Resistencia**

Este estado debe garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para soportar las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que probablemente el puente experimentará durante su período de diseño.

(AASHTO LRFD, 2004) Considera los siguientes estados límite de resistencia:

- **RESISTENCIA I:** Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- **RESISTENCIA II:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos sin viento.
- **RESISTENCIA III:** Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- **RESISTENCIA IV:** Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- **RESISTENCIA V:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

#### 4.3.1.4. Estados Límite correspondientes a Eventos Extremos

Este estado límite debe garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

(AASHTO LRFD, 2004) Considera los siguientes estados límite para eventos extremos:

- **EVENTO EXTREMO I:** Combinación de cargas que incluye sismos.
- **EVENTO EXTREMO II:** Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*.

#### 4.3.2. Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla. (Rodríguez Serquén, 2012).

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$  Para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D = 1.00$  Para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas especificaciones

$\eta_D \geq 0.95$  Para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas especificaciones

### 4.3.3. Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

(Rodríguez Serquén, 2012)

Para el estado límite de resistencia

$\eta_R \geq 1.05$  Para elementos no redundantes.

$\eta_R = 1.00$  Para niveles convencionales de redundancia.

$\eta_R \geq 0.95$  Para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1.00$

### 4.3.4. Importancia Operativa

Aplica exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$  Para puentes importantes.

$\eta_I = 1.00$  Para puentes típicos.

$\eta_I \geq 0.95$  Para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1.00$

#### 4.3.5. Combinación de cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- **Cargas permanentes**

$DD$  = fricción negativa (downdrag)

$DC$  = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

$DW$  = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

$EH$  = empuje horizontal del suelo

$EL$  = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado

$ES$  = sobrecarga de suelo

$EV$  = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- **Cargas transitorias**

$BR$  = fuerza de frenado de los vehículos

$CE$  = fuerza centrífuga de los vehículos

$CR$  = fluencia lenta

$CT$  = fuerza de colisión de un vehículo

$CV$  = fuerza de colisión de una embarcación

$EQ$  = sismo

$FR$  = fricción

$IC$  = carga de hielo

$IM$  = incremento por carga vehicular dinámica

$LL$  = sobrecarga vehicular

$LS$  = sobrecarga viva

$PL$  = sobrecarga peatonal

$SE$  = asentamiento

$SH$  = contracción

$TG$  = gradiente de temperatura

$TU$  = temperatura uniforme

$WA$  = carga hidráulica y presión del flujo de agua

$WL$  = viento sobre la sobrecarga

$WS$  = viento sobre la estructura

#### ***4.3.5.1. Factores de Carga y Combinación de Cargas***

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (4.3)$$

Donde:

$\eta_i$  = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa

$Q_i$  = sollicitaciones de las cargas especificadas

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las Tablas 4.4

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 4.1 para las diferentes combinaciones aplicables según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites.

Tabla 4. 4

*Factores y combinaciones de carga*

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

Tabla 4. 5

*Factores de carga para cargas permanentes*

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global		
• Muros de sostenimiento y estribos	1,00	N/A
• Estructura rígida enterrada	1,35	1,00
• Marcos rígidos	1,30	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,35	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,95	0,90
	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

#### 4.4. Cálculo y Diseño del Tablero De Hormigón Armado

Para el diseño de la losa se consideró que la armadura principal sea perpendicular al tráfico y la armadura secundaria sea paralela al tráfico, con los siguientes datos:

Tabla 4. 6

*Datos del puente sobre el Rio Burgay*

<b>DATOS DE PUENTE SOBRE RIO BURGAY</b>		
DESCRIPCION	UNIDADES (m)	UNIDADES (mm)
LUZ	32.00	32000
ANCHO TOTAL	10.00	10000
ANCHO DE CALZADA	7.20	7200
NÚMERO DE VIGAS		4
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	f'c= 280 Kg/cm <sup>2</sup>	
FLUENCIA DE ACERO	fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup>	
CAMIÓN DE DISEÑO	HL - 93	

Fuente: Elaboración Propia

##### 4.4.1. Pre dimensionamiento de los elementos de la sección transversal

###### a) Separación entre vigas.

$2.0 < S < 3.5$  m (Según MTOP)

$1100 < S < 4900$  (mm) (Distribución de sobrecarga para carril para viga interior)

(AASHTO LRFD, 2004)

Se ha optado por una separación de 2.4 m

Donde:

$L_v =$  Longitud del voladizo (m)

$S =$  Espaciamiento entre vigas (m)

$W =$  Ancho total del puente (m)

$N_v =$  Número de vigas

$$S \geq 2 * \frac{W - S(N_V - 1)}{2}$$

$$S \geq W - S(N_V - 1)$$

$$S \geq 10.00 - S(4 - 1)$$

$$4S \geq 10.00$$

$$S \geq 2.50 \text{ m}$$

$$S_{ADOPTADO} = 2.70 \text{ m}$$

### b) Espesor del tablero

La altura o el espesor de la losa de concreto apoyadas sobre vigas metálicas pueden ser aproximadamente igual a: (AASHTO LRFD.2.5.2.6.3-1)

$$H_{losa} = \frac{1.2 * (S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm} \quad (4.4)$$

$$H_{losa} = \frac{1.2 * (2700 + 3000)}{30} = 220 \text{ mm} > 175 \text{ mm}$$

$$\mathbf{H_{losa} = 220 \text{ mm}}$$

El espesor del voladizo, este debe soportar el choque de los vehículos, su espesor debe ser mayor que el espesor de la losa entre vanos de por lo menos 22 mm.

Por lo tanto:

$$\mathbf{H_{losa} = 220 \text{ mm}}$$

c) Longitud del voladizo

$$L_v = \frac{w - S(N_v - 1)}{2} \quad (4.5)$$

Donde:

$L_v$  = longitud del voladizo en m

$S$  = Separación entre vigas

$W$  = Ancho total del puente

$N_v$  = Número de vigas

$$L_v = \frac{10 - 2.70(4 - 1)}{2}$$

$$L_v = 0.95 \text{ m}$$

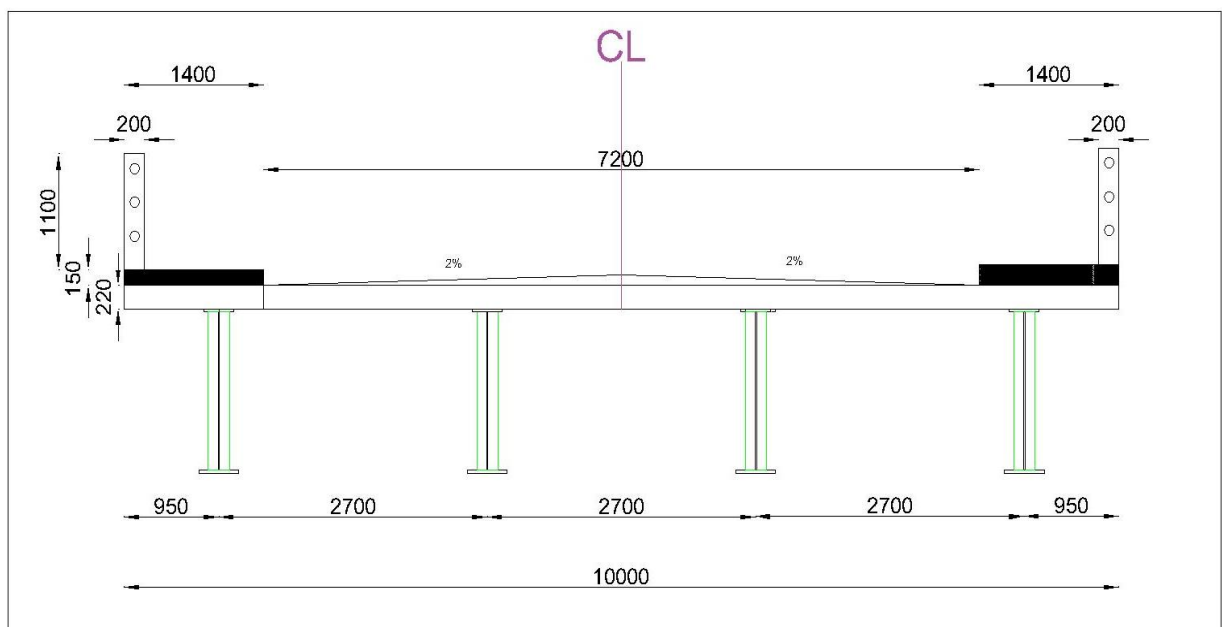


Figura 4. 4: Sección transversal de la superestructura (Fuente: Elaboración Propia)

#### 4.4.1 Diseño del tablero con armadura principal perpendicular al tráfico

##### 4.4.1.1. Determinación de la carga muerta

En la tabla 4.1, se presentan las densidades de algunos materiales, dichas densidades se encuentran en unidad de  $Kg/m^3$  y en  $Kg/mm^3$ , pero estas corresponden a unidades de masa, para convertir a unidades de fuerza ( $N/m^3$ ) ó ( $N/mm^3$ ), se multiplica por un valor constante de la aceleración de la gravedad  $g = 9.81 m/seg^2$ , se considera a las unidad ( $Kg.m/seg^2$ ) como un Newton (N).

##### ○ Peso de la capa de rodadura

$$DC_{(capa-rodadura)} = \rho_{CR} * g * h \quad (4.6)$$

Donde:

$\rho_{CR}$  = densidad de la superficie de rodadura bituminosa

$g$  = gravedad

$h$  = altura de la capa

$$DC_{(capa-rodadura)} = (2250 \times 10^{-9}) * (9.81) * (50)$$

$$DC_{(capa-rodadura)} = 1.10 \times 10^{-3} N/mm$$

##### ○ Peso de la losa del tablero

$$DC_{(losa-tablero)} = \rho_s * g * H_{losa} \quad (4.7)$$

Donde:

$\rho_s = \text{Densidad del hormigón}$

$g = \text{gravedad}$

$H_{losa} = \text{altura de la losa}$

$$DC_{(losa-tablero)} = (2400 \times 10^{-9}) * (9.81) * (220)$$

$$DC_{(losa-tablero)} = 5.18 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

○ **Peso de la losa del voladizo**

$$DC_{(losa-voladizo)} = \rho_s * g * H_{voladizo} \quad (4.8)$$

Donde:

$\rho_s = \text{Densidad del hormigón}$

$g = \text{gravedad}$

$H_{losa} = \text{altura del voladizo}$

$$DC_{(losa-coladizo)} = (2400 \times 10^{-9}) * (9.81) * (220)$$

$$DC_{(losa-tablero)} = 5.18 \times 10^{-3} \text{ N/m}$$

○ **Carga propia de barandas**

Se asume las barandas con columnas de hormigón armado de 0.20 x 0.20 y 1.10 m de alto, ubicadas a cada 2.00 m sobre toda la longitud de la vereda, y las protecciones metálicas horizontales de 0.10 x 0.10 m y 2.00 m de largo, se cuenta con 3 protecciones por cada vano.

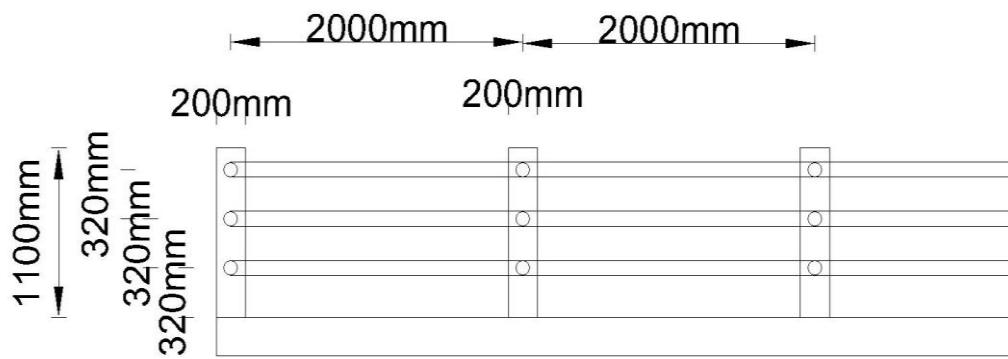


Figura 4. 5: Distribución de las barandas y protecciones laterales de puente (Fuente: Elaboración Propia)

Por lo tanto:

$$P_{(columnas)} = 0.20 * 0.20 * 1.10 * 2400 * 17 \quad (4.9)$$

$$P_{(columnas)} = 1795.20 \text{ Kg}$$

$$P_{(protecciones)} = (0.000706) * 2.00 * 3 * 16 * 7.850 \text{ kg / m}^3 \quad (4.10)$$

$$P_{(protecciones)} = 532.04 \text{ Kg}$$

$$P_{(barandas)} = P_{(columnas)} + P_{(protecciones)} \quad (4.11)$$

$$P_{(barandas)} = 2327.24 \text{ Kg}$$

Este valor se distribuye para toda la longitud de la vereda del puente

$$DC_{(baranda)} = \frac{2327.24}{32} = 72.73 \text{ Kg/ml}$$

$$DC_{(baranda)} = 0.7273 \text{ N/mm}$$

○ **Carga propia de aceras**

Se asume un espesor de 0.20 m para las veredas, el ancho de las veredas es de 0.9 m, entonces:

$$DC_{(aceras)} = \rho_s * g * H_{aceras} \quad (4.12)$$

$$DC_{(aceras)} = (2400 \times 10^{-9}) * (9.81) * (200)$$

$$DC_{(aceras)} = 4.71 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

**4.4.1.2. Determinación de Momentos Flectores por Sobrecarga y reacciones en los apoyos**

En este caso se trata de una viga continua apoyada sobre un número determinado de apoyos (4 apoyos), con volados en los extremos, se presenta la faja del tablero:

- Apoyo exterior (apoyo B) para R y Mmax(-)
- En el primer apoyo interior (apoyo C), para el Mmax(-)
- A (0.4.S) del primer apoyo (apoyo B) para el Mmax(+)
- En el centro del vano central para el Mmax(+)

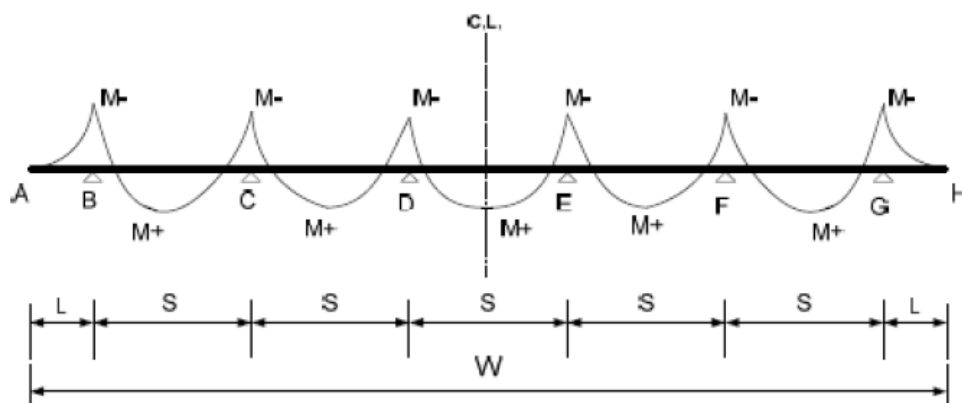


Figura 4. 6: Diagrama de momentos de la faja transversal del tablero (Fuente: (Rúales Fonseca, 2014))

## 1. Peso propio de la losa del tablero

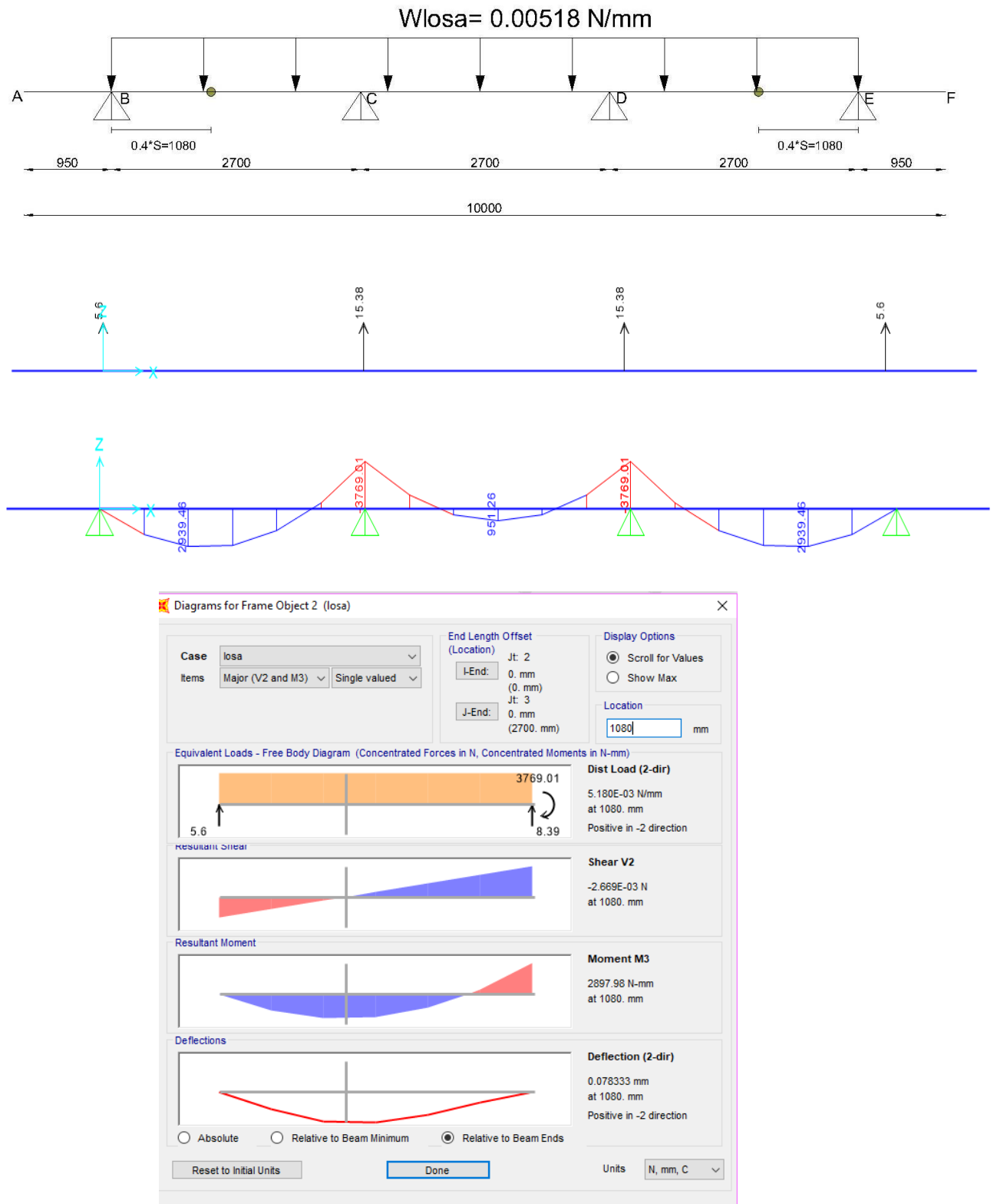


Figura 4. 7: Momentos y reacciones provocadas por peso de la losa (Fuente: Elaboración Propia)

## 2. Peso propio de la losa del voladizo

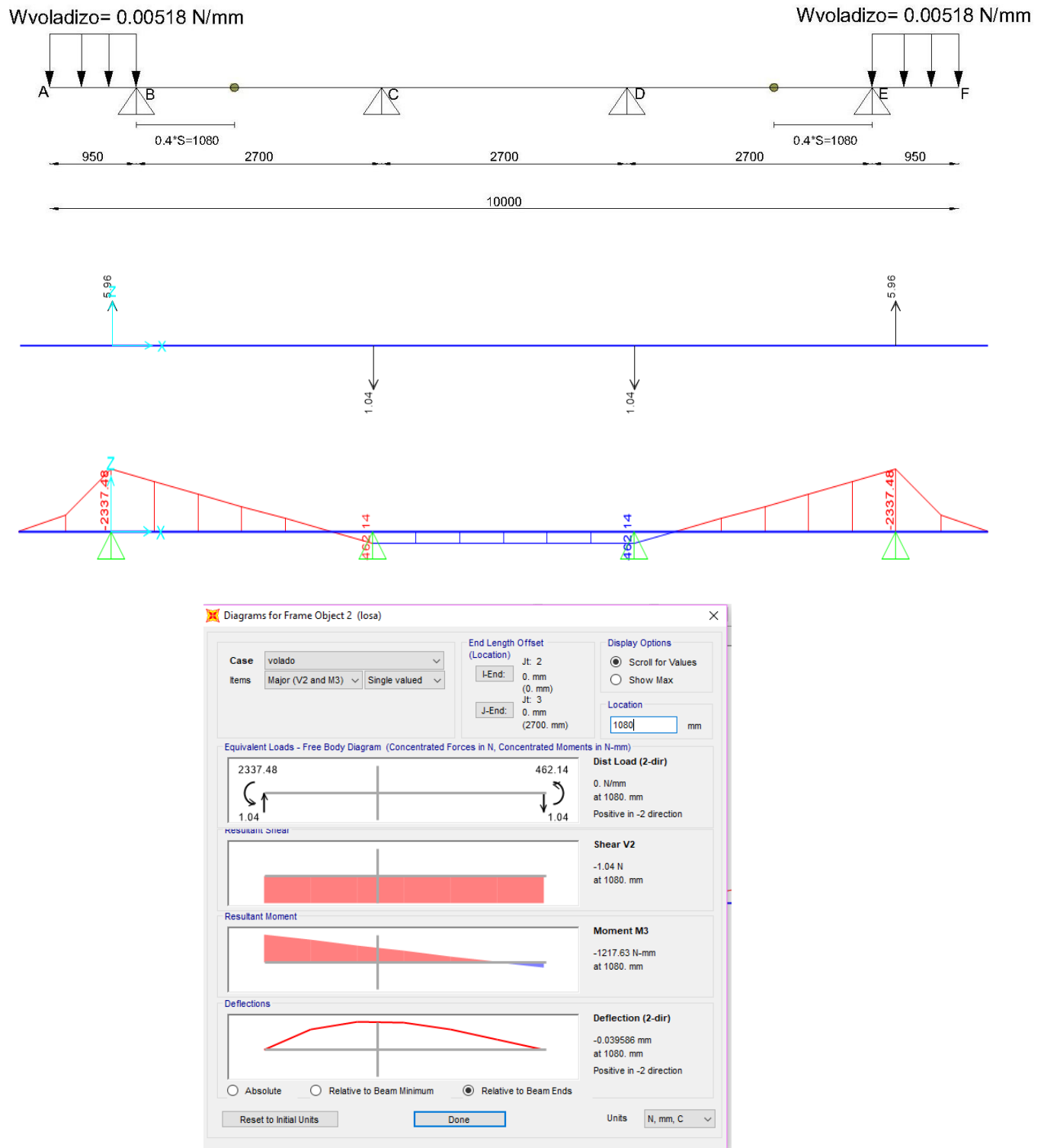


Figura 4. 8: Momentos y reacciones provocadas por peso del voladizo (Fuente: Elaboración Propia)

### 3. Peso propio de barandas

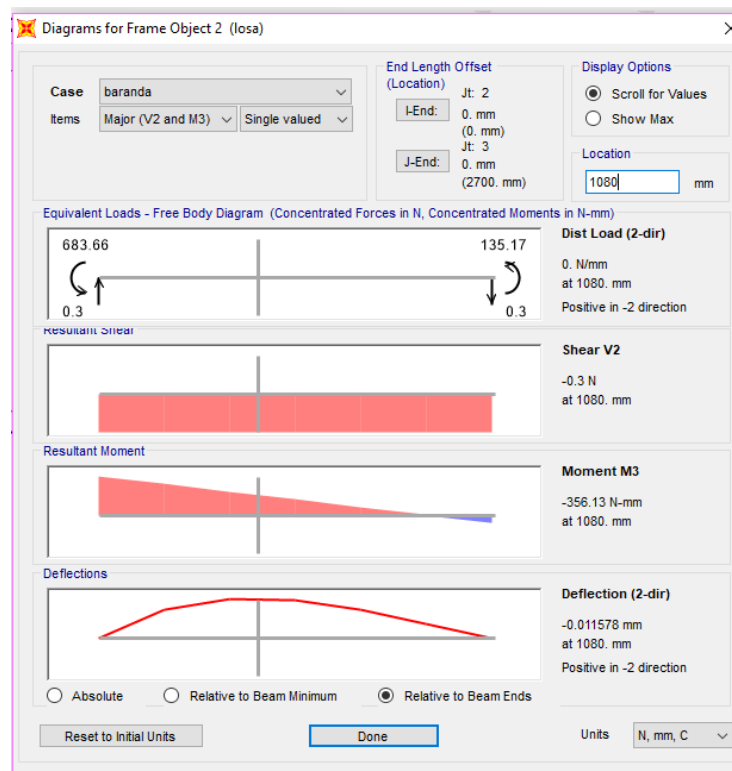
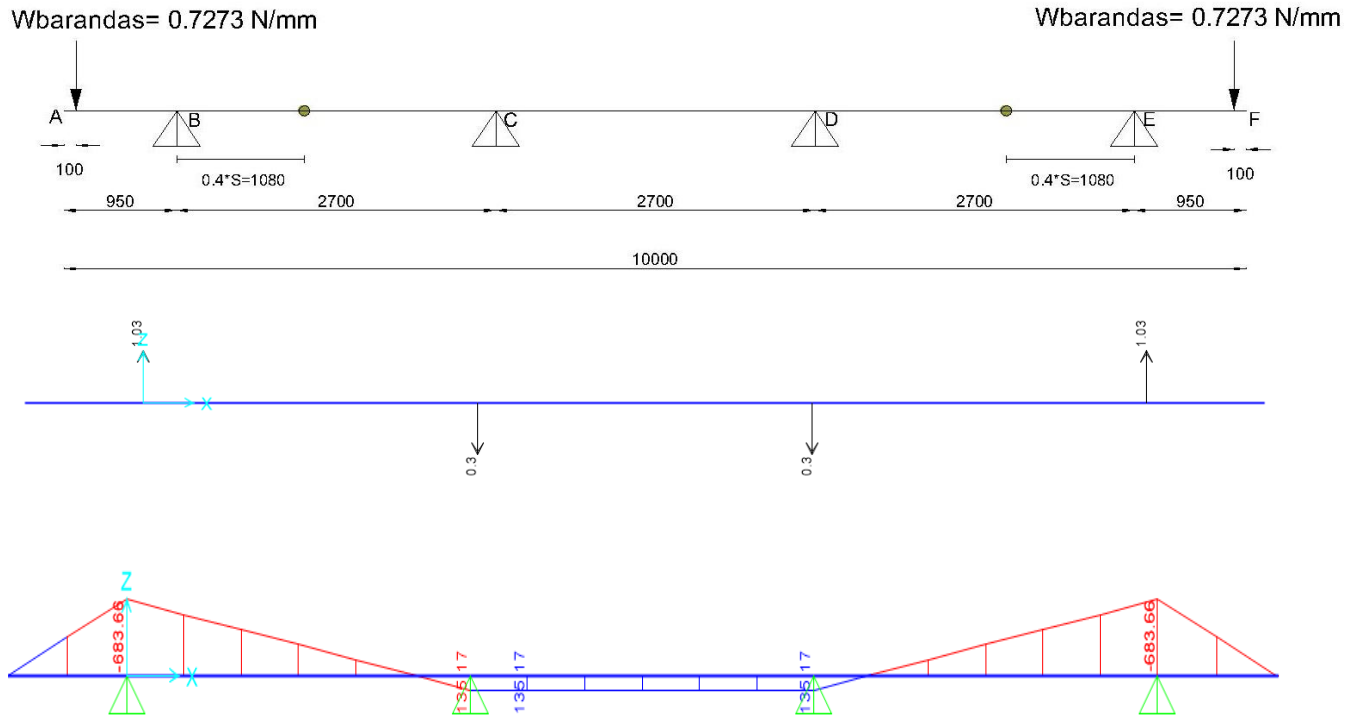


Figura 4. 9: Momentos y reacciones provocadas por peso de barandas (Fuente: Elaboración Propia)

### 4. Peso propio de la capa de rodadura

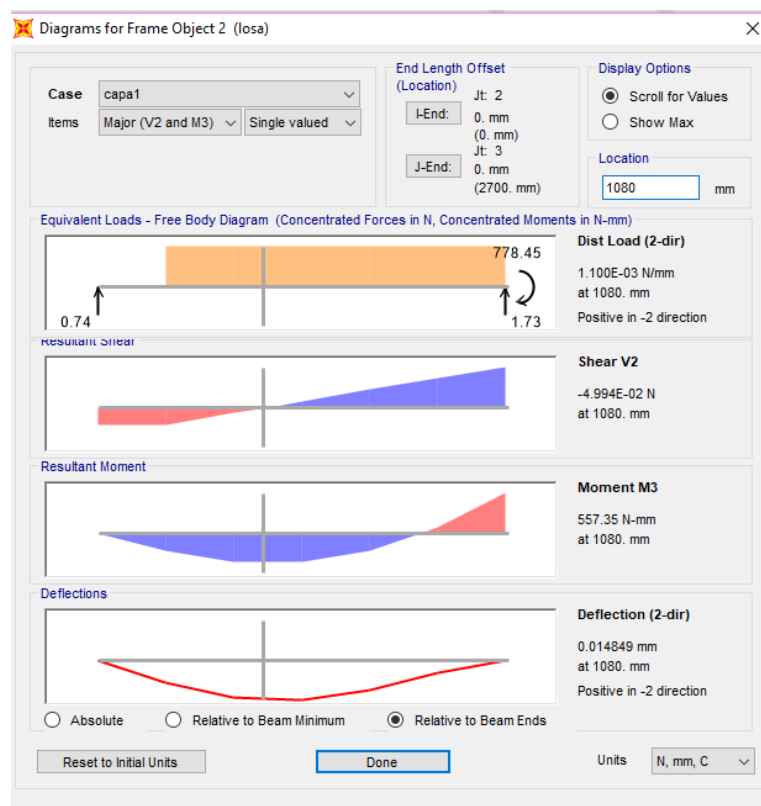
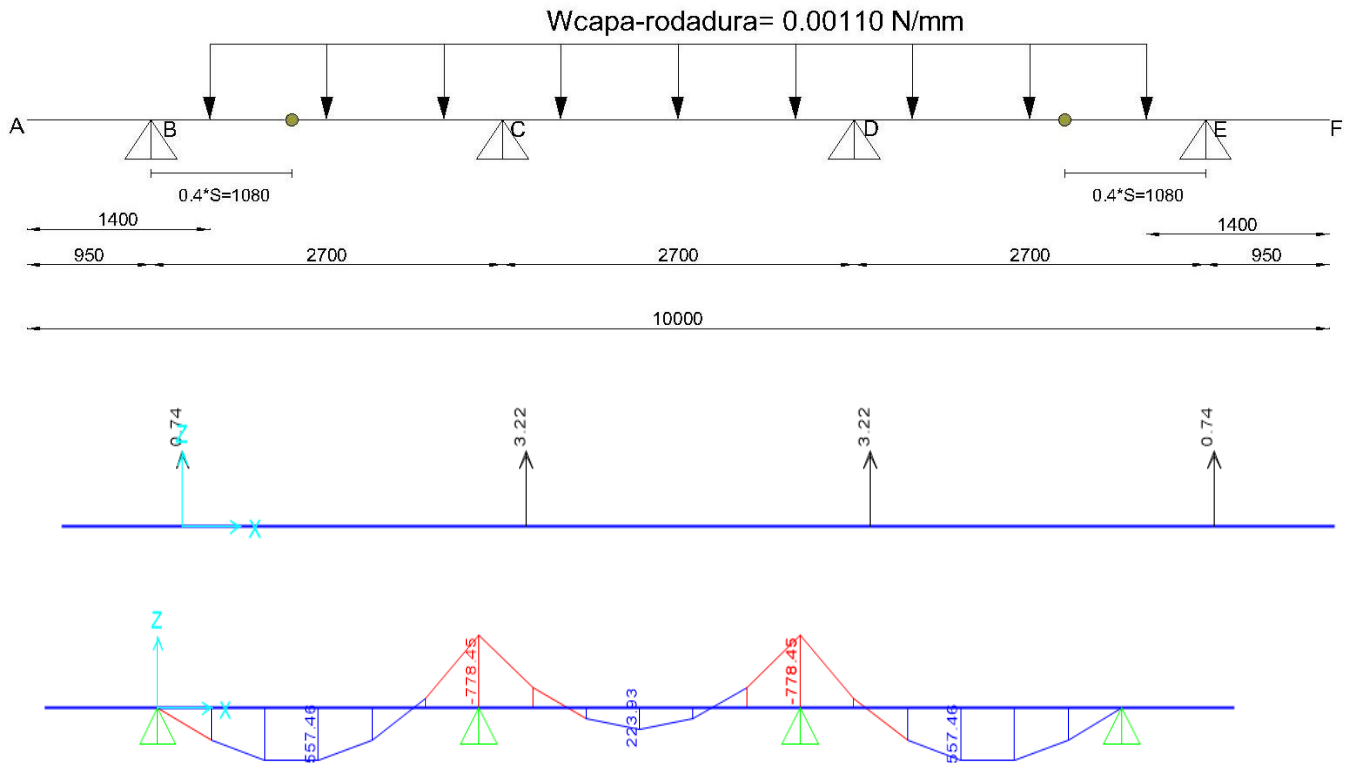


Figura 4. 10: Momentos y reacciones provocadas por la capa de rodadura (Fuente: Elaboración Propia)

### 5. Peso propio de la acera

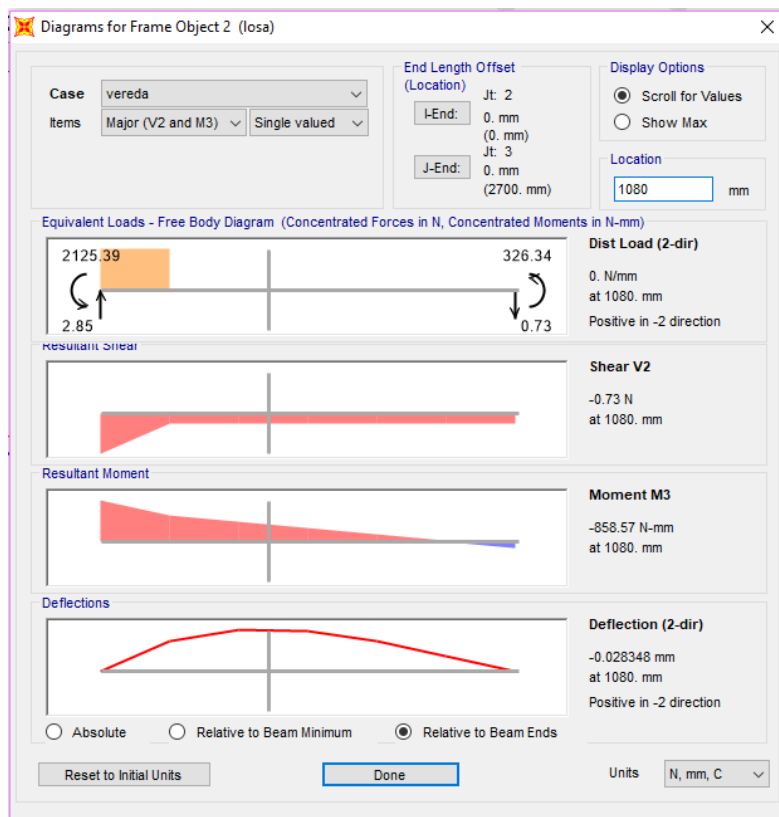
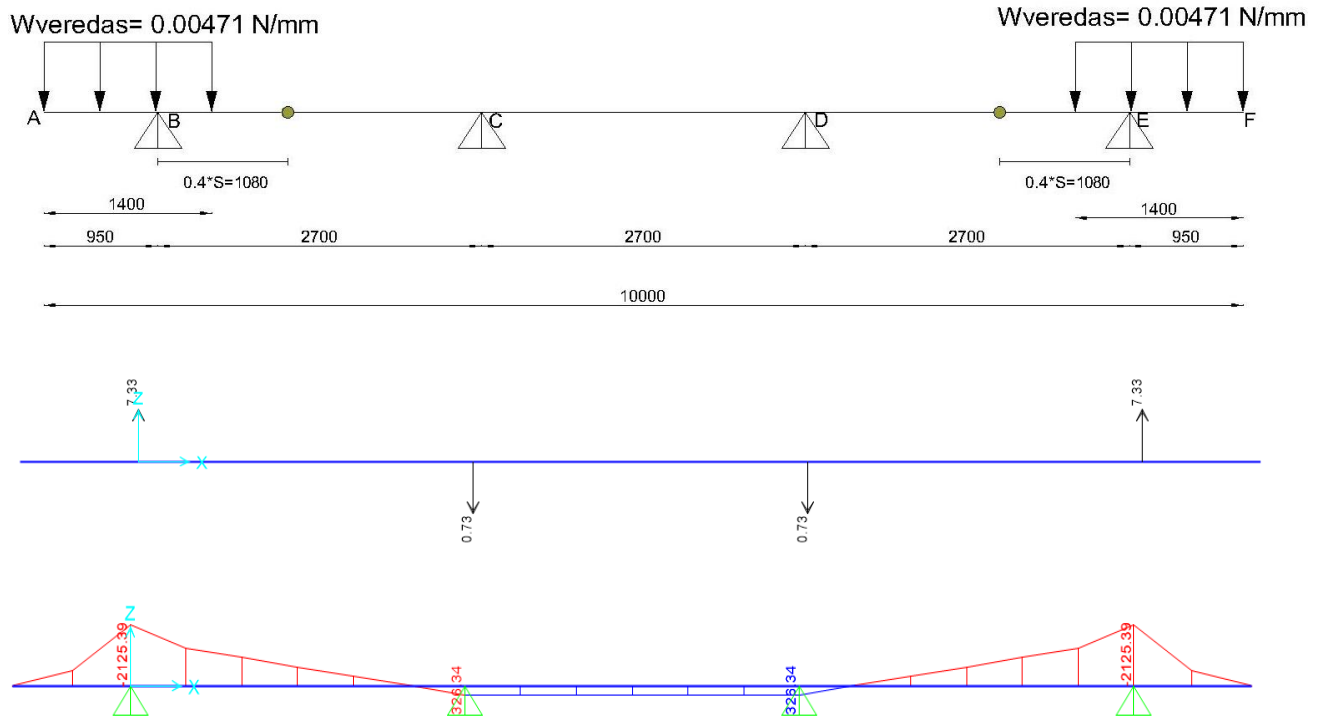


Figura 4. 11: Momentos y reacciones provocadas por las aceras (Fuente: Elaboración Propia)

#### **4.4.1.2. Sobrecarga vehicular de camión HL - 93**

Según (AASHTO LRFD 3.6.1.3.1), el camión o tándem de diseño se debe colocar transversalmente de manera que ninguno de los centros de carga este a:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

Para calcular el valor del ancho de las fajas equivalentes interiores para hormigón colado in situ se puede tomar como se indica en la Tabla 4.7:

- Volado:  $1140 + 0.833X$
- Momento positivo:  $660 + 0.55S$
- Momento negativo:  $1220 + 0.25S$

Siendo:

$S$ = Separación de los elementos de apoyo (mm)

$X$ = Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Tabla 4. 7

*Fajas Equivalentes*

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
<b>Hormigón:</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colado in situ</li> <li>• Colado in situ con encofrados perdidos</li> <li>• Prefabricado, postesado</li> </ul>	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
<b>Acero:</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Emparrillado abierto</li> <li>• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos</li> <li>• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos</li> </ul>	Barras principales	$0,007P + 4,0S_s$
	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<b>Madera:</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> <li>○ No interconectada</li> <li>○ Interconectada</li> </ul> </li> </ul>	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$2,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Laminada y tesada</li> </ul>	Paralela	$2280h + 0,07L$
	Perpendicular	$4,0h + 760$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Tableros continuos o paneles interconectados</li> <li>○ Paneles no interconectados</li> </ul> </li> </ul>	Paralela	$0,066S + 2740$
	Perpendicular	$0,84S + 610$
	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$4,0h + 1020$
	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$2,0h + 1020$

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

**1) Momento negativo por carga viva en el voladizo**

Se coloca la carga de rueda en la posición de máxima excentricidad a 300 mm de la cara interna de la protección lateral. El ancho de la faja equivalente  $E_v$  es:

$$E_v = 1140 + (0.833 * X) \quad (4.13)$$

Donde:

$X =$  Distancia de la carga de la rueda hasta el eje del apoyo

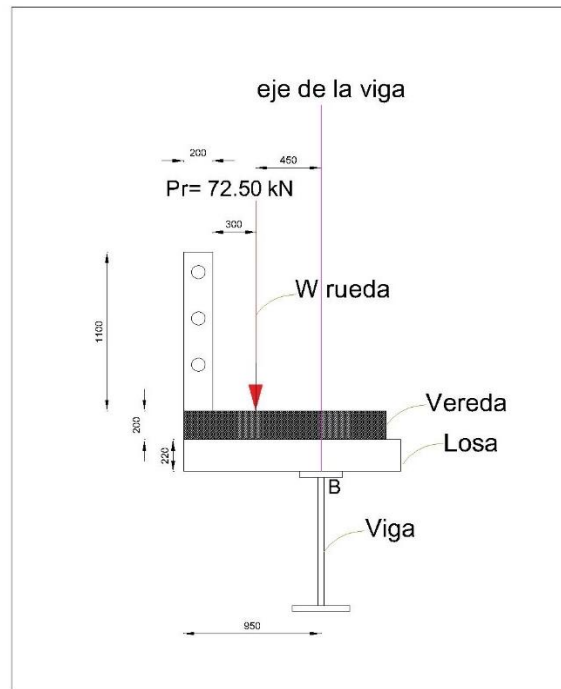


Figura 4. 12: Ubicación de la carga de rueda en posición de máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia)

$$E_v = 1140 + (0.833 * 450)$$

$$E_v = 1514.85 \text{ mm}$$

Momento flector en el apoyo B, es igual a:

$$M_b = -m * \left( \frac{P_r}{E_v} * X \right) \quad (4.14)$$

Donde:

$m$  = factor de carga simultánea en varias vigas  $m = 1.20$  (1 vía)

$P_r$  = carga puntual de una llanta del camión de diseño HL - 93

$$M_b = -1.20 * \left( \frac{72500 \text{ N}}{1514.85} * 450 \right)$$

$$M_b = -25844.14 \text{ N. mm/mm}$$

## 2) Momento máximo positivo por carga viva

El máximo momento positivo se da a una distancia de  $(0.4 S)$  del apoyo exterior. Se analiza la posición del camión de carga para una o dos vías cargadas simultáneamente. Los esfuerzos son obtenidos con el programa SAP 2000. El ancho de la franja equivalente es:

$$E = 660 + (0.55 * S) \quad (4.15)$$

$$E = 660 + (0.55 * 2700)$$

$$E = 2145 \text{ mm}$$

### ○ Un carril cargado

Se considera la aplicación del eje posterior del camión de diseño HL - 93 de tal forma que coincida con el eje izquierdo con la distancia  $(0.4*S)$ , donde se produce el máximo momento positivo.

También se considera una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3} \text{ MPa}$  en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño (AASHTO LRFD 3.6.1.6).

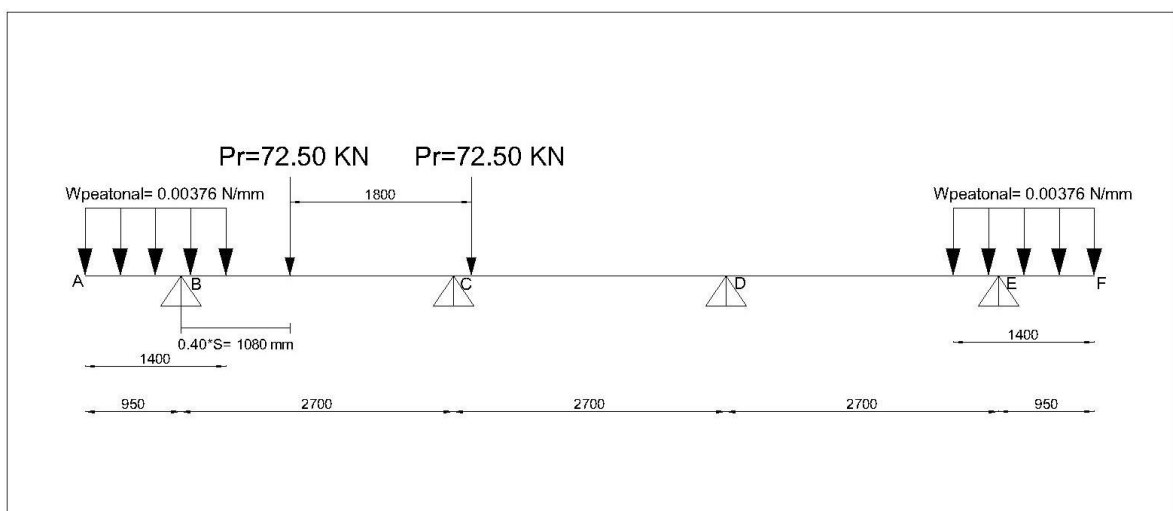


Figura 4. 13: Posición del eje del camión de diseño para  $M_{max}$  (un carril cargado) (Fuente: Elaboración Propia)

Reacciones

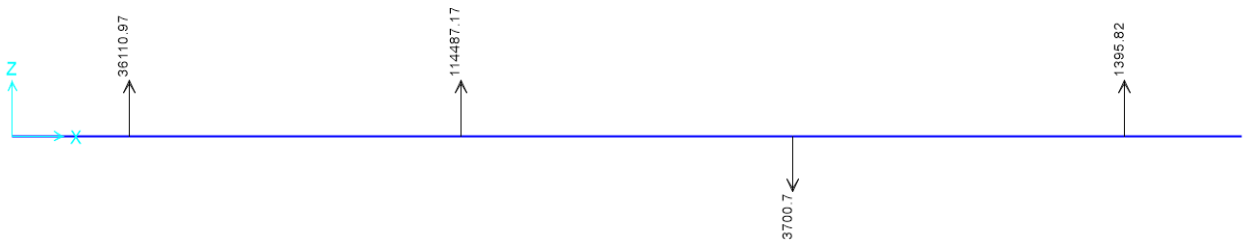


Diagrama de momentos

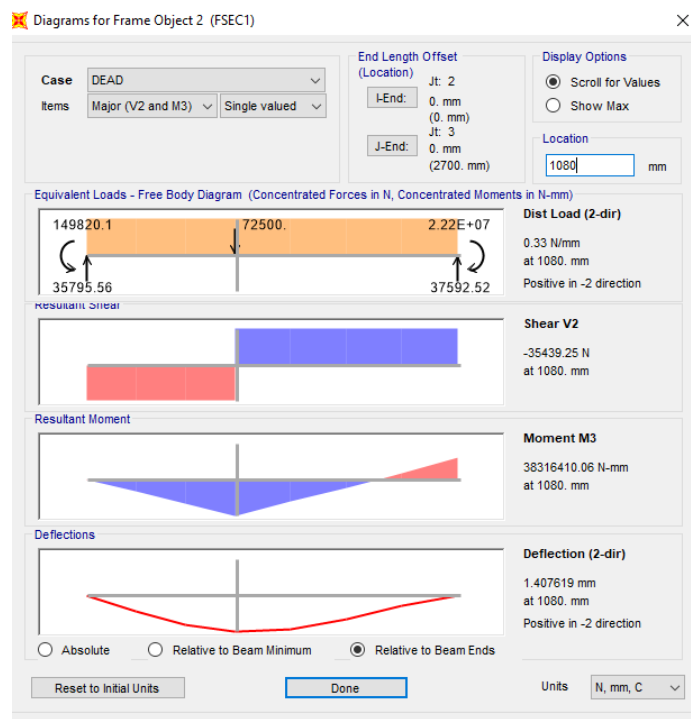
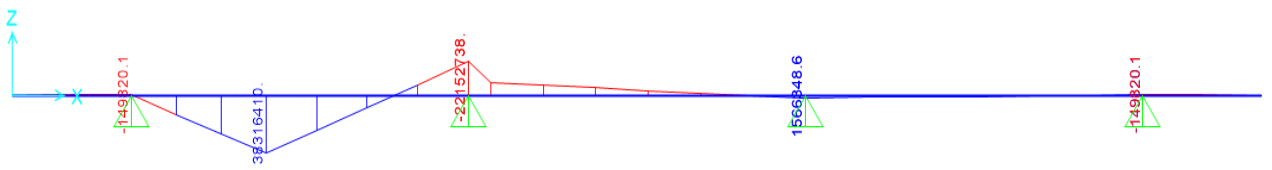


Figura 4. 14: Momento en  $M(0.4*S)$  y reacciones en los apoyos, obtenidos por el programa SAP 2000 (una vía cargada) (Fuente: Elaboración Propia)

$$Mn_{(0.4S)} = 38316410.06 \text{ N.mm}$$

Entonces:

$$M_{(0.4S)} = m * \frac{Mn_{(0.4S)}}{E} * IM \quad (4.16)$$

$$M_{(0.4S)} = 1.2 * \frac{38316410.06}{2145} * 1.33$$

$$M_{(0.4S)} = 28509.55 \text{ N. mm/mm}$$

$$M_{(0.4S)} = 28.51 \text{ kN. mm/mm}$$

○ **Dos carriles cargados**

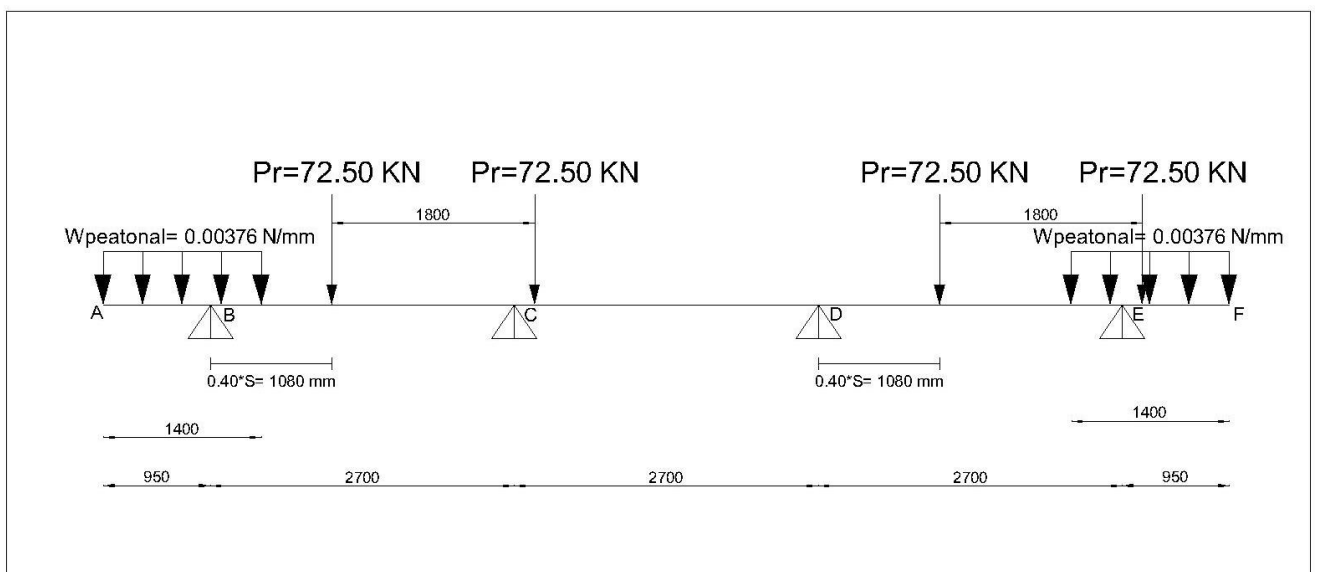


Figura 4. 15: Posición del eje del camión de diseño para Mmax (dos vías cargadas) (Fuente: Elaboración

Propia)

Reacciones



## Diagrama de momentos

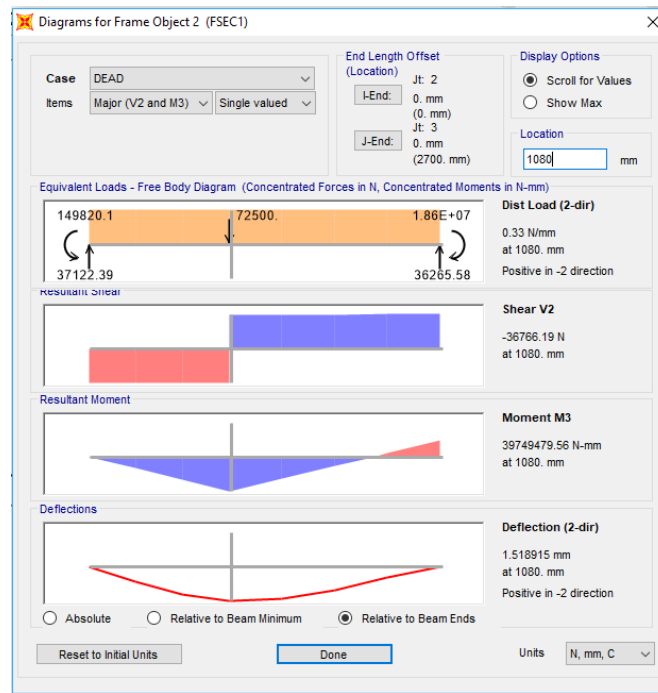
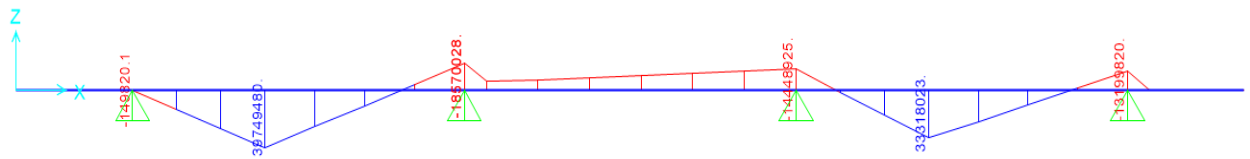


Figura 4. 16: Ubicación del eje del camión de diseño para el máximo momento positivo, obtenidos por el programa SAP 2000 (dos carriles cargados) (Fuente: Elaboración Propia)

$$Mn_{(0.4S)} = 39749479.56 N. mm$$

Entonces:

$$M_{(0.4S)} = m * \frac{Mn_{(0.4S)}}{E} * IM \quad (4.17)$$

$$M_{(0.4S)} = 1.00 * \frac{39749479.56}{2145} * 1.33$$

$$M_{(0.4S)} = 24677.53 N. mm/mm$$

$$M_{(0.4S)} = 24.68 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Se compara los dos resultados lo cual se puede observar que el mayor corresponde a un carril cargado, entonces se adopta el máximo momento el valor de:

$$M_{max} = 28.51 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

### 3) Momento máximo negativo por carga viva en apoyos internos

La posición crítica para el máximo momento negativo está sobre en el primer apoyo interior del tablero como se muestra en la figura 4.17, con un factor de presencia múltiple de  $m=1.2$ , no se analizará par  $m=1$  ya que como en el caso de dos vías cargadas simultáneamente al ser igual a uno se obtiene un momento resultante menor.

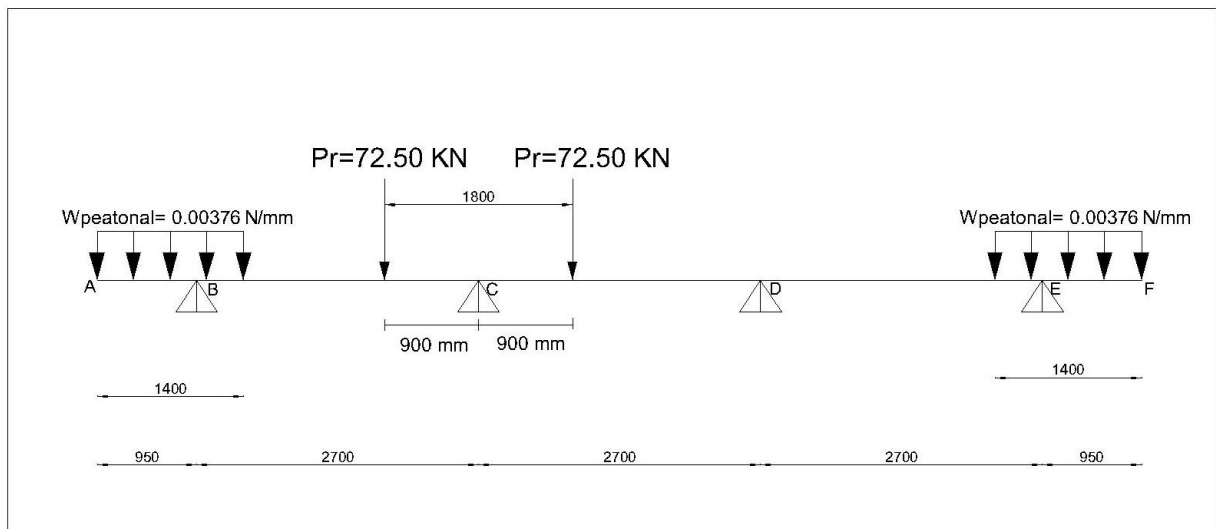


Figura 4. 17: Posición del eje del camión para  $M_{max}$  (una vía cargada) (Fuente: Elaboración Propia)

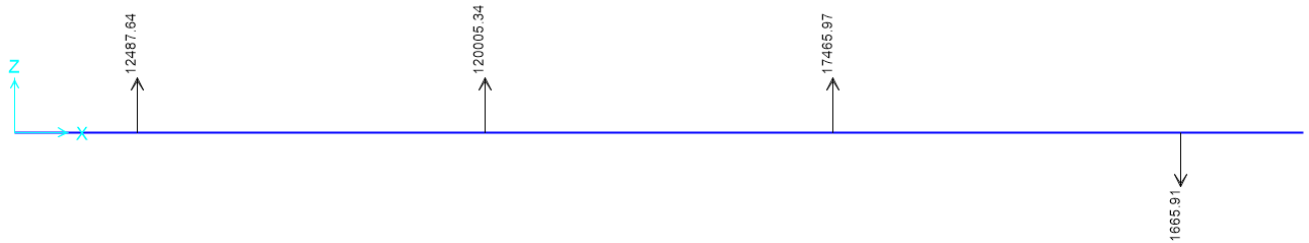
El ancho de la faja equivalente será:

$$E = 1220 + (0.25 * S) \tag{4. 18}$$

$$E = 1220 + (0.25 * 2700)$$

$$E = 1895 m$$

### Reacciones



### Diagrama de momentos

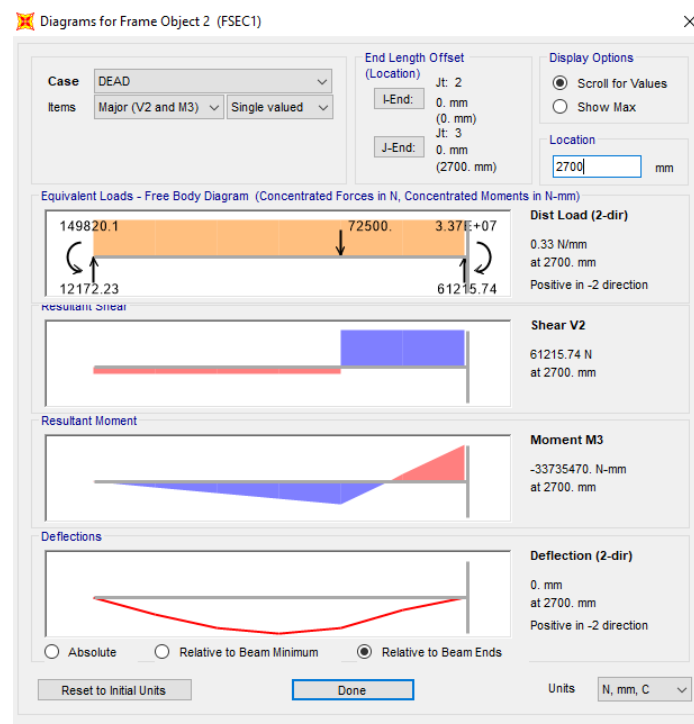
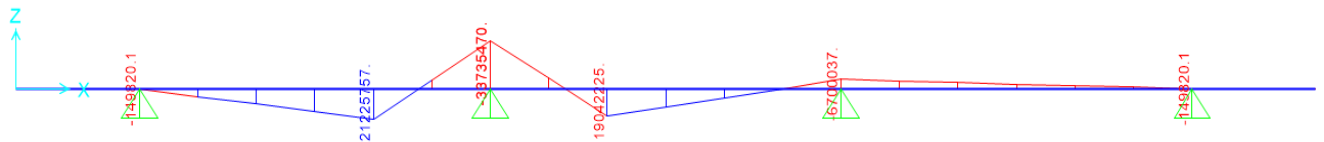


Figura 4. 18: Reacciones y momentos en los apoyos en posición del eje del camión para  $M_{max}$ , obtenidos en el programa SAP 2000 (Fuente: Elaboración Propia)

$$Mn_c = -33735470.00 N.mm$$

$$M_{c-max} = m * \frac{Mn_c}{E} * 1.33 \quad (4.19)$$

$$M_{c-max} = 1.20 * \frac{-33735470.00}{1895} * 1.33$$

$$M_{c-max} = -28412.56 \text{ N. mm/mm}$$

$$M_{c-max} = -28.41 \text{ kN. mm/mm}$$

#### 4) Máxima reacción en el apoyo externo por carga viva

Según (AASHTO LRFD 3.6.1.3.1), la máxima reacción se encuentra en el apoyo exterior (apoyo B), cuando la carga de la rueda está ubicada a 300 mm de la cara interna de la protección lateral. El ancho equivalente de la faja es el mismo que la del volado

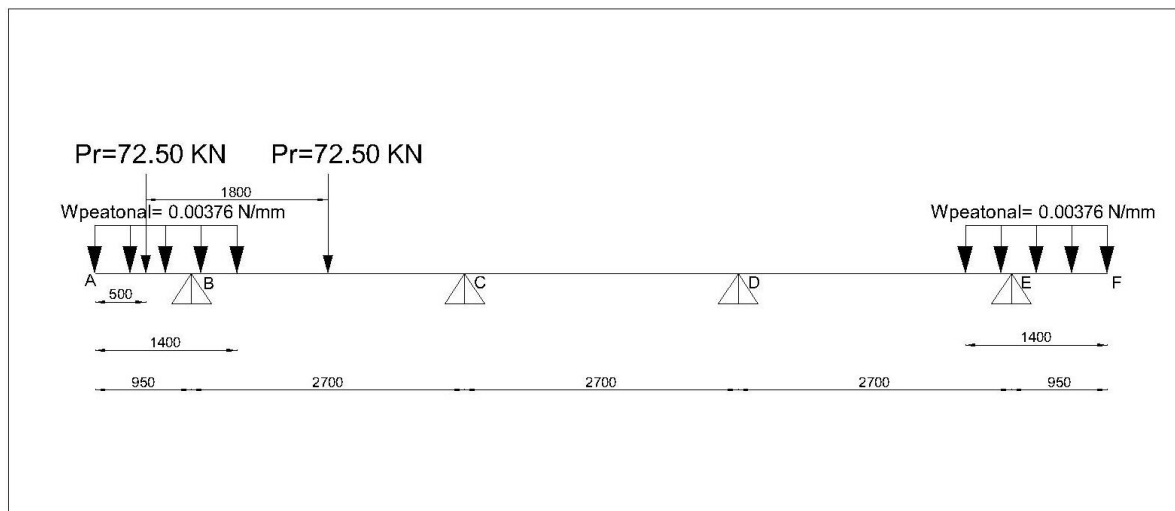


Figura 4. 19: Posición de máxima excentricidad del eje posterior del camión de diseño para obtener la Rb

(max) en el apoyo B (Fuente: Elaboración Propia)

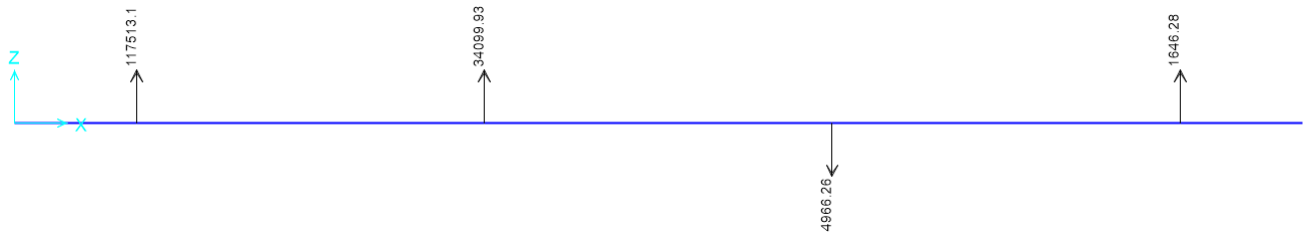


Figura 4. 20: Reacciones en los apoyos con debido a cargas del eje posterior del camión de diseño (Fuente: Elaboración Propia)

$$R_{B-max} = m * \left(\frac{Rn_b}{Ev}\right) \quad (4. 20)$$

$$R_{B-max} = m * \left(\frac{Rn_b}{Ev}\right)$$

$$R_{B-max} = 1.20 * \left(\frac{117513.10}{1514.85}\right)$$

$$\mathbf{R_{B-max} = 93.03 N/mm}$$

#### 4.4.1.3. Estados límites, combinaciones y factores de carga

##### 1) Estado límite de Resistencia I

Coefficientes de combinación de carga

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95 \quad (4. 21)$$

Para este caso se tomaron los siguientes valores

$$\eta_D = 0.95$$

$$\eta_R = 1$$

$$\eta_I = 1$$

Entonces la ecuación 4.18 tiene el siguiente valor:

$$\eta_i = 0.95 * 1 * 1$$

$$\eta_i = 0.95$$

Factores de carga ( $\gamma_p$ )

Según las tablas (3.4 y 3.5), se tomaron los valores máximos para cada tipo de carga

$$\gamma_{DC} = 1.25$$

$$\gamma_{DW} = 1.50$$

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

$$\text{Factor de impacto (IM)} = 33\%$$

Tabla 4. 8

Resumen de los efectos en las secciones de análisis por carga muerta y carga viva

EFECTOS	UNIDADES	CARGA MUERTA					CARGA VIVA
		DC				DW	LL + PL
		Losa Tablero Interior	Losa Voladizo	Barandas	Aceras	Capa de Rodadura	Carga Camión + Peatonal
$W$	$N/mm$	0.00518	0.00518	0.7273	0.00471	0.0011	$72.50 \times 10^{-3}$
$R_b$	$N/mm$	5.59	5.96	1.03	7.33	0.74	93.03
$M_b$	$N.mm$	0	-2337.48	-683.66	-2125.39	0	-25844.14
$M_{(0.40 \times 5)}$	$N.mm$	2897.98	-1267.63	-356.13	-856.57	557.35	28509.55
$M_c$	$N.mm$	-3769.01	462.14	135.17	326.34	-778.45	-28412.56

Fuente: Elaboración Propia

Las combinaciones de carga son tomadas de la tabla 4.4 (A.3.4.1-1)

$$\eta \sum \gamma_i Q_i = \eta_i (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}) \quad (4. 22)$$

### Reacción máxima en el apoyo B

$$R_B = 0.95 * [(1.25 * (5.59 + 5.96 + 1.03 + 7.33)) + (1.5 * (0.74)) + (1.75 * (93.03 * 1.33))] \quad (4. 23)$$

$$R_B = 0.95 * [(1.25 * (5.59 + 5.96 + 1.03 + 7.33)) + (1.5 * (0.74)) + (1.75 * (93.03 * 1.33))]$$

$$R_B = 230.40 \text{ N/mm}$$

**Momento máximo negativo en el apoyo B**

$$M_B = (\eta * \gamma_{DC} * M_{DC}) + (\eta * \gamma_{DW} * M_{DW}) + (\eta * \gamma_{LL} * M_{LL+IM}) \quad (4.24)$$

$$M_B = \eta * [(\gamma_{DC} * M_{DC}) + (\gamma_{DW} * M_{DW}) + (\gamma_{LL} * M_{LL+IM})]$$

$$M_B = 0.95 * [(1.25 * (-2337.48 - 683.66 - 2125.39)) + (1.50 * (0)) + (1.75 * (-25844.14 * 1.33))]$$

$$M_B = -63256.13 \text{ N.mm/mm}$$

**Momento máximo positivo solicitante  $M_{(0.40*S)}$** 

$$M_{(0.40*S)} = 0.95[(1.25 * (2897. -1257.63 - 365.13 - 856.57)) + (1.50 * 557.35) + (1.75 * 1.33 * 28509.55)] \quad (4.25)$$

$$M_{(0.40*S)} = 61003.39 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{(0.40*S)} = 61.00 \text{ kN.mm/mm}$$

**Momento máximo negativo solicitante  $M_{(C)}$** 

$$M_{(C)} = 0.95[(1.25 * (-3769.01 + 462.14 + 135.17 + 326.34)) + (1.50 * -778.45) + (1.75 * 1.33 * -28412.56)] \quad (4.26)$$

$$M_{(C)} = -67331.88 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{(C)} = -67.33 \text{ N.mm/mm}$$

## 2) Verificación de la geometría de la sección transversal del puente

Se verifica si es conveniente la separación entre vigas longitudinales del puente y la longitud del voladizo, con lo que se podrá modificar para que el diseño sea un poco más económico, la condición es la siguiente:

$$\Delta M = |M_B| - |M_C| \quad (4.27)$$

$$\% \Delta M \leq 10\% \quad (4.28)$$

Entonces:

$$\Delta M = |-63256.13| - |-67311.88|$$

$$\Delta M = 4055.75 \text{ N. mm/mm}$$

$$\% \Delta M = \frac{4055.75 \cdot 100}{67311.88} = 6.65 \leq 10\% \quad \text{SI CUMPLE}$$

Si cumple el valor de longitud del voladizo, se continúa con el diseño

## 3) Determinación Del Momento De Diseño

### ○ Momento positivo de diseño

Para el diseño de la armadura principal o armadura inferior se elige el máximo momento en la abscisa (0.40\*S) del primer vano, por lo tanto, para la combinación 1:

$$Mu^+ = M_{(0.40 \cdot S)} \quad (4.29)$$

$$Mu^+ = 61003.39 \text{ N. mm/mm}$$

○ **Momento negativo de diseño**

Para el diseño de la armadura superior es necesario hallar el valor del momento que se encuentra en la parte inferior del elemento que sirve de soporte, para esto se realiza un corte (D-D) en la sección del apoyo B y se posiciona todas las cargas permanentes con las que cuenta el tablero (figura 4.21), el valor de X es igual a la mitad de la longitud del patín superior de la viga.

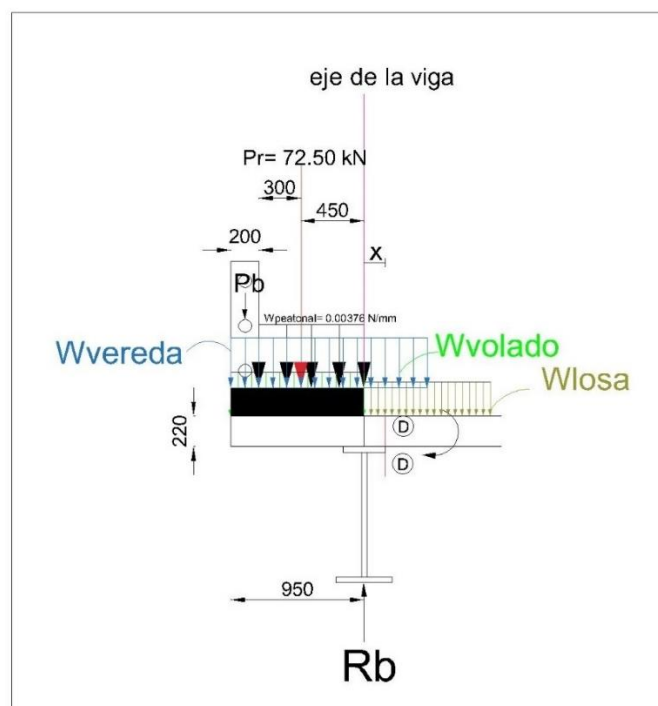


Figura 4. 21: Cargas y sección crítica D-D, para el momento negativo de diseño (Fuente: Elaboración Propia)

**Carga Muerta**

Losa del tablero

Donde:

$$M_s = (-0.5 * w_s * X^2) + (R_B * X) \quad (4. 30)$$

$$M_s = -(0.5 * (0.00518) * 150^2) + (5.59 * 150)$$

$$M_s = 780.23 \text{ N. mm/mm}$$

Losa del voladizo

Donde:

$$M_D = \left[ -W_D * L_V * \left( \frac{L_V}{2} + X \right) \right] + (R_B * X) \quad (4.31)$$

$$M_D = \left[ -0.00518 * 950 * \left( \frac{950}{2} + 150 \right) \right] + (5.96 * 150)$$

$$\mathbf{M_D = -2181.63 N.mm/mm}$$

Barandas

Donde:

$$M_B = [-P_B * (L_V + X - 100)] + (R_B * X) \quad (4.32)$$

$$M_B = [-0.7273 * (950 + 150 - 100)] + (1.00 * 150)$$

$$\mathbf{M_B = -577.30 N.mm/mm}$$

Veredas

Donde:

$$M_V = \left[ -W_D * (L_V + 150) * \left( \frac{L_V + X}{2} \right) \right] + (R_B * X) \quad (4.33)$$

$$M_v = - \left[ 0.00471 * 1100 * \left( \frac{950 + 150}{2} \right) \right] + (7.33 * 150)$$

$$\mathbf{M_v = -1750.05 N.mm/mm}$$

**Carga viva**

Considerando un solo carril cargado, entonces  $m = 1.2$

Donde:

$$P_{LL} = m * \left(\frac{P_r}{E_V}\right) \quad (4.34)$$

$$P_{LL} = 1.2 * \left(\frac{72500}{1514.95}\right)$$

$$P_{LL} = 57.42 \text{ N}$$

$$M_{LL+PL} = -(P_{LL} * (450 + X)) + (R_B * X) - [(0.00376 * 1100) * (1100/2)]$$

$$M_{LL+PL} = -(57.42 * (450 + 150)) + (93.03 * 150) - [(0.00376 * 1100) * (1100/2)]$$

$$M_{LL+PL} = -22772.30 \text{ N.mm/mm}$$

Tabla 4. 9

*Momentos flectores en la sección D-D, tanto para la carga viva como para la carga muerta*

TIPO DE CARGA	NOMENCLATURA AASHTO	DESCRIPCION	MOMENTO SECCION D-D (N.mm/mm)
CARGA MUERTA	DC	Losa Voladizo	-2181.63
		losa Tablero interior	780.23
		Barandas	-577.30
		Aceras	-1750.05
CARGA VIVA	LL+PL	Capa de Rodadura	-0.00
		Carga camión + peatonal	-22772.30

Fuente: Elaboración Propia

Estado límite de resistencia, combinación de cargas 1

$$M_{D-D} = 0.95 * [(1.25 * (M_S + M_B + M_D + M_v)) + (1.50 * M_{DW}) + (1.75 * 1.33 * M_{LL+PL})] \quad (4.35)$$

$$M_{D-D} = 0.95 * [(1.25 * (-2181.63 + 780.23 - 577.30 - 1750.05)) + (1.50 * (-0)) + (1.75 * 1.33 * (-22772.30))]$$

$$M_{D-D} = -54780.29 \text{ N.mm/mm}$$

Se compara los valores del momento en el apoyo B con el valor del momento en el corte D-D y se aprecia que existe una significativa disminución,

$$M_B = -63256.13 \text{ N.mm/mm} \geq M_{D-D} = -54780.29 \text{ N.mm/mm}$$

Por lo tanto, el momento negativo de diseño es:

$$Mu^- = M_B$$

$$Mu^- = -63256.13 \text{ N.mm/mm}$$

#### 4.4.1.4. Diseño de la armadura de refuerzo

**Materiales:**

$$\text{Hormigon Armado} = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 28 \text{MPa}$$

$$\text{Acero de Refuerzo } (f_y) = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 42 \text{MPa}$$

Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50

Asumiendo la colocación de varillas de  $\emptyset 16 \text{ mm}$

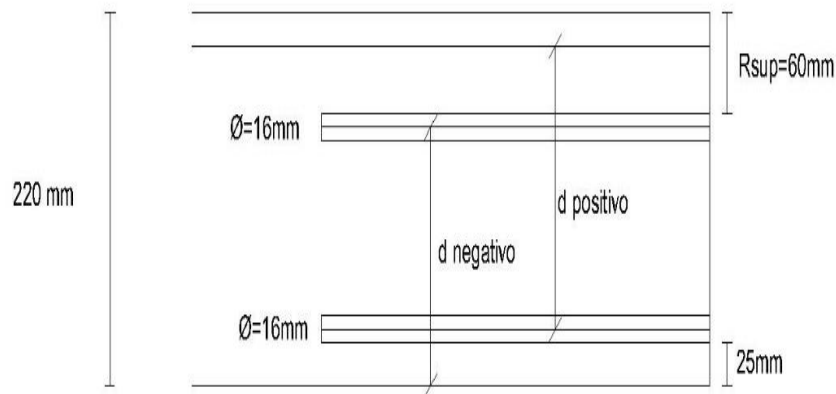


Figura 4. 22: Alturas efectivas para el armado del tablero (Fuente: Elaboración Propia)

### Determinación de las alturas efectivas

$$d_{positivo} = 220 - (20 + 25 + 8) \quad (4.36)$$

$$d_{positivo} = 167 \text{ mm}$$

$$d_{negativo} = 220 - (60 + 8) \quad (4.37)$$

$$d_{negativo} = 152 \text{ mm}$$

#### 1) Determinación de la armadura principal positiva $As^+$

$$Mu^+ = M_{(0.40 \cdot 5)}$$

$$Mu^+ = 61003.39 \text{ N. mm/mm}$$

$$d_{positivo} = 167 \text{ mm}$$

El mínimo momento último  $Mu$  depende del momento de fisuración

$$M_{cr} = S_{nc} * f_r \quad (\text{AASHTO LRDF 6.10.2.2})$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} bh^2 \quad (4.38)$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} (1)(220)^2$$

$$S_{nc} = 8066.67 \text{ mm}^3$$

$$fr = 0.97\sqrt{f'c} = 0.97\sqrt{28} = 5.13 \text{ N/mm}^2 \quad (4.39)$$

$$M_{cr} = 8066.67 * 5.13$$

$$M_{cr} = 41404.26 \text{ N.mm/mm}$$

El momento último  $M_u$ , debe ser como mínimo igual al valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 41404.26 = 49685.11 \text{ N.mm/mm}$$

$$1.3M_u = 1.33 * 61003.39 = 81134.51 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces se diseña con el momento de: 61003.39 N. mm/mm.

$$M_u = 61003.39 \text{ N.mm/mm} \quad b = 1.00\text{m} \quad d = 0.167 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u}{b * d^2} \quad (4.40)$$

$$k = \frac{61.00}{1 * 0.167^2} = 2187.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * k}{\phi * f_y}} \right) \quad (4.41)$$

Donde:

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65 \quad (4.42)$$

Entonces

$$\rho = \frac{1}{17.65} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2187.24}{0.85 * 420000}} \right)$$

$$\rho = 0.00650$$

$$A_s = \rho * b * d$$

(4. 43)

$$A_s = 0.00691 * 100 * 16.7 = 10.86 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 16\text{mm} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$\frac{10.86}{2.011} = 5.40$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.40} = 18.51 \text{ cm} \approx 18.00 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\emptyset = 16\text{mm}$  cada 18 cm**

Verificación de la ductilidad y la capacidad de momento para el  $A_s^+$

➤ Ductilidad

$$a = \frac{A_s^+ * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (4. 44)$$

$$a = \frac{10.86 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.92 \text{ cm}$$

$$a = 1.92 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d^+ \quad (4. 45)$$

$$a \leq (0.35 * 16.7)$$

$$a \leq 5.85$$

$$1.92 \leq 5.85 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Momento resistente

$$\phi * Mn = \phi * As * fy * (d^+ - \frac{a}{2}) \quad (4.46)$$

$$\phi * Mn = 0.90 * 10.86 * 4200 * (16.7 - \frac{1.92}{2})$$

$$\phi * Mn = 64613.96 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

$$64613.96 \text{ N.mm/mm} \geq 61003.39 \text{ N.mm/mm} \quad \text{Sí Cumple}$$

## 2) Determinación de la armadura principal negativa $As^-$

$$M_U = M_{(B)} = -63256.13 \text{ N.mm/mm}$$

$$d_{negativo} = 152 \text{ mm}$$

El mínimo momento último  $M_u$  depende del momento de fisuración

$$M_{cr} = S_{nc} * f_r \quad (4.47)$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} b h^2 \quad (4.48)$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} (1)(220)^2$$

$$S_{nc} = 8066.67 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 0.97 \sqrt{28} = 5.13 \quad (4.49)$$

$$M_{cr} = 8066.67 * 5.13$$

$$M_{cr} = 41404.26 \text{ N.mm}$$

El momento último  $M_u$ , debe ser como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 41404.26 = 49685.11 \text{ N. mm/mm}$$

$$1.3Mu = 1.33 * 63256.13 = 84027.15 \text{ N. mm/mm}$$

Entonces se diseña con el momento de:  $-63178.31 \text{ N. mm/mm}$

$$Mu = -63178.31 \text{ N. mm/mm} \quad b = 1.00\text{m} \quad d = 0.152 \text{ m}$$

$$k = \frac{Mu}{b * d^2} \quad (4.50)$$

$$k = \frac{63.25}{1 * 0.152^2} = 2737.62 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * k}{\phi * f_y}} \right) \quad (4.51)$$

Donde:

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

Entonces

$$\rho = \frac{1}{17.65} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2737.62}{0.85 * 420000}} \right)$$

$$\rho = 0.00823$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.52)$$

$$A_s = 0.00826 * 100 * 15.2 = 12.50 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 16\text{mm} = 2.011\text{cm}^2$$

$$\frac{12.50}{2.011} = 6.21$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.21} = 16.10 \text{ cm} \cong 16$$

**Se coloca 1 varilla de  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  cada 16 cm**

Verificación de la ductilidad y la capacidad de momento para el  $As^+$

➤ Ductilidad

$$a = \frac{As^+ * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (4.53)$$

$$a = \frac{12.50 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 2.21 \text{ cm}$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d^+ \quad (4.54)$$

$$a \leq (0.35 * 15.2)$$

$$a \leq 5.32$$

$$2.21 \leq 5.32$$

SI CUMPLE

Momento resistente

$$\phi * Mn = \phi * As * fy * (d^+ - \frac{a}{2}) \quad (4.55)$$

$$\phi * Mn = 0.90 * 12.50 * 4200 * (15.2 - \frac{2.21}{2})$$

$$\phi * Mn = 64995.48 \text{ N. mm/mm}$$

Entonces:

$$\phi * Mn \geq Mn^+ \quad (4.56)$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE} \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$64995.48 \text{ N. mm/mm} \geq 63256.13 \text{ N. mm/mm} \quad \text{Sí Cumple}$$

### 3) Armadura de Distribución

Según (AASHTO LRDF 9.7.3.2) menciona que, en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S'}} \leq 67\% \quad (4.57)$$

Donde:

$S'$  = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

Entonces para el caso analizado:

$$S' = S - b \quad (4.58)$$

Donde:

$S$  = Separación entre vigas

$b$  = ancho del patin de vigas

$$S = 2700 - 300$$

$$S = 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{3840}{\sqrt{2400}} = 78.38 > 67\% ; \text{se utiliza } 67\%$$

Entonces el acero de distribución ( $A_{S_{DIST}}$ ) es igual a:

$$A_{S_{DIST}} = \% * A_{s^+} = 0.67 * 10.86 = 7.276 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\frac{7.276}{1.131} = 6.43$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.43} = 15.54 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\phi = 12 \text{ mm}$  cada 15 cm**

**4) Armadura por contracción del hormigón armado y variación de temperatura**

**(AASHTO LRDF 5.10.8.2)**

$$A_s = 0.75 * \frac{A_g}{f_y} \quad (4.59)$$

Donde:

$A_g = \text{Area bruta de la sección (mm}^2\text{)}$

$f_y = \text{tensión de fluencia del acero (MPa)}$

$$A_s = 0.75 * \frac{(1000 * 220)}{420} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara:

$$A_s = (0.5 * 3.93)$$

$$A_s = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\phi 10 \text{ mm} = 0.710 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1.96}{0.503} = 3.90 \approx 4$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\phi = 8 \text{ mm}$  cada 25 cm**

### 5) Control de fisuración (AASHTO LRDF 5.7.3.4)

- Verificación del  $As^+$  para la combinación de carga 1 del estado límite de servicio (AASHTO LRDF 3.4.1)

Se considera la máxima sollicitación en el acero por momento positivo (que se ocasiona en el primer vano interior del tablero a la distancia  $0,40 * S$ , para esta combinación los coeficientes de modificación y de carga son:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I$$

$$\eta = 1.00 * 1.00 * 1.00 \eta$$

$$\eta = 1.00$$

$$\gamma_{LL} = 1.00$$

Combinación de cargas

$$Mmax^+ = M^+_{(0.4*S)} = 1.00[1.00 * M_{DC} + 1.00 * M_{DW} + 1.00 * M_{LL} * \left(1 + \frac{IM}{100}\right)] \quad (4. 60)$$

$$Mmax^+ = M^+_{(0.4*S)} = 1.00 * [1.00 * (2897.98 - 1267.63 - 356.13 - 856.57) + 1.00 * (557.35) + (1.00 * (28509.55) * 1.33)$$

$$Mmax^+ = M^+_{(0.4*S)} = 38902.70 \text{ N. mm/mm}$$

Se comprueba la relación entre el esfuerzo de compresión del hormigón armado y el esfuerzo de rotura, así:

$$fc \geq 0.80 fr \quad (4. 61)$$

Si cumple = el hormigón armado se fisura

No cumple = el hormigón armado no se fisura

$fc =$  esfuerzo de compresión del hormigón armado

$$f_c = \frac{6 * M_{max}}{b * espesor^2} \quad (4.62)$$

$$f_c = \frac{6 * 38902.70}{1 * 200^2}$$

$$f_c = 5.84 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a la rotura

$$0.80 * f_r = 0.80 * (0.63 * \sqrt{f'_c}) \quad (4.63)$$

$$0.80 * f_r = 0.80 * (0.63 * \sqrt{28}) = 2.67 \text{ MPa/m}$$

$$f_c > 0.80 * f_r$$

$\therefore 5.84 \text{ MPa} > 2.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{el hormigon se fisura}$

**a) Verificación del espaciamiento máximo de la armadura principal positiva (inferior)**

El espaciamiento acogido debe ser:

$$dc = r_{INF} * \phi / 2 \quad (4.64)$$

Donde:

$dc = \text{espesor del hormigon desde la fibra externa en tension al centro de la varilla}$

$\beta_s = \text{Relación ancho grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel del refuerzo}$

$\text{espesor} = \text{espesor de la losa}$

$$dc = 25 + 16/2$$

$$dc = 33 \text{ cm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.70 * (\text{espesor} - dc)} \quad (4.65)$$

Donde:

$$\beta_s = 1 + \frac{33}{0.70 * (220 - 33)}$$

$$\beta_s = 1.25$$

$$f_s = 0.60 * f_y \quad (4.66)$$

Donde:

$f_s$  = esfuerzo de servicio

$$f_s = 0.60 * 420$$

$$f_s = 252 \text{ MPa}$$

$\gamma_e = 0.75$ : factor de exposición tipo 2

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{\beta_s * f_s} \gamma_e - 2dc \quad (4.67)$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.25 * 252} 0.75 - (2 * 33)$$

$$s_{MAX} \leq 226.88 \text{ mm}$$

Entonces

$$s_{adoptado} = 180 \text{ mm}$$

$$180 \text{ mm} \leq 226.88 \text{ mm}$$

Se confirma que la armadura principal positiva debe colocarse en la parte inferior

**Se coloca 1 varilla de  $\varnothing = 16 \text{ mm}$  cada 18 cm**

#### b) Verificación del esfuerzo de servicio $f_s$

Se determina la ubicación del eje neutro, con sección de hormigón que se encuentra comprimida se asume que se encuentra encima de la armadura negativa (figura 4.23), después se calcula el esfuerzo de trabajo del acero positivo en la sección fisurada.

Entonces:

Relación de módulos acero y hormigón

$$n = \frac{E_S}{E_C} \quad (4.68)$$

Donde:

$E_S = 200 \text{ MPa} = \text{Módulo de elasticidad del acero}$

$E_C = 27.70 \text{ MPa} = \text{Módulo de elasticidad del concreto}$

Entonces:

$$n = \frac{200 \text{ MPa}}{27.70 \text{ MPa}}$$

$$n = 7$$

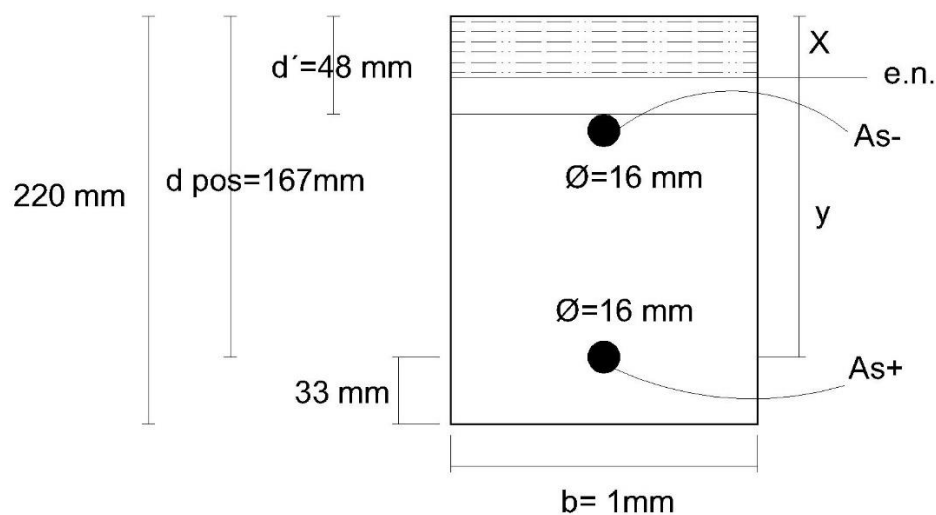


Figura 4. 23: Ubicación del eje neutro para la verificación del  $As^+$  (Fuente: Elaboración Propia)

$$\sum M(e.n) = 0$$

$$\frac{1}{2} b * x^2 = n * As^- * (d' - x) + n * As^+ * (dpos - x) \quad (4.69)$$

Donde:

$As^+ = \text{Sección total de armadura positiva}$

$As^- = \text{Sección total de armadura negativa}$

$n = \text{Relación entre módulos de acero y concreto}$

$dpos = \text{Distancia entre el extremo superior de la losa}$

y la armadura positiva

$x =$  Ubicación del eje neutro

$$\frac{1}{2} * 100 * x^2 = 7 * 12.50 * (4.8 - x) + 7 * 10.86 * (16.7 - x)$$

$$50x^2 = 420.00 - 87.5x + 1269.53 - 76.02x$$

$$50x^2 = -163.52x + 1689.53$$

$$x = 4.40 \text{ cm } \text{ ó } 44.00 \text{ mm}$$

Entonces:

$44.00 \text{ mm} \leq 48 \text{ mm}$ , por lo tanto, el eje neutro (e.n), efectivamente esta sobre la armadura principal negativa.

Se calcula el esfuerzo de trabajo de la sección fisurada, pero primero se calcula el factor de inercia:

$$I_{cr} = \left( \frac{b * x^3}{3} \right) + n * A_s^- * (d' - x)^2 + n * A_s^+ * (d_{pos} - x)^2 \quad (4.70)$$

Donde:

$$I_{cr} = \left( \frac{100 * 4^3}{3} \right) + 7 * 12.5 * (4.8 - 4.40)^2 + 7 * 10.86 * (16.7 - 4.40)^2$$

$$I_{cr} = 13648.40 \text{ cm}^4$$

$$f_s = n \frac{M * (d - x)}{I_{CR}} \quad (4.71)$$

$$f_s = 7 * \frac{38902700 * (167 - 44.00)}{136484000}$$

$$f_s = 245.42 \text{ MPa}$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{\beta_s * f_s} \gamma_e - 2dc$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.25 * 245.42} 0.75 - (2 * 33)$$

$$s_{MAX} \leq 234.71 \text{ mm}$$

$$180 \text{ mm} \leq 234.71 \text{ mm}$$

Se confirma que la armadura positiva principal debe colocarse en la parte inferior del tablero con un espaciamiento de 180 mm

**Se coloca 1 varilla de  $\phi = 16\text{mm}$  cada 180 mm**

### Verificación del $As^-$ para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio

$$\begin{aligned} M_{max}^- &= M_{A-A}^- \\ &= (-2181.63 + 780.23 - 577.30 - 1750.05) + (0.00) \\ &\quad + (1.33 * (-22772.30)) \end{aligned} \quad (4.72)$$

$$M_{max}^- = M_{A-A}^- = -34015.91 \text{ N.mm/mm} \text{ ó } -34.06 \text{ kN.mm/mm}$$

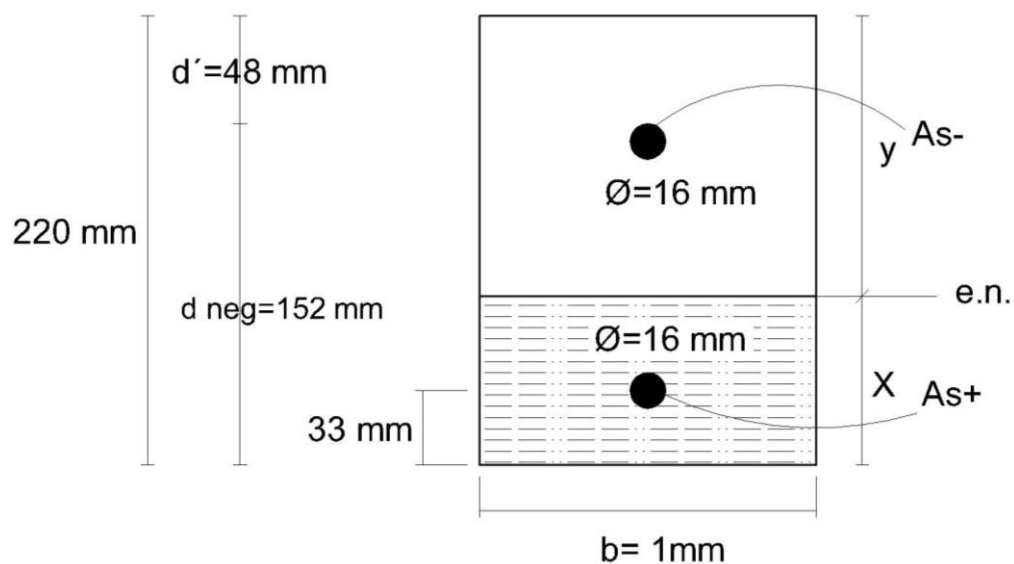


Figura 4. 24: Ubicación del eje neutro para la verificación del  $As^-$  (Fuente: Elaboración Propia)

$$\sum M(e.n) = 0$$

$$\frac{1}{2}b * x^2 + (n - 1) * As^+ * (x - d') = n * As^- * (d_{neg} - x) \quad (4.73)$$

Donde:

$$\frac{1}{2}(100) * x^2 + (7 - 1) * 10.86 * (x - 3.3) = 7 * 12.50 * (15.2 - x)$$

$$50x^2 + 65.16x - 215.03 = 1330.00 - 87.5 x$$

$$50x^2 + 152.66 x - 1545.03 = 0$$

$$x = 4.24 \text{ cm } \text{ ó } 42.40 \text{ mm}$$

Entonces:

42.0 mm > 33 mm, por lo tanto, el eje neutro (e.n), efectivamente esta sobre la armadura principal positiva.

Se calcula el esfuerzo de trabajo de la sección fisurada, pero primero se calcula el factor de inercia:

$$I_{cr} = \left( \frac{b * x^3}{3} \right) + (n - 1) * As^+ * (x - dc)^2 + n * As^- * (d_{neg} - x)^2 \quad (4.74)$$

Donde:

$$I_{cr} = \left( \frac{100 * 4.24^3}{3} \right) + (7 - 1) * 10.86 * (4.24 - 3.3)^2 + 7 * 12.50 * (15.2 - 4.24)^2$$

$$I_{cr} = 13109.05 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 7 \frac{M * (d - x)}{I_{CR}} \quad (4.75)$$

$$f_s = 7 * \frac{34015910 * (152 - 42.40)}{131090500}$$

$$f_s = 199.08 \text{ MPa}$$

Se calcula el valor de:

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{\beta_s * f_s} \gamma e - 2dc \quad (4.76)$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.25 * 199.08} 0.75 - (2 * 33)$$

$$s_{MAX} \leq 304.71 \text{ mm}$$

$$160 \text{ mm} \leq 304.71 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se confirma que la armadura principal positiva ( $\phi As$ ) a colocarse en la parte inferior de la losa del tablero, que es:

**Se coloca 1 varilla de  $\phi = 16\text{mm}$  cada 160 mm**

### Esquema de armado

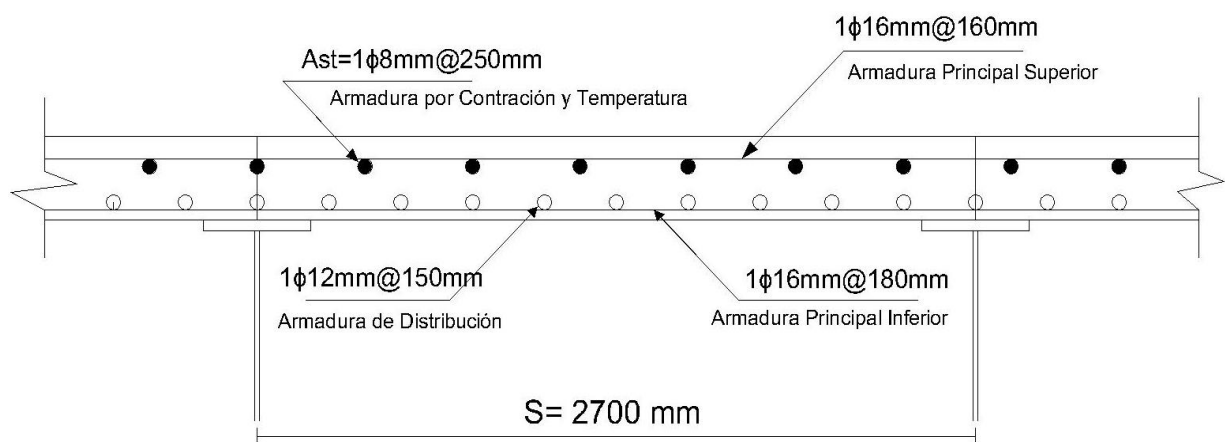


Figura 4. 25: Armado principal y secundario del tablero (Fuente: Elaboración Propia)

## 6) Armadura Del Voladizo

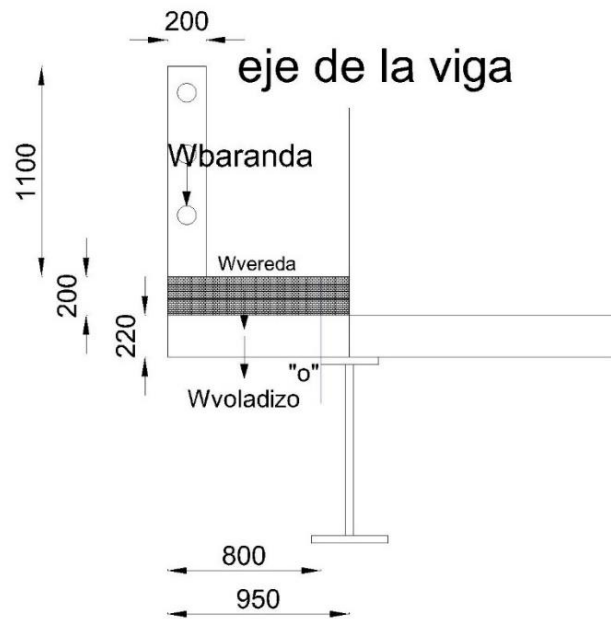


Figura 4. 26: Cargas y sección de análisis para diseño del voladizo (Fuente: Elaboración Propia)

### Cargas Permanentes (DC)

- $W_{BARANDAS} = 0.20 * 1.1 * 2.4 = 0.528 \frac{T}{m}$
- $W_{VEREDAS} = 0.20 * 0.95 * 2.4 = 0.456 \frac{T}{m}$
- $W_{VOLADIZO} = 0.22 * 0.95 * 2.4 = 0.502 \frac{T}{m}$

El momento de la carga muerta es igual a:

$$M_{CM} = (0.528 * 0.70) + (0.456 * 0.40) + (0.502 * 0.40) \quad (4.77)$$

$$M_{CM} = 0.753 T.m \quad \text{ó} \quad 7530000 N.mm$$

## Carga viva en el voladizo

### ➤ Posición normal con máxima excentricidad

$$TEORIA DE LA ULTIMA RESISTENCIA \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1.0(M_{CM} + 1.67M_{cvi}) \\ POSICIÓN ACCIDENTAL \\ M_u = 1.0(M_{CM} + M_{cvi}) \end{array} \right.$$

Entonces:

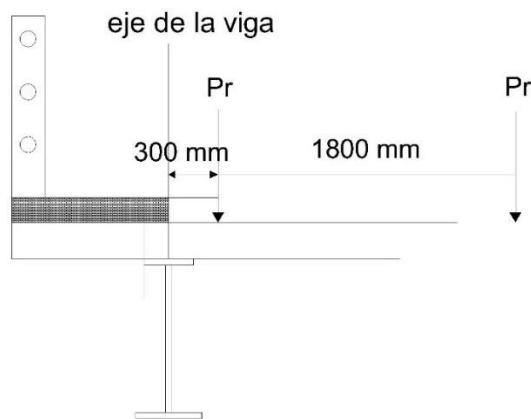


Figura 4. 27: Posición normal de máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia)

No se analiza esta situación porque el eje Pr del camión se encuentra fuera del voladizo

### ➤ Posición accidental con máxima excentricidad

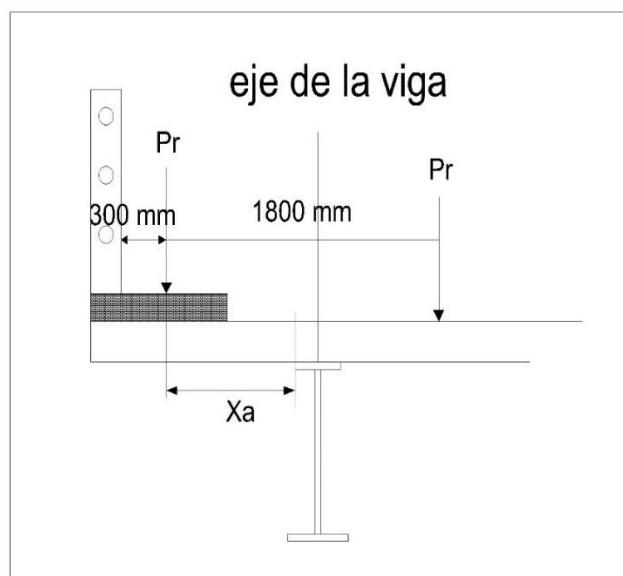


Figura 4. 28: Posición accidental con máxima excentricidad (Fuente: Elaboración Propia)

$$X_A = 0.30m$$

$$E_A = (0.80 * 0.30) + 1.143 \quad (4.78)$$

$$E_A = 1.383 m$$

$$M_{cv} = \frac{7.25}{1.383} * 0.30$$

$$M_{cv} = 1.573 T.m \quad \text{ó} \quad 15726681.13 N.mm$$

$$M_{cv} + I = 1.573 * 1.30 = 2.045 T.mm \quad \text{ó} \quad 20449000 N.mm$$

### Momento ultimo

#### ➤ Posición accidental

$$M_U = 1.30(B_o * M_{cm} + B_{L+I}M_{cm} + I) \quad (4.79)$$

$$B_o = 1.0 \quad B_{L+I} = 1.0$$

$$M_U = 1.30(M_{cm} + M_{cv} + I)$$

$$M_U = 1.30(0.753 + 2.045)$$

$$M_U = 3.637 T.m \quad \text{ó} \quad 36374000 N.mm$$

Entonces se compara

$$M_U = 3.637 T.m$$

$$\frac{M_U}{\phi f'cbd^2} = w - 0.59w^2 \quad (4.80)$$

$$\frac{3.637 * 1000 * 10}{0.90 * 280 * 100 * 16.7^2} = w - 0.59w^2$$

$$0.00517 = w - 0.59w^2$$

Por lo tanto:

$$w = 0.00519$$

$$\rho = w \frac{f'c}{fy} \quad (4.81)$$

$$\rho = 0.00519 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.000346$$

$$\therefore \rho = \rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho = 0.00333 < 0.75\rho_b \quad \text{SI CUMPLE}$$

Por lo tanto:

$$As = \rho * b * d \quad (4.82)$$

$$As = 0.0033 * 100 * 16.7$$

$$As = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12\text{mm} = 1.131\text{cm}^2$$

$$\frac{5.56}{1.131} = 4.92 \approx 5$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm } \text{ ó } 200 \text{ mm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  cada 20 cm**

### Esquema de armado del voladizo

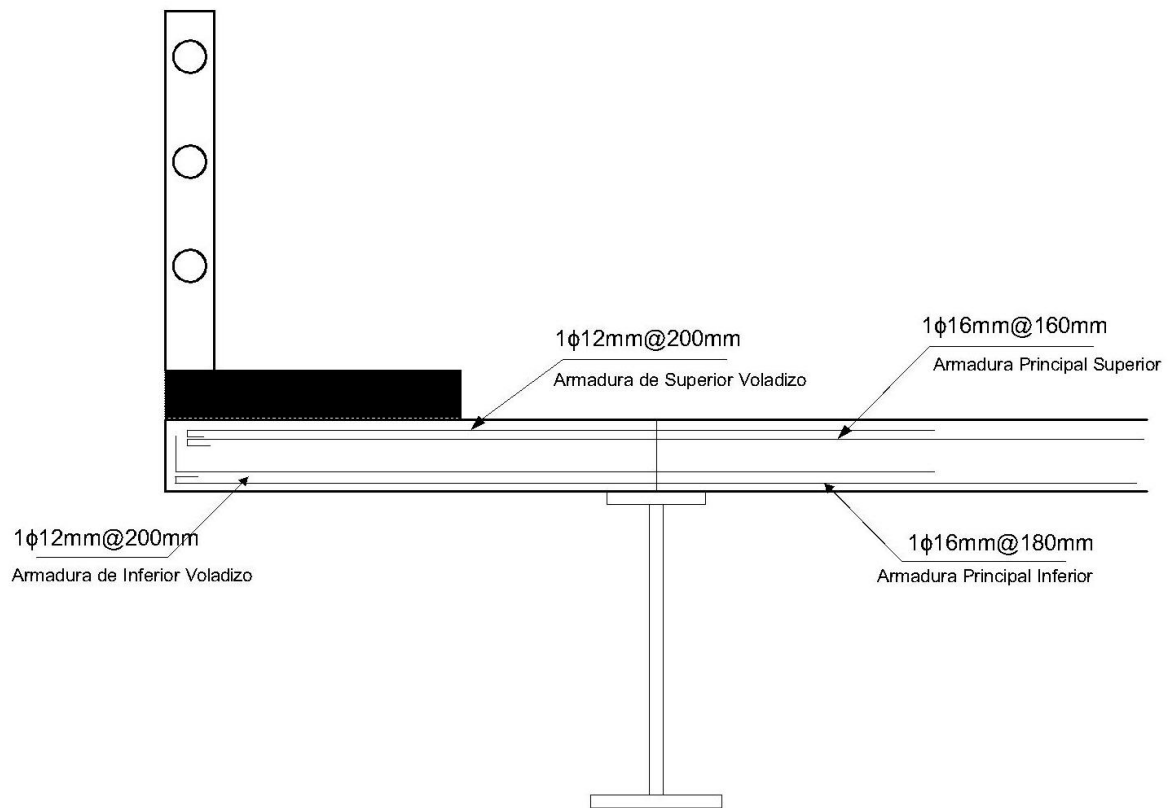


Figura 4. 29: Esquema de armado del voladizo (Fuente: Elaboración Propia)

### 7) Diseño de protecciones (barandas)

Datos:

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

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

$$\text{Recubrimiento} = 2.00\text{cm}$$

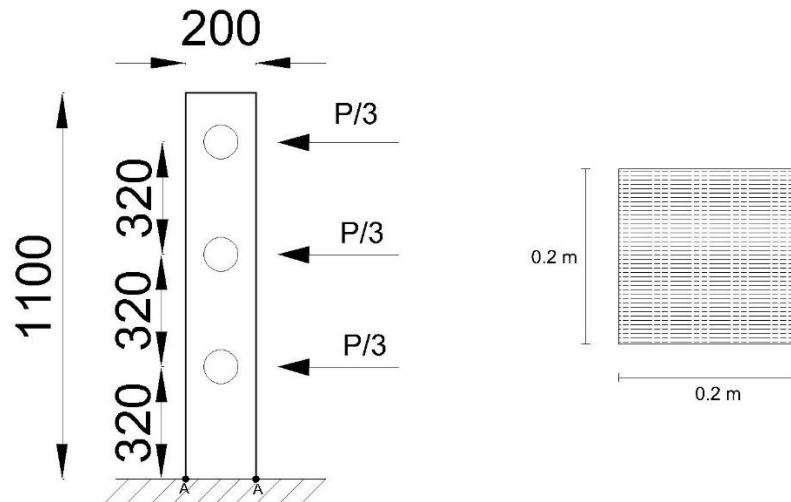


Figura 4. 30: Ubicación de cargas y sección transversal de poste (Fuente: Elaboración Propia)

$$P = 10000 \text{ lb} = 4.55 \text{ Ton}$$

$$M_{A-A} = \frac{P}{3} * (0.32 + 0.64 + 0.96) \quad (4. 83)$$

$$M_{A-A} = 0.64 * 4.55 = 2.91 \text{ Ton. m}$$

Admite 50% incremento

$$M_{DISEÑO} = \frac{2.91}{1.50} = 1.94 \text{ Ton. m} \quad (4. 84)$$

$$As = \frac{M_{DISEÑO}}{fs * J * d} \quad (4. 85)$$

Donde:

$$fs = 0.4 * fy$$

$$fs = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 7/8$$

Entonces:

$$A_s = \frac{1.94 \times 10^5}{1680 * \left(\frac{7}{8}\right) * 18} = 7.33 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 22 \text{ mm} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$2 * 3.814 = 7.628$$

**Se coloca dos varillas de  $\emptyset 22 \text{ mm}$**

Esta cuantía se ubica en la cara interna del poste en donde puede chocar un vehículo, para la cara externa se debe colocar el 25% de la cuantía de la cara interna

$$M_{DISEÑO} = 1.94 \text{ Ton. m}$$

$$M_{DISEÑO(CARA EXTERNA)} = 1.94 * 0.25 = 0.485 \text{ cm}^2 \quad (4.86)$$

$$A_s = \frac{0.485 \times 10^5}{1680 * \left(\frac{7}{8}\right) * 18} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$2 * 1.131 = 2.262$$

**Se coloca dos varillas de  $\emptyset 12 \text{ mm}$**

**Corte de diseño en el poste**

$$V = P = 4.55 \text{ Ton}$$

$$V_{DISEÑO} = \frac{4.55}{1.50} = 3.03 \text{ Ton} \quad (4.87)$$

$$V_c = 3.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V' = \frac{3.03 * 1000}{20 * 18} = 8.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 3.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Estribos perpendiculares al eje

$$A_v = \frac{(V - V_c) * b * s}{f_s} \quad (4.88)$$

$s = \text{espaciamiento}$

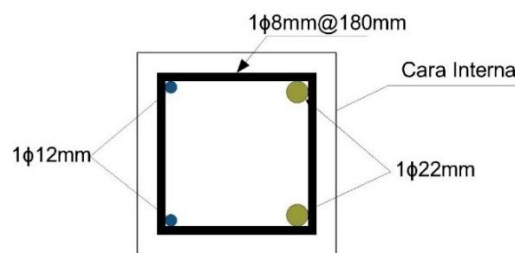
$$s = \frac{A_v * f_s}{(V - V_c) * b}$$

$$s = \frac{1.01 * 1680}{(8.42 - 3.63) * 20}$$

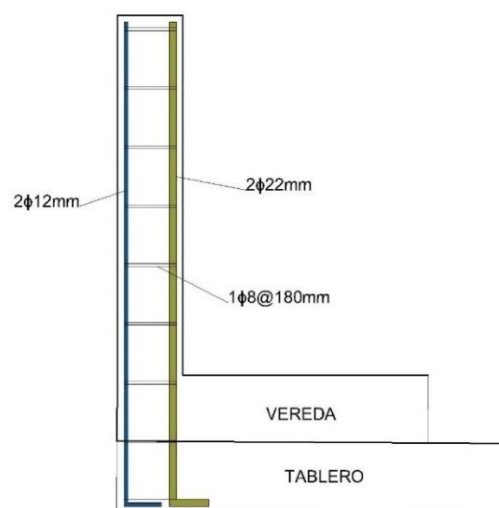
$$s = 17.71 \text{ cm} \approx 18.00 \text{ cm}$$

Se coloca

$$\varnothing 8 \text{ mm} = 1.010 \text{ cm}^2$$



a) Vista en Planta



b) Vista Frontal

Figura 4. 31: Armado de poste, a) Vista en planta y b) Vista frontal (Fuente: Elaboración Propia)

#### 4.5 Cálculo y Diseño de Vigas Metálicas

Para este caso se tiene una luz libre de 32.00 metros por lo tanto se considera las vigas tipo “I” cuya configuración es de un alma con dos patines unidos por medio de una suelda en todas sus partes, se opta por este tipo de vigas y que la luz libre del puente es considerable y no existen perfiles estructurales para salvar dicha luz.

Este tipo de vigas se caracterizan por tener inercia variable al tener diferentes secciones transversales a lo largo de su luz.

##### 4.5.1. Pre dimensionamiento de las vigas metálicas

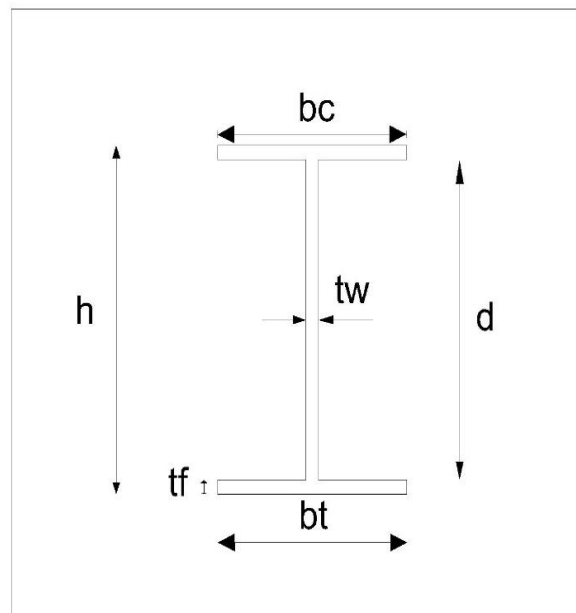


Figura 4. 32: Configuración de la viga metálica armada (Fuente: Elaboración Propia)

Donde:

$h$  = altura total de la viga

$d$  = longitud del alma

$bc$  = longitud del patín superior

$bt$  = longitud del patín inferior

$tf$  = espesor de los patines

$tw$  = espesor del alma

Para el diseño de las vigas metálicas se empleará acero (A-588), cuyas características se puede apreciar en la siguiente tabla:

- Esfuerzo mínimo de fluencia:  $f_y = 350 \text{ Mpa}$
- Esfuerzo mínimo de ruptura:  $f_u = 490 \text{ Mpa}$
- Esfuerzo admisible por flexión:  $f_b = 0.6 * f_y = 210 \text{ Mpa}$

Según AASHTO se debe utilizar las siguientes ecuaciones para el pre dimensionamiento:

- **Longitud del alma**

$$d \geq L/25 \quad (\text{Ec. 4.83})$$

$$d \geq 32000/25$$

$$d \geq 1280 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se asume un valor de:

$$d = 1600 \text{ mm} \text{ ó } 160 \text{ cm}$$

- **Espesor del alma**

➤ Sin rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d * \sqrt{f_b}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad (4.89)$$

$$tw \geq \frac{160 * \sqrt{2100}}{6100} \geq \frac{160}{150}$$

$$tw \geq 1.20 \geq 1.07$$

$$tW_{ADOPTADO} = 2.40 \text{ cm} \text{ ó } 24 \text{ mm}$$

➤ Con rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d * \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{300} \quad (4.90)$$

$$tw \geq \frac{160 * \sqrt{2100}}{12200} \geq \frac{160}{300}$$

$$tw \geq 0.60 \geq 0.53$$

$$tw = 0.60 \text{ cm } \text{ ó } 6 \text{ mm}$$

$$\therefore tw_{ADOPTADO} = 2.0 \text{ cm } \text{ ó } 24 \text{ mm}$$

○ **Espesor de patines superior e inferior**

$$tf \geq 30 \text{ mm} \quad (4.91)$$

$$tf_{ADOPTADO} = 30 \text{ mm}$$

○ **Longitud del patín superior (AASHTO LRDF 6.10.2.2)**

$$\frac{bc}{2 * tf} \leq 12 \quad (4.92)$$

$$bc = 30 \text{ cm } , 300\text{mm}$$

$$\frac{300}{2 * 30} \leq 12$$

$$5 \leq 12$$

SI CUMPLE

Comprobación:

$$tf \geq 1.10 * tw \quad (4.93)$$

$$tf \geq (1.10 * 24)$$

$$tf = 30\text{mm} \geq 26.4 \text{ mm}$$

SI CUMPLE

○ **Longitud del patín inferior**

$$bt \geq bc \quad (4.94)$$

$$bt \geq d/6$$

$$bt \geq 160/6$$

$$bt = 26.67 \text{ cm}$$

Se adopta un valor de:

$$bt_{ADOPTADO} = 400 \text{ mm}$$

$$0.10 \leq bc/bt \leq 1.00 \quad (4.95)$$

$$0.10 \leq 300/400 \leq 1.00$$

$$0.10 \leq 0.75 \leq 1.00$$

SI CUMPLE

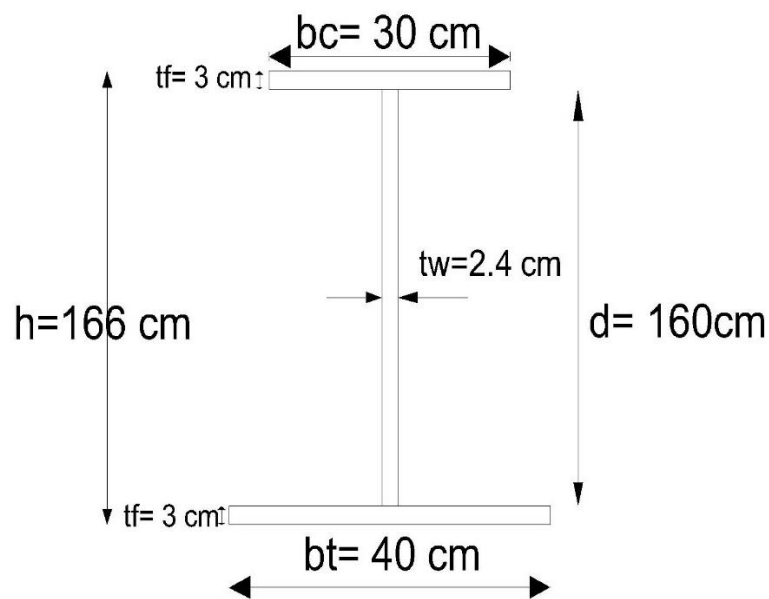


Figura 4. 33: Dimensionamiento adoptado por la viga metálica armada (Fuente: Elaboración Propia)

$$\hat{A}rea_{VIGA} = (bc * tf) + (d * tw) + (bt * tf) \quad (4.96)$$

$$\hat{A}rea_{VIGA} = (30 * 3) + (160 * 2.4) + (40 * 3)$$

$$\hat{A}rea_{VIGA} = 592 \text{ cm}^2 \text{ ó } 59200 \text{ mm}^2$$

#### 4.5.2. Análisis de Cargas

Para el diseño de las vigas se determina las cargas permanentes que actúan sobre esta, las cuales se distribuyen de la siguiente manera:

$$D1 = \text{Peso de la viga} + \text{Peso de la losa}$$

$$D2 = \text{Peso de la capa de rodadura} + \text{Peso de barandas} + \text{Peso de veredas}$$

#### D1

- **Peso de la losa del tablero**

$$W_{LOSA-TABLERO} = 0.22m * 2.70m * 2400Kg/m^3 \quad (4.97)$$

$$W_{LOSA-TABLERO} = 1425.60 \frac{Kg}{m} \quad \text{o'} \quad 14.26 \frac{N}{mm}$$

- **Peso de la viga**

$$Area_{(VIGA)} = (0.03 * 0.3) + (0.03 * 0.40) + (0.024 * 1.60) \quad (4.98)$$

$$Area_{(VIGA)} = 0.0594 m^2$$

$$W_{VIGA} = 0.0594m^2 * 7850 Kg/m^3$$

$$W_{VIGA} = 466.29 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 4.66 \frac{N}{mm}$$

$$W_{D1} = W_{LOSA-TABLERO} + W_{VIGA} \quad (4.99)$$

$$W_{D1} = 1425.60 + 466.29$$

$$W_{D1} = 1891.89 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 18.92 \frac{N}{mm}$$

**D2**

$$W_{veredas} = \left( 0.20m * 1.40m * \frac{2400Kg}{m^3} \right) * 2 \quad (4.100)$$

$$W_{veredas} = 1344.00 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 13.44 \frac{N}{mm}$$

$$W_{capa-rodadura} = \left( 7.2m * 0.05m * \frac{2250Kg}{m^3} \right) \quad (4.101)$$

$$W_{capa-rodadura} = 810 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 8.10 \frac{N}{mm}$$

$$W_{barandas} = 0.7273 \frac{N}{mm} * 2 \quad (4.102)$$

$$W_{barandas} = 1.45 \frac{N}{mm}$$

$$W_{D2} = 2299.00 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 22.99 \frac{N}{mm}$$

Entonces el peso transmitido a cada viga es:

$$\text{Numero de vigas} = 4$$

$$\text{Peso transmitido a cada viga} = \frac{22.99}{4} = 5.75 \frac{N}{mm}$$

### 4.5.3. Análisis de Viga Sola

#### 4.5.3.1. Primer estado de carga

En esta etapa, la sección resistente es únicamente la viga metálica y las cargas que actúan son el peso propio de la viga más el peso propio del tablero.

$$W_{D1} = 1891.89 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 18.92 \frac{N}{mm}$$

Momento por carga muerta, en el centro de la luz:

$$M_{max_{C-L}} = \frac{W * L^2}{8} \quad (4.103)$$

$$M_{max_{C-L}} = \frac{18.92 * 32000^2}{8}$$

$$M_{max_{C-L}} = 2.422 \times 10^9 \text{ N.mm} \quad \text{ó} \quad 242176.00 \text{ Kg.m}$$

- **Sección Resistente**

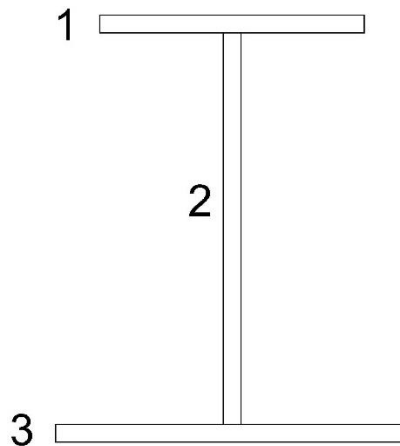


Figura 4. 34: Representación de sección resistente (primera etapa) (Fuente: Elaboración Propia)

Tabla 4. 10

*Propiedades geométricas de la viga*

Sección	Dimensiones (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	yt (cm)	A*yt (cm <sup>3</sup> )	A*(yt) <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Io=(b*h <sup>3</sup> )/12
1	30*3	90	1.5	135	202.5	67.5
2	2.4*160	384	83	31872	2645376	819200
3	40*3	120	164.5	19740	3247230	90
<b>SUMA</b>		<b>594</b>		<b>51747</b>	<b>5892808.5</b>	<b>819357.5</b>

Fuente: Elaboración Propia

Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\sum(A * yt)}{\sum A} \quad (4. 104)$$

Donde:

$$\bar{y}_c = \frac{51747}{594}$$

$$\bar{y}_c = 87.12 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada en tracción:

$$\bar{y}_t = h - y_c \quad (4. 105)$$

Donde:

$$\bar{y}_t = 160 - 87.12$$

$$\bar{y}_t = 78.88 \text{ cm}$$

Para hallar la inercia en el centro de gravedad, utilizamos la siguiente formula:

$$I_{CG} = (Ayt^2 + I_o) - A(\bar{y}_c^2) \quad (4. 106)$$

$$I_{CG} = (5892808.5 - 819357.5) - (594 * 87.12^2)$$

$$I_{CG} = 2204165.98 \text{ cm}^4$$

- **Cálculo de los módulos de sección**

El módulo de sección corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión y a la fibra más extrema sometida a tracción:

$$S_c = I_{CG} / \bar{y}_c \quad (4.107)$$

$$S_t = I_{CG} / \bar{y}_t \quad (4.108)$$

Donde:

$S_c$  = Módulo de sección que corresponde a la fibra mas extrema sometida a compresión

$S_t$  = Módulo de sección que corresponde a la fibra mas extrema sometida a tracción

Entonces:

$$S_c = I_{CG} / \bar{y}_c$$

$$S_c = \frac{2204165.98 \text{ cm}^4}{87.12 \text{ cm}}$$

$$S_c = 25301.46 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 25301458.93 \text{ mm}^3$$

$$S_t = I_{CG} / \bar{y}_t$$

$$S_t = \frac{2204165.98 \text{ cm}^4}{78.88 \text{ cm}}$$

$$S_t = 27941.92 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 27941921.06 \text{ mm}^3$$

- **Calculo de esfuerzos que actúan en la viga**

Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga ( $f_c$ )

$$f_c = \frac{M_{max_{CL}}}{S_c} \quad (4.109)$$

$$f_c = \frac{2.422 \times 10^9}{25301458.93}$$

$$f_c = 95.71 \text{ N. mm}^2$$

Esfuerzo a tracción en la fibra superior de la viga ( $f_t$ )

$$f_t = \frac{M_{max_{CL}}}{S_t} \quad (4.110)$$

$$f_t = \frac{2.424 \times 10^9}{27941921.06}$$

$$f_t = 86.67 \text{ N/mm}^2$$

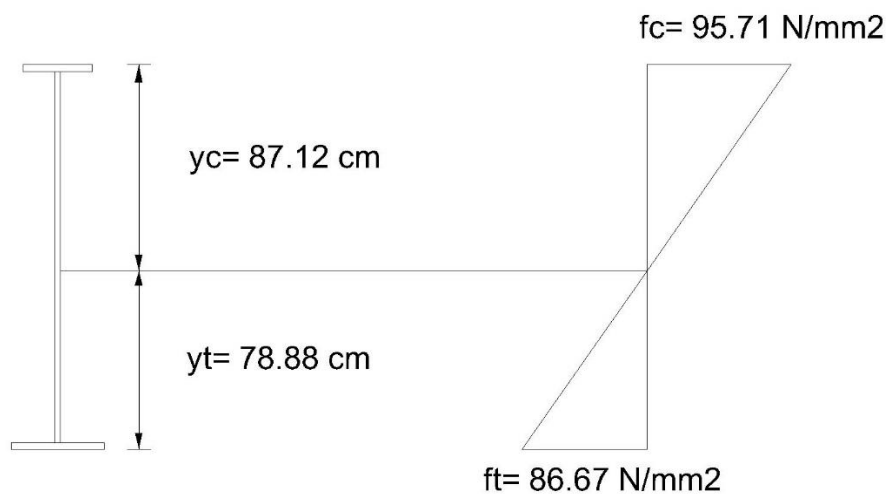


Figura 4. 35: Diagrama de esfuerzos que actúan en la viga (primera etapa) (Fuente: Elaboración Propia)

#### 4.5.3.2. Segunda Etapa: Sección compuesta total del puente (peso propio)

En esta etapa las cargas D1 y D2 son colocadas en el tablero. La sección resistente en este caso es la sección compuesta, llamada como  $3n$ , que considera el módulo de elasticidad del hormigón para el cálculo de la sección equivalente.

D1= peso propio de la viga + tablero

Elemento= soportante la viga

D2= peso de capa de rodadura + acera + barandas

Elemento soportante= sección compuesta a largo plazo ( $3n$ )

$$W_{D2} = 2299.00 \frac{Kg}{m} \quad \text{ó} \quad 22.99 \frac{N}{mm}$$

Peso transmitido a cada viga

$$W_{D2} = \frac{22.99}{4}$$

$$W_{D2} = 5.75 \frac{N}{mm}$$

El momento por carga muerta en el centro de la luz es:

$$M_{MÁX (CL)} = \frac{W_{D2} * L^2}{8} \quad (4.111)$$

$$M_{MÁX (CL)} = \frac{5.27 * 32000^2}{8}$$

$$M_{MÁX (CL)} = 7.36 \times 10^8 N \cdot mm \quad \text{ó} \quad 73600.00 Kg \cdot m$$

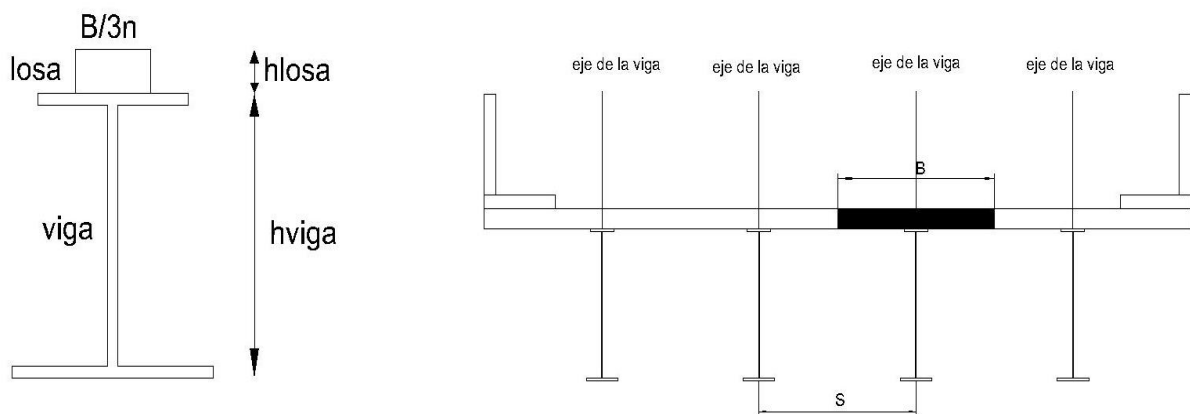


Figura 4. 36: Sección compuesta (Segunda etapa) (Fuente: Elaboración Propia)

### Ancho efectivo de losa

El ancho efectivo que trabaja en conjunto con las vigas, es el menor de los siguientes

valores:

#### Para vigas exteriores

- Un cuarto de la longitud de la luz

$$Be = \frac{L}{4} \quad (4.112)$$

$$Be = \frac{32000}{4} = 8000 \text{ mm}$$

- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.

$$Be = 12 * \left[ \left( \frac{220 + 220}{2} \right) + \frac{300}{2} \right] \quad (4.113)$$

$$Be = 4440 \text{ mm}$$

- El valor de la distancia entre vigas adjuntas

$$Be = 2700 \text{ mm} \quad (4.114)$$

Entonces:

El ancho efectivo de la losa es:

$$\mathbf{Be_{INTERIOR} = 2700 \text{ mm}}$$

#### Para vigas exteriores

- Un octavo de la longitud de la luz

$$Be = \frac{L}{8} = \frac{32000}{8} = 4000 \text{ mm} \quad (4.115)$$

- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.

$$Be = 6 * \left[ \left( \frac{220 + 220}{2} \right) + \frac{300}{2} \right] = 2220 \text{ mm} \quad (4.116)$$

- Longitud del volado

$$Be = 950 \text{ mm} \quad (4.117)$$

Entonces:

El ancho efectivo de la losa es:

$$\mathbf{Be_{EXTERIOR} = 950 \text{ mm}}$$

### Relación entre módulos de elasticidad (n)

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{* 0.043 * \gamma_{\text{hormigón}}^{1.50} * f'c^{0.50}} \quad (4.118)$$

Donde:

$Es$  = Módulo de elasticidad del acero ( $\frac{N}{mm^2}$ )

$Ec$  = Módulo de elasticidad del hormigón ( $\frac{N}{mm^2}$ )

$\gamma_{\text{hormigón}}$  = Densidad del hormigón ( $\frac{N}{mm^3}$ )

$f'c$  = Resistencia del hormigón ( $\frac{N}{mm^2}$ )

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{* 0.043 * (2.40x 10^5)^{1.50} * 28^{0.50}}$$

$$n = 8$$

Entonces:

$$\therefore \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} = \frac{2700}{3 * 8} = 112.5 \text{ mm } \acute{o} \text{ 11.25 cm} \quad (4.119)$$

Tabla 4. 11

*Propiedades geométricas de la sección compuesta*

Sección	Dimensiones (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	yt (cm)	A*yt (cm <sup>3</sup> )	A*(yt) <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Io=(b*h <sup>3</sup> )/12 (cm <sup>4</sup> )
Losa	11.25*22	247.5	11	2722.5	29947.5	7391.49
Viga (patín sup)	30*3	90	23.5	2115	49702.5	67.50
Viga (alma)	2.4*160	384	105	40320	4233600	274400.00
Viga (patín inf)	40*3	120	186.5	22380	4173870	90.00
Suma		841.5		67537.5	8487120	281948.99

Fuente: Elaboración Propia

Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\sum A * yt}{\sum A} = \frac{67537.5}{841.5} = 80.26 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\bar{y}_t = h_{viga} - \bar{y}_c \quad (4.120)$$

$$\bar{y}_t = 188 \text{ cm} - 80.26 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_t = 107.74 \text{ cm}$$

Para hallar la inercia en el centro de gravedad, utilizamos la siguiente formula:

$$I_{CG} = \left( \sum Ayt^2 + \sum I_o \right) - \sum A (\bar{y}_c^2) \quad (4.121)$$

$$I_{CG} = (8487120 + 281948.99) - (841.50 * 80.26^2)$$

$$I_{CG} = 3348612.77 \text{ cm}^4$$

- **Calculo de los módulos de sección**

- El módulo de sección que corresponden a la fibra más extrema sometida a compresión es:

$$S_C = I_{CG} / \bar{y}_c \quad (4.122)$$

$$S_C = \frac{3348612.77 \text{ cm}^4}{80.26 \text{ cm}}$$

$$S_C = 41722.86 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 41722859.83 \text{ mm}^3$$

- El módulo de sección que corresponden a la fibra más extrema sometida a tracción es:

$$S_t = I_{CG} / \bar{y}_t \quad (4.123)$$

$$S_t = \frac{3348612.77 \text{ cm}^4}{107.74 \text{ cm}}$$

$$S_t = 31080.05 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 31080054.99 \text{ mm}^3$$

- El módulo de sección que corresponden a la fibra inferior de la losa es:

$$S_{LT} = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_c - h_{losa}} \quad (4.124)$$

$$S_{LT} = \frac{3348612.77 \text{ cm}^4}{80.26 - 22}$$

$$S_{LT} = 57478.56 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 57747859.62 \text{ mm}^3$$

- **Cálculo de los esfuerzos que actúan en la viga:**

Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga ( $f_c$ )

$$f_c = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_C} \quad (4.125)$$

$$f_c = \frac{7.360 \times 10^8 \text{ N.mm}}{41722859.83}$$

$$f_c = 17.64 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (ft):

$$f_t = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_t} \quad (4.126)$$

$$f_t = \frac{7.360 \times 10^8 \text{ N.mm}}{31080054.99}$$

$$f_t = 23.68 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo a compresión que corresponde a la fibra inferior del tablero ( $f_{LT}$ )

$$f_{LT} = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_{LT}} \quad (4.127)$$

$$f_{LT} = \frac{7.360 \times 10^8 \text{ N.mm}}{577478559.62}$$

$$f_{LT} = 12.80 \text{ N/mm}^2$$

- **Esfuerzos reales del hormigón**

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{cSUPERIOR} = \frac{f_c}{(3 * n)} \quad (4.128)$$

$$f_{cSUPERIOR} = 17.64 / (3 * 8)$$

$$f_{cSUPERIOR} = 0.74 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{f_{LT}}{(3 * n)} \quad (4.129)$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 12.80 / (3 * 8)$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

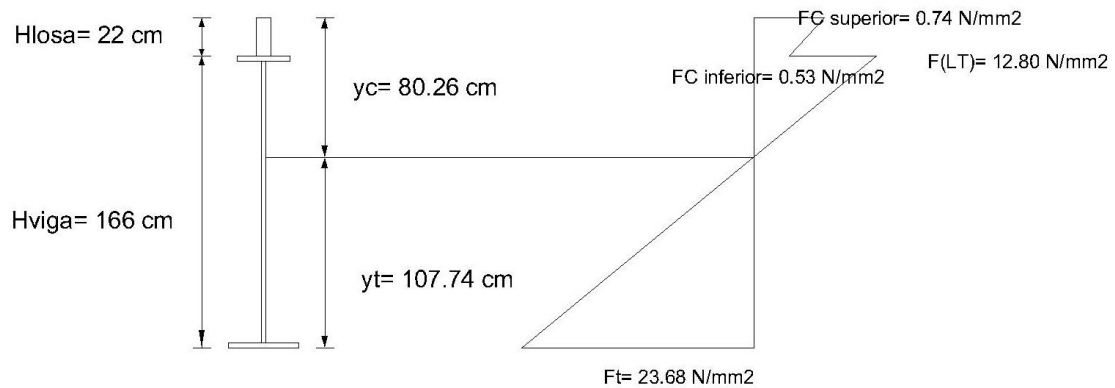


Figura 4. 37: Diagrama de esfuerzos (Segunda Etapa) (Fuente: Elaboración Propia)

#### Puente Vacío

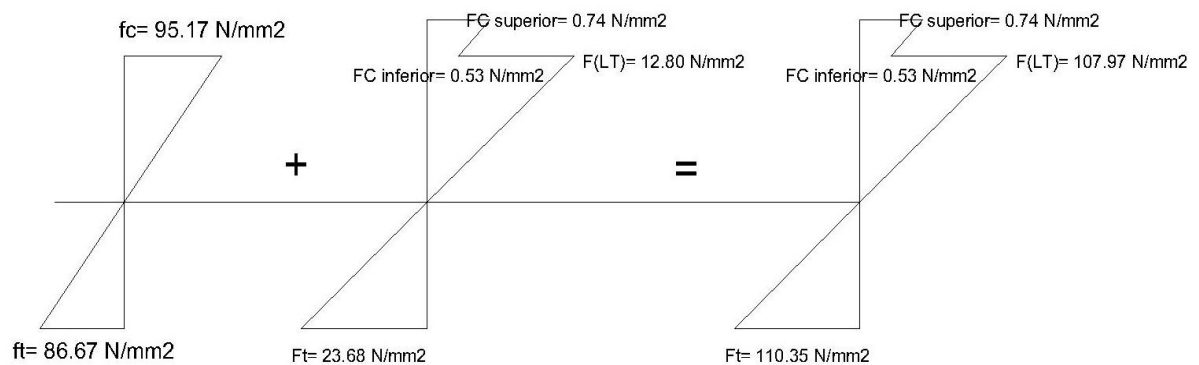


Figura 4. 38: Diagrama de esfuerzos (Puente Vacío) (Fuente: Elaboración Propia)

- **Cálculo de los efectos por carga muerta**

Para el cálculo de una viga simplemente apoyada con un tramo ( $L$ ) donde se sitúan una carga uniformemente distribuida ( $w$ ), la fuerza cortante ( $V_x$ ) y el momento flexionante ( $M_x$ ) a cualquier distancia ( $x$ ) del apoyo son dados por:

$$V_x = w * (0.5L - x) \quad (4.130)$$

$$M_x = x(L - x) * 0.50w \quad (4.131)$$

Tabla 4. 12

*Cortantes máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa).*

ABSCISA (mm)	D1				D2						TOTAL
	TABLERO		VIGAS		BARANDAS		CAPA DE RODADURA		VEREDAS		
	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	W (N/mm)	Vx (N)	
0	14.26	228160	4.66	74560	1.45	23200	8.1	129600	13.44	215040	670560
16000		0		0		0		0		0	0
32000		-228160		-74560		-23200		-129600		-215040	-670560

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 13

*Momentos máximos sin factorar en viga por peso propio (primera + segunda etapa).*

ABSCISA (mm)	D1				D2						TOTAL
	TABLERO		VIGAS		BARANDAS		CAPA DE RODADURA		VEREDAS		
	W (N/mm)	Mx (N.mm)	W (N/mm)	Mx (N.mm)	W (N/mm)	Mx (N.mm)	W (N/mm)	Mx (N.mm)	W (N/mm)	Mx (N.mm)	
0	12.67	0	4.66	0	1.45	0	8.1	0	13.44	0	0
16000		1621760000		596480000		185600000		1036800000		1720320000	5160960000
32000		0		0		0		0		0	0

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.5.3.3. Tercera Etapa: Sección compuesta del puente en servicio

La tercera etapa considera la aplicación de la carga viva en la sección compuesta conocida con el nombre de sección tipo (n) y que es aquella que se considera el módulo de elasticidad instantánea del hormigón para el cálculo de la sección equivalente (Torres, 2013)

- **Verificación del rango de aplicabilidad**
  - Distancia entre ejes longitudinales de viga

$$1100 \text{ mm} \leq S \leq 4900 \text{ mm}$$

$$S = 2700 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Peralte del tablero

$$100 \text{ mm} \leq t_s \leq 300 \text{ mm}$$

$$t_s = 220 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Luz principal

$$6000 \text{ mm} \leq L \leq 73000 \text{ mm}$$

$$L = 32000 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Número de vigas

$$N \geq 4$$

$$N = 4 \quad \text{OK}$$

- **Momento máximo por carga viva**

El máximo momento que produce el camión HL-93 se obtiene de la siguiente forma:

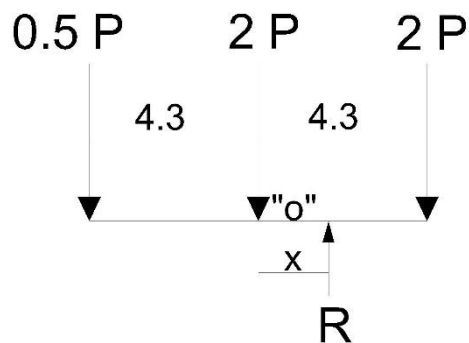


Figura 4. 39: Posición de la resultante por máximo momento (Fuente: Elaboración propia)

$$L = 32000 \text{ mm}$$

$$P = 7.4 \text{ T}$$

Se calcula la resultante:

$$\sum F_y = 0$$

$$0.5P + 2P + 2P = R \quad (4.132)$$

$$R = 4.5P$$

$$\sum M_o = 0$$

$$+(0.5P * 4.3) + (R * x) - (2P * 4.3) = 0 \quad (4.133)$$

$$+(0.5 * 7.4 * 4.3) + (325 * x) - (2 * 7.4 * 4.3) = 0$$

$$x = 1433 \text{ mm } \text{ ó } 1.43 \text{ m}$$

La sección crítica se sitúa a  $x/2$  del centro de la luz, entonces:

$$\frac{x}{2} = \frac{1433}{2} = 716 \text{ mm } \text{ ó } 0.716 \text{ m} \quad (4.134)$$

- **Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica debido a carga viva por:**

- Camión de Diseño
- Carga Distribuida

- **Carga del carril de diseño (Carril Equivalente)**

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. (AASHTO LRFD. 3.6.1.2.4)

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (abscisa 0.00 mm) debido a la carga distribuida

$$Vx = w_{CD} * (0.50L - x) \quad (4.135)$$

$$Vx = 9.5 * ((0.50 * 32000) - 0)$$

$$Vx = 152000 \text{ N } \text{ ó } 152 \text{ kN}$$

$$Mx = x(L - x) * 0.50w_{CD} \quad (4.136)$$

$$Mx = 0.00 * (32000 - 0) * 0.50 * 9.3$$

$$Mx = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (abscisa 16000 mm) debido a la carga distribuida.

$$Vx = w_{CD} * (0.50L - x) \quad (4.137)$$

$$Vx = 9.5 * ((0.50 * 32000) - 16000))$$

$$Vx = 0.00 \text{ kN}$$

$$Mx = x(L - x) * 0.50w_{CD} \quad (4.138)$$

$$Mx = 16000 * (32000 - 16000) * 0.50 * 9.3$$

$$Mx = 1190400 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica (abscisa 15284 mm) debido a la carga viva por Camión de Diseño: (Teorema de Barré)

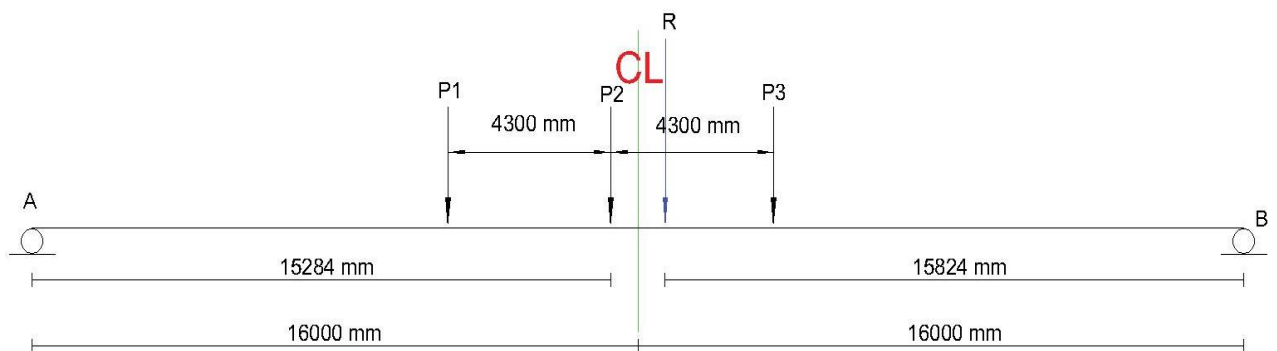


Figura 4. 40: Posición del vehículo en donde se produce el máximo momento (Fuente: Elaboración Propia)

$$\sum M_A = 0$$

$$(R_B * 32000) - (P1 * 10984) - (P2 * 15284) - (P3 * 19584) = 0 \quad (4.139)$$

$$(R_B * 32000) = (35 * 10984) + (145 * 15284) + (145 * 19584)$$

$$R_B = 170.01 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A - P1 - P2 - P3 + R_B = 0 \quad (4.140)$$

$$R_A = (35 + 145 + 145) - 170.01$$

$$R_A = 154.99 \text{ kN}$$

El momento máximo ocurre bajo la carga más cercana a la resultante, en este caso  $x=15284$  del apoyo "A", ver figura 4.40.

$$M_{max} = (R_A * 15284) - (P1 * 4300) \quad (4.141)$$

$$M_{max} = (154.99 * 15284) - (35 * 4300)$$

$$M_{max} = 2218367.16 \text{ kN.m}$$

- **Análisis de cortante máximo en la sección crítica debido a carga viva por Camión de Diseño:**

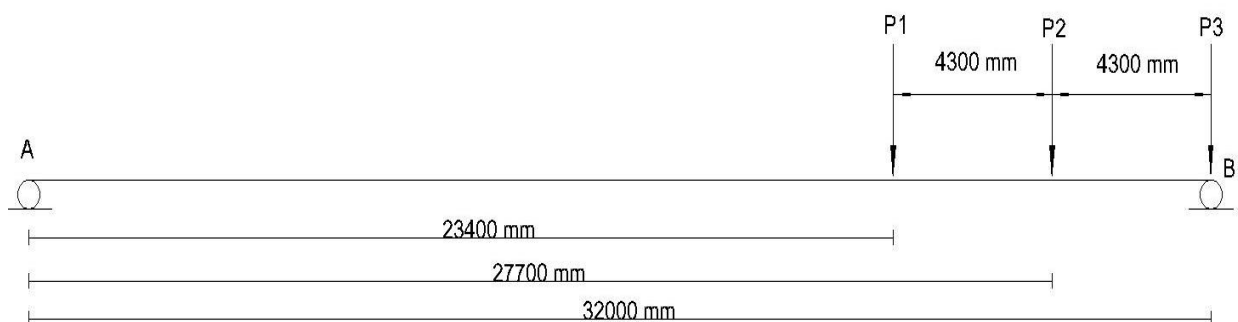


Figura 4. 41: Posición donde se produce el máximo cortante (Fuente: Elaboración Propia)

$$\sum M_A = 0$$

$$-(P_1 * 23400) - (P_2 * 27700) - (P_3 * 32000) + (R_B * 32000) = 0 \quad (4.142)$$

$$(R_B * 32000) = (35 * 23400) + (145 * 27700) + (145 * 32000)$$

$$R_B = 296.11 \text{ kN}$$

El momento máximo por carga viva es la suma del momento en sección crítica debido a las cargas del Camión de Diseño (HL – 93) y más el momento en sección crítica debido a la Carga Distribuida (Carga equivalente)

$$M_{m\acute{a}x (C-V)} = M_{CAMI\acute{O}N DE DISE\tilde{N}O} + M_{CARGA EQUIVALENTE} \quad (4.143)$$

$$M_{m\acute{a}x (C-V)} = 2218367.16 \text{ kN}\cdot\text{mm} + 1190400 \text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$M_{m\acute{a}x (C-V)} = \mathbf{3408767.16 \text{ kN}\cdot\text{mm}}$$

- **Momento Resistente**

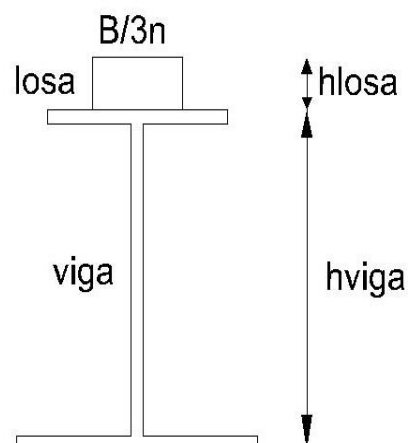


Figura 4. 42: Sección resistente (Puente en servicio) (Fuente: Elaboración Propia)

$$\frac{B}{n} = \frac{2700}{8} = 337.50 \text{ mm} \text{ ó } 33.75 \text{ cm} \quad (4.144)$$

Tabla 4. 14

*Propiedades geométricas de la sección compuesta (Tercera Etapa)*

Sección	Dimensiones (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	yt (cm)	A*yt (cm <sup>3</sup> )	A*(yt) <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	Io=(b*h <sup>3</sup> )/12 (cm <sup>4</sup> )
Losa	33.75x22	742.5	11	8167.5	89843	22183.33
Viga (patín sup)	30x3	90	23.5	2115	49703	67.50
Viga (alma)	2.4x150	384	105	40320	4233600	274400.00
Viga (patín inf)	40x3	120	186.5	22380	4173870	90.00
Suma		1336.5		72982.5	8547015	296740.83

Fuente: Elaboración Propia

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en compresión:

$$\bar{y}_c = \frac{\sum Ay * t}{\sum A} \quad (4. 145)$$

$$\bar{y}_c = \frac{72982.50}{1336.50}$$

$$\bar{y}_c = 54.61 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$\bar{y}_t = h - \bar{y}_c \quad (4. 146)$$

$$\bar{y}_t = 188 - 54.61$$

$$\bar{y}_t = 133.39 \text{ cm}$$

Para hallar la inercia en el centro de gravedad, utilizamos la siguiente formula:

$$I_{CG} = \left( Ayt^2 + \sum I_0 \right) - A(\bar{y}_c^2) \quad (4. 147)$$

$$I_{CG} = (8547015.00 - 296740.83) - (1336.50 * 54.61^2)$$

$$I_{CG} = 4858387.10 \text{ cm}^4$$

- **Cálculo de los módulos de sección**

- El módulo de sección que corresponden a la fibra más extrema sometida a compresión es:

$$S_C = I_{CG} / \bar{y}c \quad (4. 148)$$

$$S_C = \frac{4858387.10 \text{ cm}^4}{54.61 \text{ cm}}$$

$$S_C = 88969.74 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 88969744.32 \text{ mm}^3$$

- El módulo de sección que corresponden a la fibra más extrema sometida a tracción es:

$$S_t = I_{CG} / \bar{y}t \quad (4. 149)$$

$$S_t = \frac{4858387.10 \text{ cm}^4}{133.39 \text{ cm}}$$

$$S_t = 36421.65 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 36421654.56 \text{ mm}^3$$

- El módulo de sección que corresponden a la fibra inferior de la losa es:

$$S_{LT} = \frac{I_{CG}}{\bar{y}c - h_{losa}} \quad (4. 150)$$

$$S_{LT} = \frac{4858387.10 \text{ cm}^4}{54.61 - 22}$$

$$S_{LT} = 148997.45 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad 148997449.80 \text{ mm}^3$$

- **Cálculo de los esfuerzos que actúan en la viga:**

Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga ( $f_c$ )

$$f_c = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_C} \quad (4. 151)$$

$$f_c = \frac{3.409 \times 10^9 \text{ N.mm}}{88969744.32}$$

$$f_c = 38.31 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga (ft):

$$f_t = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_t} \quad (4.152)$$

$$f_t = \frac{3.409 \times 10^9 \text{ N.mm}}{36421654.56}$$

$$f_t = 93.59 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo a compresión que corresponde a la fibra inferior del tablero ( $f_{LT}$ )

$$f_{LT} = \frac{M_{MÁX (CL)}}{S_{LT}} \quad (4.153)$$

$$f_{LT} = \frac{3.409 \times 10^9 \text{ N.mm}}{148997449.80}$$

$$f_{LT} = 22.88 \text{ N/mm}^2$$

- **Esfuerzos reales del hormigón**

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{cSUPERIOR} = \frac{f_c}{(n)} \quad (4.154)$$

$$f_{cSUPERIOR} = 38.31 / (8)$$

$$f_{cSUPERIOR} = 4.79 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{cINFERIOR} = \frac{f_{LT}}{(n)} \quad (4.155)$$

$$f_{cINFERIOR} = 22.88 / (8)$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

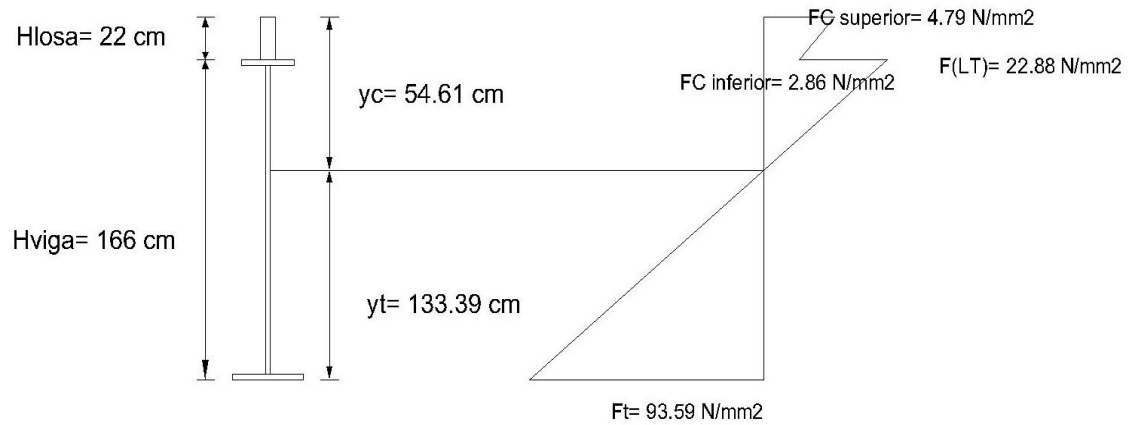


Figura 4. 43: Diagrama de esfuerzos (3ra etapa) (Fuente: Elaboración Propia)

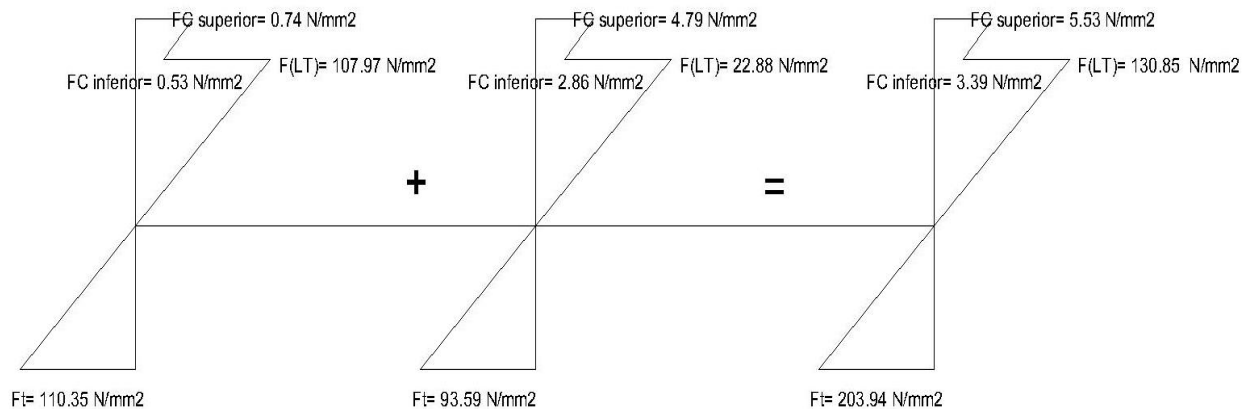


Figura 4. 44: Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio) (Fuente: Elaboración Propia)

- **Verificación de los esfuerzos admisibles**

Acero estructural:

$$f_{c_{admisible}}: 0.60 * f_y = 0.60 * 350 = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (4. 156)$$

$$210 \text{ N/mm}^2 > 203.94 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.5.4. Efectos De Carga Combinados

Según (Rodríguez Serquén, 2012)

$$Q = \eta[\gamma_{DC}DC + \gamma_{DW}DW + \gamma_{LL}(LL + IM)] \quad (4. 157)$$

Factores de carga para el estado límite de resistencia I (Tabla 4.4)

$$\gamma_{DC} = 1.25$$

$$\gamma_{DW} = 1.50$$

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

#### 4.5.5. Análisis por cortante

La resistencia por cortante es una función de la razón altura a espesor del alma y del espaciamiento de los atiesadores intermedios que pueden estar presentes. La capacidad por cortante tiene dos componentes: la resistencia antes del pandeo, y la resistencia posterior al pandeo. (Segui, 2000)

#### Esfuerzos cortantes últimos solicitantes en secciones obligatorias:

$$V = V_{X_{CARGA MUERTA}} + V_{X_{CARGA VIVA}} \quad (4. 158)$$

$$V = V_{X_{LOSA}} + V_{X_{VIGA}} + V_{X_{BARANDA}} + V_{X_{VEREDA}} + V_{X_{CAPA-RODADURA}} + V_{X_{CAMION}} \\ + V_{X_{DISTRIBUIDA}}$$

$$Vu = n * ((\gamma_{DC} * V_{DC}) + (\gamma_{DW} * V_{DW}) + (\gamma_{LL} * V_{LL})) \quad (4. 159)$$

Los factores de carga para el Estado Límite de Resistencia 1 son los siguientes:

- $\gamma_{DC} = 1.25$  , para efectos de carga muerta correspondiente al parapeto + losa + vereda
- $\gamma_{DW} = 1.50$ , para efectos de carga muerta correspondiente a la capa de rodadura + viga

- $\gamma_{LL} = 1.75$ , para efectos de carga viva correspondiente al Camión de Diseño + la Carga Distribuida

Por lo tanto:

$$Vu = 1.00 * ((1.25 * V_{DC}) + (1.50 * V_{DW}) + (1.75 * V_{LL})) \quad (4. 160)$$

Tabla 4. 15

*Esfuerzos cortantes últimos en secciones influyentes*

ABSCISA	D1		D2			CARGA VIVA		Vu
	LOSA	VIGA	BARANDAS	CAPA - RODADURA	VEREDAS	CAMION DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
	Vn (N)	Vn (N)	Vn (N)	Vn (N)	Vn (N)	Vn (N)	Vn (N)	
0	228160	74560	23200	129600	215040	296110	152000	1714352.5
16000	0	0	0	0	0	0	0	0
32000	-228160	-74560	-23200	-129600	-215040	-296110	-152000	-1714352.5
	1.25		1.5			1.75		

Fuente: Elaboración Propia

### **Análisis de sección crítica por esfuerzo cortante último:**

$$Vu_{SOLICITANTE} = 1714352.50 \text{ N}$$

El esfuerzo máximo solicitante debe de ser menor o igual al esfuerzo cortante resistente.

$$Vu_{SOLICITANTE} \leq Vu_{RESISTENTE}$$

Donde:

$$\phi = \text{factor de resistencia al corte } (\phi = 0.90)$$

$$Vu = \text{Resistencia nominal al corte (N)}$$

La resistencia nominal al cortante de un alma sin rigidizar o rigidizada se especifica como:

$$Vn = 0.6 * Fy * A_w * C_v \quad (4. 161)$$

Donde:

$F_y =$  Esfuerzo a la ruptura del acero

$A_w =$  Area del alma

$C_v =$  Radio de giro

Pero:

$$C_v = \frac{1.10}{d/tw} * \sqrt{\frac{5 * E}{f_y}} \quad (4. 162)$$

$$C_v = \frac{1.10}{1600/24} * \sqrt{\frac{5 * (2 * 10^6)}{4900}}$$

$$C_v = 0.75$$

Cálculo de la altura de sección de la viga metálica para satisfacer el cortante último

solicitante:

$$Vu = \frac{Vu_{RESISTENTE}}{\phi} \quad (4. 163)$$

SI:

$$Vu_{SOLICITANTE} = Vu_{RESISTENTE}$$

$$\frac{Vu_{SOLICITANTE}}{\phi} = 0.60 * F_y * A_w * C$$

$$A_w = \frac{Vu_{SOLICITANTE}}{\phi * 0.60 * F_y * C} \quad (4. 164)$$

$$A_w = \frac{1.714 * 10^6}{0.90 * 0.60 * 490 * 0.75}$$

$$A_w = 8636.93 \text{ mm}^2$$

$$A_w = tw * d \quad (4. 165)$$

$$d = \frac{A_w}{tw} = \frac{8636.93}{24}$$

$$d = 359.87 \text{ mm}$$

$$d_{ADOPTADO} = 1600 \text{ mm}$$

Entonces:

$$Vn = 0.60 * Fy * (tw * d_{ADOPTADO}) * C \quad (4.166)$$

$$Vn = 0.60 * 490 * (24 * 1600) * 0.75$$

$$Vn = 8.467 * 10^6 N$$

$$Vu_{RESISTENTE} = \phi * Vu$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 0.90 * (8.467 * 10^6)$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 7.62 * 10^6 N$$

Condición:

$$Vu_{SOLICITANTE} \leq Vu_{RESISTENTE} \quad (4.167)$$

$$1.714 * 10^6 \leq 7.62 * 10^6 \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.5.6. Análisis Por Flexión

- **Momentos últimos solicitantes en los apoyos y centro de la luz**

$$M = Mx_{CARGA MUERTA} + Mx_{CARGA VIVA} \quad (4.168)$$

$$M = Mx_{LOSA} + Mx_{VIGA} + Mx_{BARANDA} + Mx_{VEREDA} + Mx_{CAPA-RODADURA} + Mx_{CAMION} \\ + Mx_{DISTRIBUIDA}$$

$$Mu = n * ((\gamma_{DC} * M_{DC}) + (\gamma_{DW} * M_{DW}) + (\gamma_{LL} * M_{LL})) \quad (4.169)$$

Los factores de carga para el Estado Límite de Resistencia 1 son los siguientes:

- $\gamma_{DC} = 1.25$ , para efectos de carga muerta correspondiente al parapeto + losa + vereda
- $\gamma_{DW} = 1.50$ , para efectos de carga muerta correspondiente a la capa de rodadura + viga

- $\gamma_{LL} = 1.75$ , para efectos de carga viva correspondiente al Camión de Diseño + la Carga Distribuida

Momentos últimos solicitantes en secciones obligatorias (en apoyos y centro de luz):

$$M_u = 1.00((1.25 * M_{DC}) + (1.50 * M_{DW}) + (1.75 * M_{LL})) \quad (4.170)$$

- **Cálculo de la capacidad del momento resistente en el centro de la luz**

Para hallar el valor del momento resistente se analiza la carga resistente de cada elemento estructural que pertenece a la sección transversal compuesta (elementos de viga y de tablero), se realiza este cálculo y se localiza el eje neutro plástico, correspondiente a uno de los tres casos posibles.

Tabla 4. 16

*Esfuerzos flexionantes últimos en secciones influyentes*

ABSCISA	D1		D2			CARGA VIVA		Mu
	LOSA	VIGA	BARANDAS	CAPA - RODADURA	VEREDAS	CAMION DE DISEÑO	CARGA DISTRIBUIDA	
	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0
16000	1621760000	596480000	185600000	1036800000	1720320000	2218367160	1190400	11071105730
32000	0	0	0	0	0	0	0	0
	1.25		1.5			1.75		

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto:

$$M_{uSOLICITANTE} = 1.107 \times 10^{10} \text{ N. mm}$$

- **Cálculo de la Capacidad del Momento Plástico**

Para la obtención del momento plástico resistente se analiza las cargas que actúan en cada uno de los elementos de la viga y losa, con esto se localiza el eje neutro plástico con lo que se examinan estos tres casos:

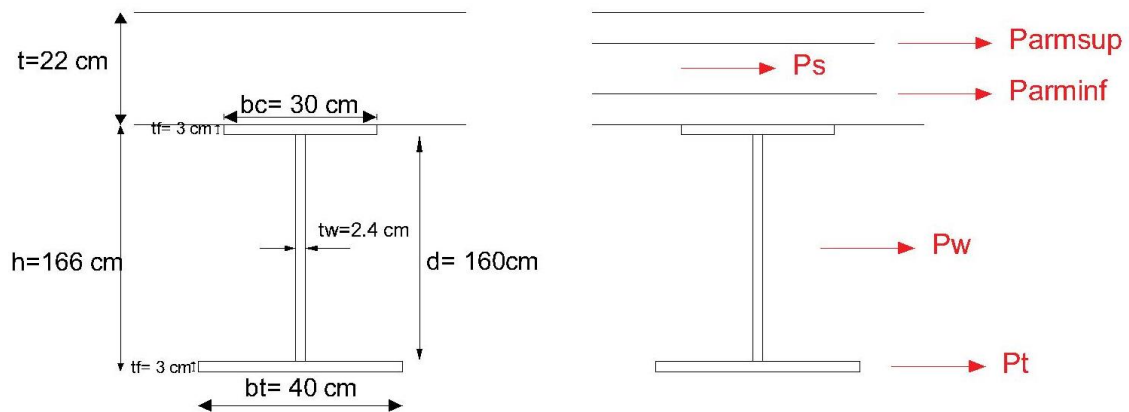


Figura 4. 45: Carga resistente para cada elemento (viga y losa) (Fuente: Elaboración Propia)

- **Calculo de las cargas para cada elemento**

- Carga resistente por el patín en tensión (inferior)

$$Pt = fy * bt * tt \quad (4. 171)$$

$$Pt = 350 * 400 * 30$$

$$Pt = 4.2 \times 10^6 N$$

- Carga resistente por el alma

$$Pw = fy * bt * tf \quad (4. 172)$$

$$Pw = 350 * 24 * 1600$$

$$Pw = 13.44 * 10^6 N$$

- Carga resistente por el patín en compresión (superior)

$$P_c = f_y * b_c * t_c \quad (4.173)$$

$$P_c = 350 * 300 * 30$$

$$P_c = 3.15 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente por la losa del tablero

$$P_s = 0.85 * f'_c * b_s * t_s \quad (4.174)$$

$$P_s = 0.85 * 28 * 2700 * 220$$

$$P_s = 14.18 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente por la armadura en el tablero

$$P_{arm_{SUP}} = f_y * (\pi * \frac{d^2}{4}) \quad (4.175)$$

$$P_{arm_{SUP}} = 350 * (\pi * \frac{16^2}{4})$$

$$P_{arm_{SUP}} = 0.07 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_{arm_{INF}} = f_y * (\pi * \frac{d^2}{4}) \quad (4.176)$$

$$P_{arm_{INF}} = 350 * (\pi * \frac{16^2}{4})$$

$$P_{arm_{INF}} = 0.07 \times 10^6 \text{ N}$$

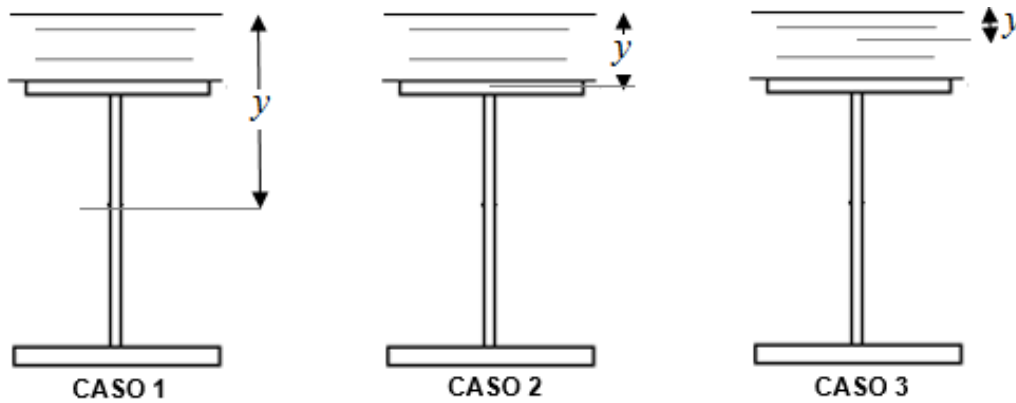


Figura 4. 46: Posible ubicación del eje neutro de la sección resistente compuesta (Fuente: Rúaless (2014))

### Caso 1: El eje neutro plástico se encuentra en el alma

$$Pt + Pw \geq Pc + Ps + Parm_{SUP} + Parm_{INF} \quad (4.177)$$

$$4.2 \times 10^6 + 13.44 \times 10^6 \geq 3.15 \times 10^6 + 14.18 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$1.764 \times 10^7 \geq 1.747 \times 10^7$$

### Caso2: El eje neutro plástico se encuentra en el patín superior

$$Pt + Pw + Pc \geq Ps + Parm_{SUP} + Parm_{INF} \quad (4.178)$$

$$4.2 \times 10^6 + 13.44 \times 10^6 + 3.15 \times 10^6 \geq 14.18 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$2.079 \times 10^7 > 1.43 \times 10^7$$

### Caso 3: El eje neutro plástico se encuentra en el tablero

$$Pt + Pw + Pc \geq Ps \left( \frac{dsup}{t} \right) + Parm_{SUP} + Parm_{INF} \quad (4.179)$$

$$4.2 \times 10^6 + 13.44 \times 10^6 + 3.15 \times 10^6 \geq 14.18 \times 10^6 * \left( \frac{16.7}{22} \right) + 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$2.079 \times 10^7 \geq 1.09 \times 10^7$$

Se puede observar que se cumplen las tres condiciones, pero en el primer caso la diferencia es mínima en comparación con el caso dos y tres, por lo que el eje neutro resistente de la sección compuesta se encuentra en el alma de la viga.

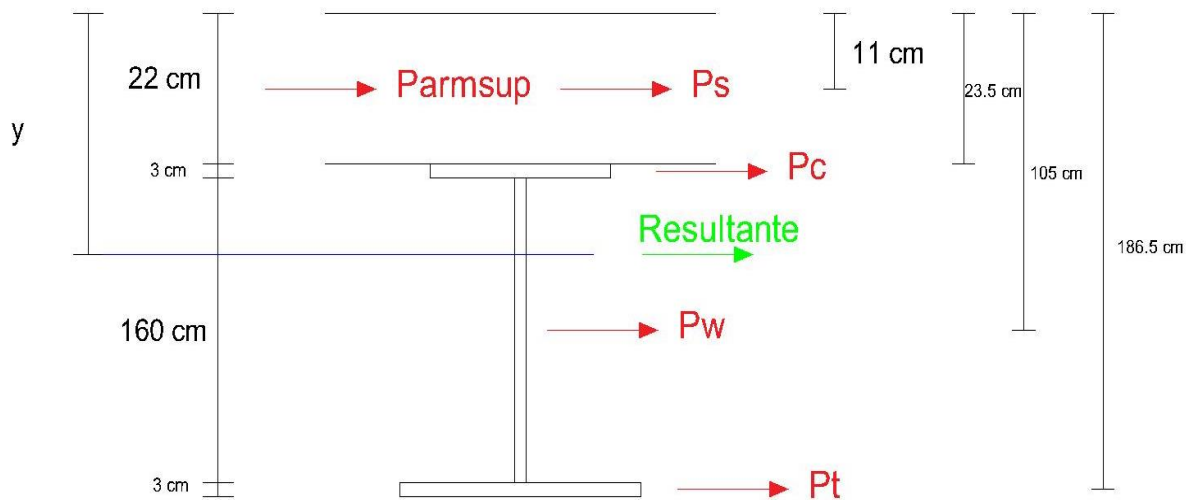


Figura 4. 47: Ubicación del eje neutro plástico en la viga (Fuente: Elaboración Propia)

$$R = \sum F_i$$

$$R = (2 * 0.07) + 4.2 + 13.44 + 3.15 + 14.18 \quad (4. 180)$$

$$R = 35.11 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\sum M = 0$$

$$(11 * 2 * 0.07) + (11 * 14.18) + (23.5 * 3.15) + (105 * 13.44) + (186.5 * 4.2) = 35.11 * Y$$

$$Y = 69.10 \text{ mm}$$

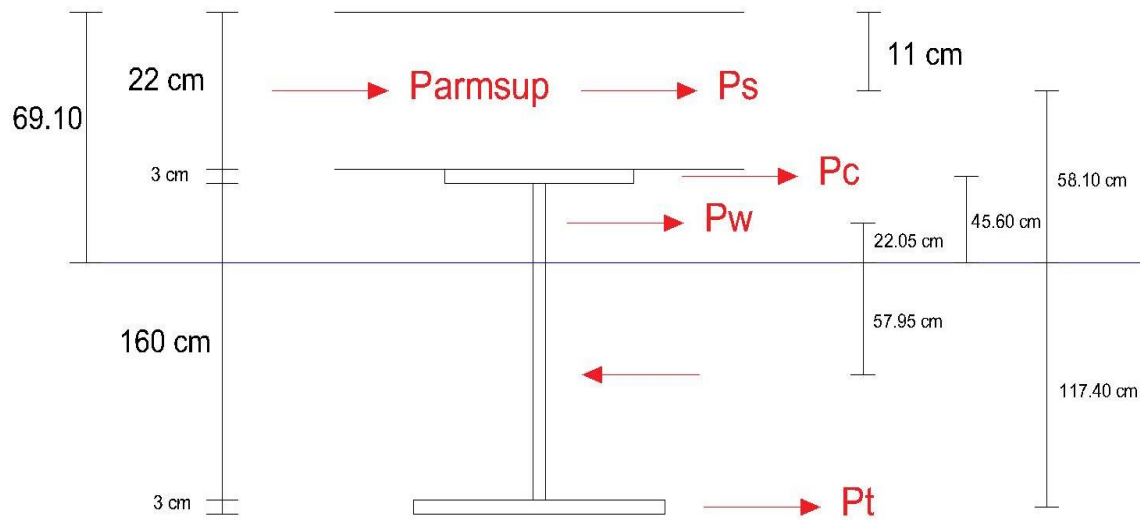


Figura 4. 48: Ubicación del eje neutro plástico en la viga, acotado (Fuente: Elaboración Propia)

- **Capacidad del momento resistente**

$$Mn_{RESISTENTE} = (58.10 * 2 * 0.07) + (58.10 * 14.18) + (45.60 * 3.15) + (22.05 * 3.70) + (57.95 * 9.74) + (117.40 * 4.2) \quad (4.181)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 21.14 \times 10^6 \text{ kN.mm}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi Mn_{RESISTENTE} \quad (4.182)$$

$$M_U = 0.85 * (21.14 \times 10^6)$$

$$M_U = 17.96 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$Mu_{SOLICITANTE} \leq Mu_{RESISTENTE} \quad (4.183)$$

$$11.07 \times 10^6 \text{ N.mm} < 17.96 \times 10^6 \text{ N.mm} \quad \text{Si Cumple}$$

#### 4.5.7. Determinación si la sección es compacta:

El alma no debe estar unida a los rigidizadores longitudinales y la sección satisface el límite de esbeltez del alma. La sección es compacta si cumple con la siguiente desigualdad:

$$\frac{2 * y}{tw} \leq 376 * \sqrt{\frac{E}{fy * C}} \quad (4. 184)$$

Donde:

- $y$ = ubicación del eje neutro plástico (cm)
- $tw$ = espesor del alma de la viga (cm)
- $E$ = módulo de elasticidad de la viga (MPa)
- $fy$ = esfuerzo mínimo de fluencia del acero (MPa)

$$\frac{2 * 69.10}{2.50} \leq 376 * \sqrt{\frac{210}{350 * 0.75}}$$

$$55.28 \leq 376.30$$

$\therefore$  La sección es compacta

#### 4.5.8. Control de Deflexiones

Conocidas las propiedades de la sección, se considera la deformación de una viga simplemente apoyada con 32.00 (m) de luz y carga uniformemente distribuida.

La deflexión calculada por carga muerta se utiliza para calcular la contra flecha de dicha viga, la deflexión calculada por carga viva no debe exceder los valores establecidos por el código de la AASHTO LRFD.

La deformación máxima se localiza en el centro de la viga cuya fórmula es:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (4. 185)$$

Donde:

- $q$  = carga distribuida sobre la viga (Kg/m)
- $L$  = largo de la viga (m)
- $E$  = módulo de elasticidad de la viga
- $I$  = inercia de la sección transformada

Entonces:

$$M_{m\acute{a}x} = M_{max_{C-L}}(1ra\ etapa) + M_{M\acute{A}X_{(CL)}}(2da\ etapa) \quad (4.186)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 242161.92\ Kg.m + 73600.00\ Kg.m$$

$$M_{m\acute{a}x} = 315761.92\ Kg.m$$

Pero se tiene la fórmula:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{w * L^2}{8} \quad (4.187)$$

Se despeja  $w$ :

$$w = \frac{8 * M_{m\acute{a}x}}{L^2} \quad (4.188)$$

$$w = \frac{8 * 315761.92}{32^2}$$

$$w = 2466.89 \frac{Kg}{m} \quad \acute{o} \quad 24.69 \frac{Kg}{cm}$$

Obtenido la carga  $w$ , se reemplaza en la ecuación 4.175, así:

$$\delta = \frac{5 * 24.69 * 3200^4}{384 * (2 \times 10^6) * (2204165.98)}$$

$$\delta = 7.65\ cm$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{360} \quad (4.189)$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{3200}{360}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 8.89 \text{ cm}$$

$$\therefore \delta_{m\acute{a}x} > \delta \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.5.9. Contra flecha

Se utiliza la siguiente ecuación para darle a la viga una contra flecha tipo parabólica de 8.89 cm:

$$y^2 = k * x \quad (4.190)$$

Donde:

$y = \text{ordenada de la deflexión} = 8.89 \text{ cm}$

$x = \text{abscisa de la luz del puente cada 4 metros}$

$k = \text{constante}$

Despejando la ecuación 4.179, se tiene:

$$k = \frac{y^2}{x} \quad (4.191)$$

Si:  $x = L/2$

$$x = 32/2 = 16.00 \text{ m}$$

Entonces

$$k = \frac{8.9^2}{1600}$$

$$k = 0.0495 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 0.000495 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$y = \sqrt{0.000495 * x}$$

x (m)	y (m)
0.000	0.000
4.000	0.044
8.000	0.063
12.000	0.077
16.000	0.089

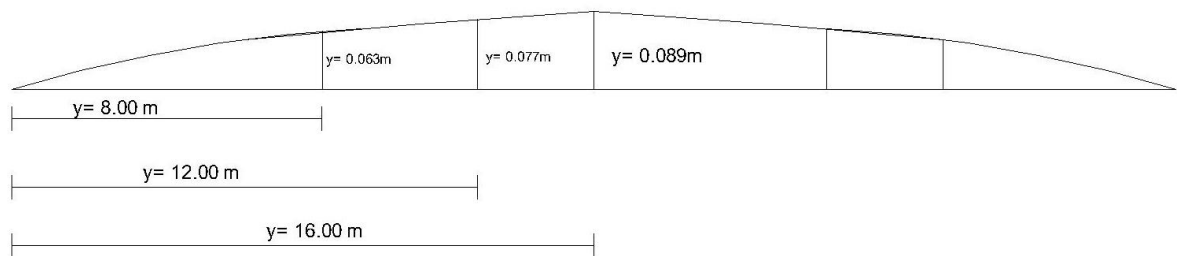


Figura 4. 49: Contra flecha debido a carga muerta (Fuente: Elaboración Propia)

#### 4.5.10. Elementos Secundarios

##### 4.5.10.1. Rigidizadores

##### 4.5.10.1.1. Rigidizador Transversal de Apoyo

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero A-36

➤ **Ancho del rigidizador de apoyo ( $b_s$ )**

$$b_s = \frac{bc - tw}{2} \quad (4.192)$$

Donde:

$$b_s = \frac{300 - 24}{2}$$

$$b_s = 138 \text{ mm}$$

➤ **Espesor del rigidizador de apoyo ( $t_s$ )**

$$t_s \geq (b_s * f_y^{0.5})/578 \quad (4.193)$$

$$t_s \geq (138 * 3500^{0.5})/578$$

$$t_s \geq 14.12 \text{ mm}$$

$$t_s = 16 \text{ mm}$$

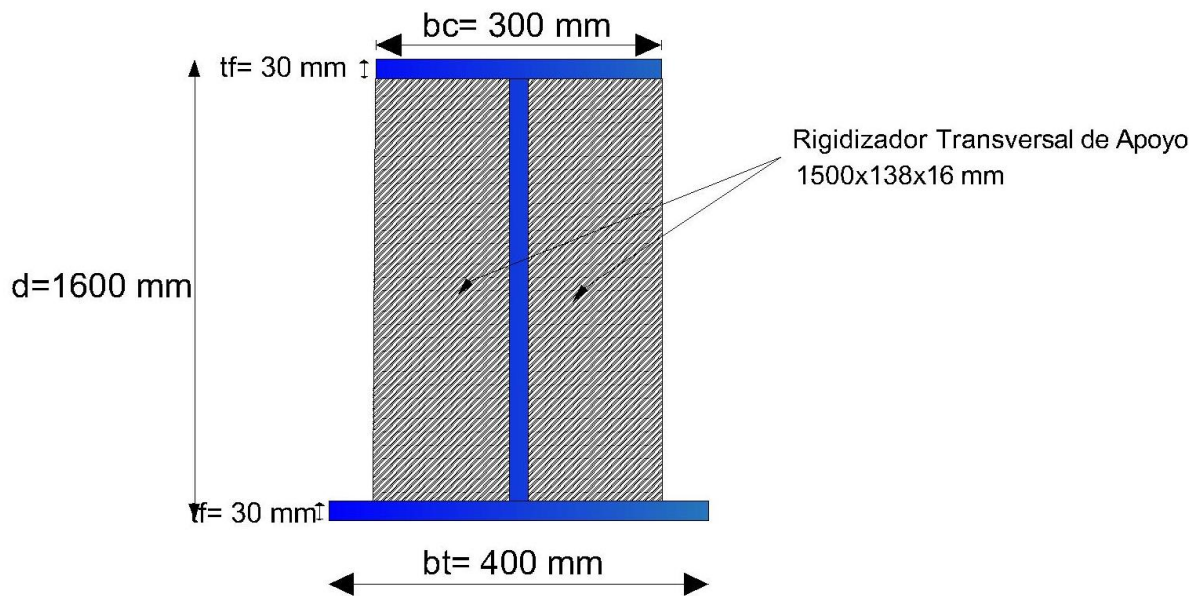


Figura 4. 50: Rigidizadores transversales de apoyo (Fuente: Elaboración Propia)

**4.5.10.1.2. Rigidizador transversal intermedio**

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero estructural A – 36

➤ **Ancho del rigidizador ( $b_r$ )**

$$b_r = b_t/4 \quad (4.194)$$

Donde:

$$b_r = \frac{400}{4} = 100 \text{ mm}$$

$$b_r = 50 + d/30 \quad (4.195)$$

Donde:

$$br = 50 + \frac{1600}{30} = 103.33 \text{ mm}$$

$$br_{ADOPTADO} = 105 \text{ mm}$$

➤ **Espesor del rigidizador (tp)**

$$tp = br/16 \quad (4.196)$$

$$tp = \frac{105}{16}$$

$$tp = 6.56 \text{ mm}$$

$$tp_{ADOPTADO} = 10 \text{ mm}$$

Condición:

$$16tp \geq br \geq 0.25 * bc \quad (4.197)$$

$$16 * 10 \geq 105 \geq 0.25 * 300$$

$$160 \geq 105 \geq 75$$

SI CUMPLE

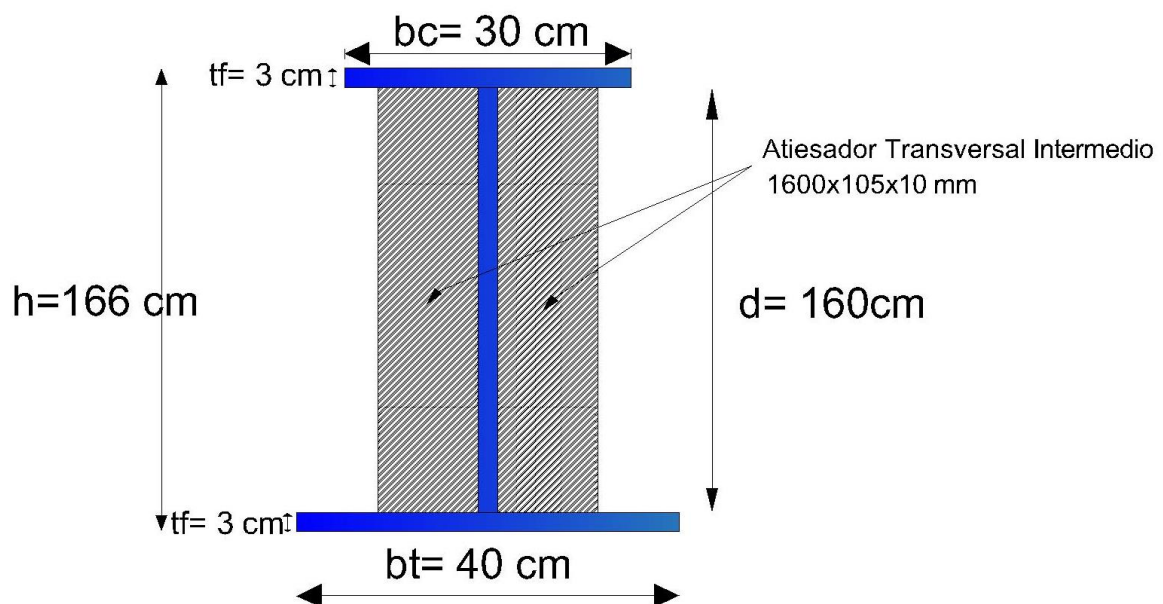


Figura 4. 51: Rigidizador Transversal Intermedio (Fuente: Elaboración Propia)

➤ **Espaciamiento entre rigidizadores intermedios**

$s = \text{espaciamiento entre rigidizadores transversales}$

$D = \text{profundidad total del alma} = 1600 \text{ mm}$

El espaciado adoptado entre rigidizadores intermedios debe ser menor a los siguientes valores:

$$s \leq d * \left( \frac{260}{d/tw} \right)^2 \quad (4.198)$$

$$s \leq (3 * d) \quad (4.199)$$

Entonces:

$$s = 1600 * \left( \frac{260}{1600/24} \right)^2 \quad (4.200)$$

$$s = 24336.00 \text{ mm}$$

$$s = (3 * 1600)$$

$$s = 4800 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se adopta el menor valor que es  **$s = 4800 \text{ mm}$**

El primer rigidizador se colocará a una distancia de  $D/2$  del rigidizador de apoyo

#### 4.5.10.1.3. Rigidizador Longitudinal

No se requiere rigidizador longitudinal si las siguientes dos desigualdades se cumplen:

$$tw \geq d_{CL} * \frac{(0.60 * fy)^{0.5}}{6085} \quad (4.201)$$

$$tw \geq 160 * \frac{(0.60 * 350)^{0.5}}{6085}$$

$$2.4 \geq 0.38$$

SI CUMPLE

$$tw \geq \frac{d_{CL}}{170} \quad (4.202)$$

$$2.4 \geq \frac{160}{170}$$

$$2.4 \geq 0.94 \quad \text{SI CUMPLE}$$

***∴ No necesita la colocación de rigidizadores longitudinales***

#### **4.5.10.2. Conectores de Corte**

Los conectores de cortes metálicos, conocidos como conectores de corte, sirven para garantizar la unión monolíticamente entre la losa de hormigón y la viga metálica; además son diseñados para resistir la fuerza cortante horizontal producida en la unión losa-viga. De acuerdo con lo establecido por el código de diseño de estos conectores, deben tomar en cuenta las fuerzas de corte horizontal producidas únicamente por la carga viva. Para este proceso de diseño se distinguen dos tipos de conectores el tipo canal y el conector tipo “stud” (Torres, 2013)

Se diseñará conectores de corte para la viga compuesta de acción mixta total

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

##### ○ **Resistencia a la fatiga**

Según (AASHTO LRFD. 6.10.10.2), la resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual,  $Z_r$ , se deberá tomar como:

$$Z_r = a * \phi_{PERNO}^2 \geq \frac{38 * d^2}{2} \quad (4.203)$$

$$a = 238 - 29.50 \log N \quad (4.204)$$

$$N = 365 * 75 * n * ADDTT_{SL} \quad (4.205)$$

Donde:

$a$  = coeficiente, este depende del número de ciclos de carga

$\phi_{PERNO}$  = diámetro del conector de corte tipo perno (mm)

$N$  = número de ciclos

$n$  = número de ciclos por pasada de un camión

#### ○ Frecuencia

Según (AASHTO LRFD. 3.6.1.4.2), la frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ( $ADTT_{SL}$ ). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones. En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad (4.206)$$

Donde:

$ADTT$  = Número de camiones por día en una dirección, promediando sobre el periodo de diseño

$ADTT_{SL}$  = Número de camiones por día en un único carril, promediando sobre el periodo de diseño

$p$  = Valor especificado en la tabla 4.17

$$ADT = 20000$$

Tabla 4. 17

*Fracción de tráfico de camiones en un único carril*

Número de carriles disponibles para camiones	$p$
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Fuente: AASHTO LRFD (Tabla 3.6.1.4.2-1)

Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario ADT (average daily traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20000 vehículos por carril y por día. Al considerar el ADTT se debe considerar este valor limitante. (Rúales Fonseca, 2014)

Para calcular el valor de ADTT se multiplica el ADT por la fracción de camiones en el tráfico (Tabla 4.17), para este caso se escoge el valor de fracción de otras carreteras rurales.

Tabla 4. 18

*Fracción de camiones en el tráfico*

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

Fuente: AASHTO LRFD, Tabla: 3.6.1.4.2-1

Entonces:

$$ADTT = 0.15 * ADT \quad (4.207)$$

$$ADTT = 0.15 * 20000$$

$$ADTT = 3000$$

$$ADTT_{SL} = 0.85 * 3000 \quad (4.208)$$

$$ADTT_{SL} = 2550$$

El número de ciclos por pasada de un camión ( $n$ ), se muestran en el siguiente cuadro

Tabla 4. 19

*Ciclos por pasada de camión ( $n$ )*

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

Fuente: AASHTO LRFD, Tabla 6.6.1.2.5-2

$$N = 365 * 75 * n * ADTT_{SL} \quad (4.209)$$

$$N = 365 * 75 * 1.00 * 2550$$

$$N = 6.98 \times 10^7$$

$$a = 238 - 29.50 \log N \quad (4.210)$$

$$(A.6.10.10.2-2)$$

$$a = 238 - 29.50 \log(6.95 \times 10^7)$$

$$a = 6.66$$

Tabla 4. 20

*Tipos de conectores de corte*

TIPOS DE CONECTORES		NS 500/250	NS 625/250	NS 625/300	NS 625/400	NS 750/400
Diámetro de vástago	C	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago	L	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza	D	1 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "
Altura de la cabeza	H	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

Fuente: (Rúales, 2014)

Se elige el conector tipo NS 625/400

$$Zr = a * \phi_{perno}^2 \quad (4.211)$$

$$Zr = 6.66 * 15.88^2$$

$$Zr = 1679.48 N$$

#### ○ Resistencia al Corte

Según (AASHTO LRFD. 6.10.10.4.1), la resistencia al corte mayorada de un único conector de corte,  $Q_r$ , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n \quad (4.212)$$

Donde:

$Q_n =$  Resistencia nominal al corte de un conector de corte individual

$\phi_{sc} =$  Factor de resistencia para conectores de corte especificados en el Art. 6.5.4.2

Según (AASHTO LRFD. 6.10.10.4.3), la resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad (4.213)$$

Donde:

$A_{sc}$  = Área de la sección trasnversal de un conector de corte tipo perno ( $mm^2$ )

$E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón del tablero (MPa)

$F_u$  = Mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno, especificada en el Art. 6.4.4 = 415 MPa

Para el cálculo del módulo de elasticidad, según (AASHTO LRFD. 6.10.10.4.3), para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500  $Kg/m^3$ , se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad (4.214)$$

Donde:

$\gamma_c$  = Densidad del hormigón ( $N/m^3$ )

$f'c$  = Resistencia especificada del hormigón (MPa)

$$E_c = 0.043 * (2400)^{1.5} * \sqrt{28}$$

$$E_c = 26752.50 \text{ MPa}$$

Con el conector NS 625/400, se tiene:

$$A_{sc} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * (15.88)^2}{4} = 197.93 \text{ mm}^2$$

$$Q_n = 0.5 * 197.93 * \sqrt{28 * 26752.50} \leq 197.93 * 415$$

$$Q_n = 85653.05 > 82153.40$$

$$\therefore Q_n = 85653.05 \text{ N}$$

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n$$

$$Q_r = 0.85 * 85653.05$$

$$Q_r = 75805.09 \text{ N}$$

- **Fuerza de Corte Nominal**

Según (AASHTO LRFD. 6.10.10.4.2), Para los tramos simples y para los tramos compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total,  $P$ , entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se deberá tomar como:

$$P = P_p \quad (4. 215)$$

Donde:

$P_p =$  Fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón en el punto de máxima sobrecarga positiva mas momento de impacto en (N)

$$P_p = 0.85 * f'c * bs * ts \quad (4. 216)$$

Donde:

$bs =$  Ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)

$ts =$  Espesor del tablero de hormigón (mm)

$$P_p = 0.85 * 28 * 10000 * 220$$

$$P_p = 5.236 \times 10^7 N$$

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte,  $n$ , sobre la región considerada se deberá tomar según (AASHTO LRFD. 6.10.10.4.1)

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (4. 217)$$

$$n = \frac{5.236 \times 10^7 N}{75805.09}$$

$$n = 691 \text{ unidades}$$

Para cada viga, el número de conectores es:

$$n_{c/viga} = \frac{691}{4} = 173 \text{ conectores}$$

El espaciamiento longitudinal entre conectores es:

$$S_L = \frac{L - (2 * s)}{n} \quad (4. 218)$$

Donde:

$s =$  distancia entre los extremos de la viga hacia la ubicación del primer conector de corte

$$S_L = \frac{32000 - (2 * 100)}{173 - 1}$$

$$S_L = 184.88 \text{ mm}$$

Se adopta 200 mm,

Entonces:

$$n = \frac{32000 - (2 * 100)}{200} + 1 = 160$$

$$n = 160 \text{ conectores}$$

$$S_L = 200 \text{ mm}$$

- **Chequeo de espaciamientos**

### **Separación longitudinal de los conectores de corte**

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga,  $p$ , deberá satisfacer según (AASHTO LRFD. 6.10.10.1.2):

$$p \leq \frac{n * Zr}{V_{sr}} \quad (4. 219)$$

$$V_{sr} = \frac{V_f * Q}{I} \quad (4. 220)$$

Donde:

$I =$  Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^4$ )

$n =$  Número de conectores de corte en una sección transversal

$p$  = Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm)

$V_f$  =Rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas

para Estado Límite de Fatiga (N)

$Q$  =Primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón

respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo ( $mm^3$ )

$Z_r$  = Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N)

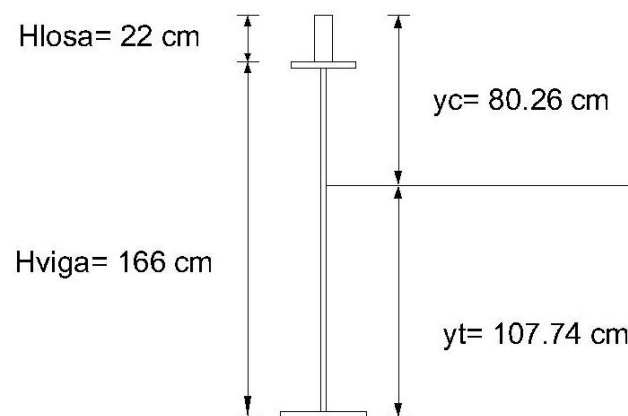


Figura 4. 52: Detalle de  $y_c$ , segunda etapa (Fuente: Elaboración Propia)

$$V_f = Vu_{SOLICITANTE} = 1.714 \times 10^6 \text{ N}$$

$$I_{CG} = 3348612.77 \text{ cm}^4 \text{ (Segunda Etapa)}$$

$$Q = \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} * t_{tablero} * (y_c - \frac{t_{tablero}}{2}) \quad (4. 221)$$

$$Q = 11.25 * 22 * (80.26 - \frac{22}{2})$$

$$Q = 17141.85 \text{ cm}^3 \text{ ó } 1.714 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$V_{sr} = \frac{(1714352.50) * (1.714 \times 10^7)}{(3.35 \times 10^{10})}$$

$$V_{sr} = 877.13 \frac{N}{mm}$$

$$p \leq \frac{n * Zr}{V_{sr}} \quad (4. 222)$$

$$S_L = p \leq \frac{160 * 1679.48}{877.13}$$

$$S_L = p \leq 306.36 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se confirma el espaciamiento de:

$$S_L = 200 \text{ mm}$$

- **Recubrimiento de hormigón y penetración**

Según (AASHTO LRFD. 6.10.10.1.4), la profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50 mm. Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 50 mm en el tablero de hormigón.

Por lo tanto:

$$L_{PERNO} > 50 \text{ mm} \quad (4. 223)$$

Donde:

$$L_{PERNO} = \text{Longitud de perno adoptado} = 101.6 \text{ mm}$$

$$\therefore 101.6 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.5.10.3. Diseño De Diafragmas O Contravientos

##### 4.5.10.3.1. Contraviento Horizontal (Diagonales Inferiores)

Para el diseño de los contravientos horizontales (diagonales inferiores) se utilizará acero A-36, perfiles de acero tipo “L” (100 mm x 100 mm x 6 mm) cuyas características

se encuentran en el catálogo de perfiles tipo “L” de la empresa DICAP (ANEXO 2), y tiene las siguientes características:

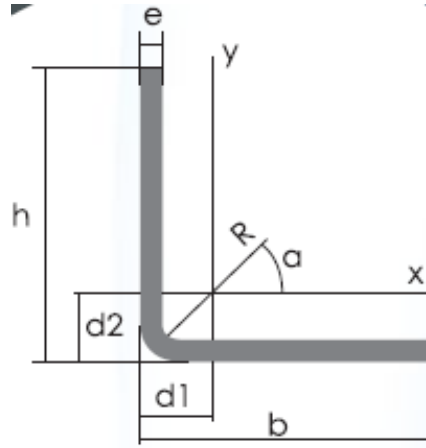


Figura 4. 53: Perfil tipo “L” (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos “L” de DIPAC)

Propiedades del perfil

$$\text{Area: } 11.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 112.19 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio} = 3.15 \text{ cm}$$

○ **Relación de esbeltez**

Los elementos de arriostramiento según (AASHTO LRFD.6.9.3) deben cumplir la siguiente condición:

$$\frac{kl}{r} \leq 140 \quad (4. 224)$$

Donde:

$k$  = factor de longitud efectiva,  $k = 0.750$  (AASHTO LRFD. 4.6.2.5)

$l$  = longitud no arriostrada horizontal en (m)

$r$  = Radio de giro en (m)

Entonces:

La longitud no arriostrada horizontal se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$l = S - \left( 2 * \left( \frac{tw}{2} \right) \right) - (2 * br') \quad (4. 225)$$

Donde:

$S =$  Separación entre ejes de vigas = 270 cm ó 2700 mm

$tw =$  Espesor del alma de la viga = 2.4 cm ó 24 mm

$br' =$  Distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión entre los arriostramientos = 5 cm

$$l = 270 - \left( 2 * \left( \frac{2.4}{2} \right) \right) - (2 * 5)$$

$$l = 257.60 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación 4.224, se tiene:

$$\frac{k * l}{r} = \frac{0.750 * 257.60 \text{ cm}}{3.15 \text{ cm}} = 77.28$$

$$61.33 < 140$$

SI CUMPLE

○ **Cálculo del esfuerzo admisible para el acero**

$$\sigma_{ADM} = \frac{E}{\left( \frac{k * l}{r} \right)^2} \quad (4. 226)$$

Donde:

$\sigma_{ADM} =$  Esfuerzo admisible del acero para elementos horizontales

$E =$  Módulo de elasticidad del acero

$$\sigma_{ADM} = \frac{2000000}{(61.33)^2}$$

$$\sigma_{ADM} = 531.72 \frac{Kg}{cm^2}$$

○ **Distribución de la carga de viento lateral en puentes de vigas**

*Carga de viento*<sub>AASHTO</sub> =  $1.23 \times 10^{-3}$  MPa (Para una velocidad de 160 Km/h)

$$\text{Carga de viento}_{AASHTO} = 0.0123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = \text{Área expuesta} * pw \quad (4.227)$$

$$\text{Area expuesta} = (h_{viga} + h_{tablero}) * L \quad (4.228)$$

$$\text{Area expuesta} = (166 + 22) * 3200$$

$$\text{Area expuesta} = 601600 \text{ cm}^2$$

$$pw = \text{carga adoptada por el viento} = 0.0123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = 601600 \text{ cm}^2 * 0.0123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = 7399.68 \text{ Kg}$$

○ **Determinaciones de las reacciones en los apoyos con  $P_{VIENTO}$**

$$R_i = R_D = P_{VIENTO}/2 \quad (4.229)$$

$$R_i = R_D = \frac{7399.68}{2} = 3699.84 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$\sigma_{REAL} = \frac{3699.84}{11.33} = 326.55 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ADM} = 531.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > \sigma_{REAL} = 326.55 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ SI CUMPLE}$$

**4.5.10.3.2. Contravientos verticales (DIAGONALES)**

Para el diseño de los contravientos vertical (diagonales) se utilizó acero A-36, perfiles de acero tipo “L”.

○ **Determinación de la longitud de pandeo**

$$S = 2.70 \text{ m}$$

$$h_{viga} = 1.66 \text{ m}$$

Por Pitágoras:

$$L = (S^2 + h_{viga}^2) \quad (4.230)$$

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.66^2}$$

$$L = 3.17 \text{ m}$$

Se escoge el perfil (100 mm x 100 mm x 8 mm), y tiene las siguientes características:

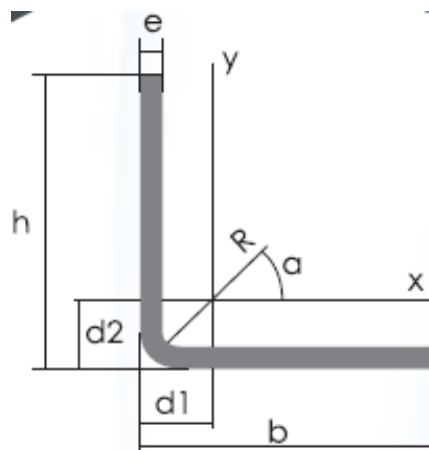


Figura 4. 54: Perfil tipo “L” (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos “L” de DIPAC)

Propiedades del perfil

$$\text{Area: } 14.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 144.10 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio} = 3.12 \text{ cm}$$

○ **Relación de esbeltez**

Los elementos de arriostramiento según (AASHTO LRFD.6.9.3) deben cumplir la siguiente condición:

$$\frac{kl}{r} \leq 140 \quad (4. 231)$$

Donde:

$k =$  factor de longitud efectiva,  $k = 0.750$  (AASHTO LRFD. 4.6.2.5)

$l =$  longitud no arriostrada horizontal en (m) = 3.17 m

$r =$  Radio de giro en (m) = 0.0235

Entonces:

$$\frac{0.750 * 317}{3.12} \leq 140$$

$$76.20 \leq 140$$

SI CUMPLE

○ **Determinación de la carga T que absorbe la diagonal**

$$T = (R * L)/l \quad (4. 232)$$

Donde:

$R =$  Reacción del viento = 3699.84 Kg

$L =$  Longitud de pandeo = 3.15 m

$l =$  Longitud del elemento horizontal = 2.70 m

Entonces:

$$T = \frac{3699.84 * 3.15}{2.70} = 4316.48 \text{ Kg}$$

○ **Determinación del esfuerzo real**

$$\sigma_{REAL} = \frac{T}{\text{área del angulo}} \quad (4. 233)$$

$$\sigma_{REAL} = \frac{4316.48}{14.81}$$

$$\sigma_{REAL} = 291.46 \text{ Kg/cm}^2$$

○ **Cálculo Del Esfuerzo Admisible Para El Acero**

$$\sigma_{ADM} = \frac{E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} \quad (4. 234)$$

Donde:

$\sigma_{ADM}$  = Esfuerzo admisible del acero para elementos horizontales

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$$\sigma_{ADM} = \frac{2000000}{(76.20)^2}$$

$$\sigma_{ADM} = 344.45 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{REAL} = 291.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ADM} \geq \sigma_{REAL}$$

SI CUMPLE

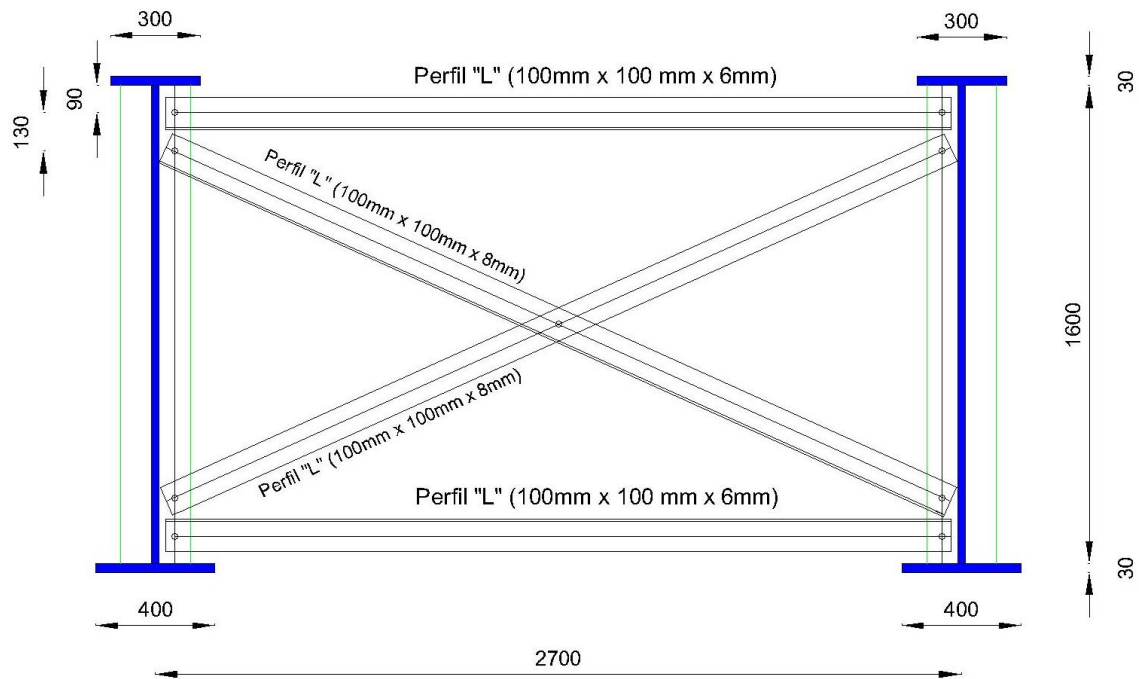


Figura 4. 55: Contraviento horizontal (diafragmas) y diagonales verticales (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.5.10.3.3. Contraviento Horizontal (Diagonales Inferiores)

Para el diseño de los contravientos horizontales (diagonales inferiores) se utiliza acero A-36, y se escogió perfiles de acero tipo L (100 mm x 100 mm x 8 mm)

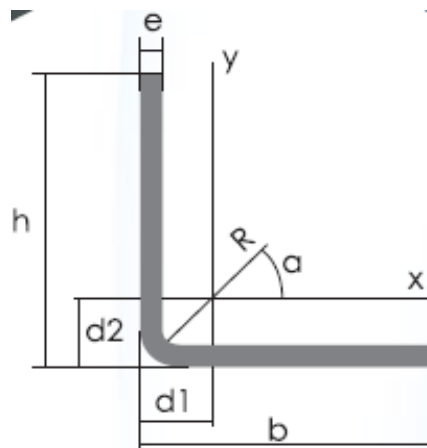


Figura 4. 56: Perfil tipo "L" (Fuente: Catalogo de perfiles estructurales ángulos "L" de DIPAC)

Propiedades del perfil

$$\text{Area: } 14.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 144.10 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio} = 3.12 \text{ cm}$$

○ **Relación de esbeltez**

Los elementos de arriostramiento según (AASHTO LRFD.6.9.3) deben cumplir la siguiente condición:

$$\frac{kl}{r} \leq 140 \quad (4.235)$$

Donde:

$k$  = factor de longitud efectiva,  $k = 0.750$  (AASHTO LRFD. 4.6.2.5)

$l$  = longitud no arriostrada horizontal en (m)

$r$  = Radio de giro en (m) = 0.0234 m

$$l = \sqrt{\left(\frac{S_{ri}}{2}\right)^2 + S^2 - (2 * b)} \quad (4.236)$$

Donde:

$S_{ri}$  = distancia entre rigidizadores intermedios (m)

$S$  = distancia entre vigas longitudinales (m)

$b$  = Distancia entre el punto de unión del contraviento horizontal (diagonales inferiores) y el punto de unión entre rigidizador y el alma de la viga (m)

$$l = \sqrt{\left(\frac{4.80}{2}\right)^2 + 2.70^2 - (2 * 0.341)}$$

$$l = 2.93 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 4.235, se tiene:

$$\frac{0.750 * 293}{3.12} \leq 140$$

$$70.43 \leq 140$$

SI CUMPLE

○ **Determinación de la carga T**

$$T = R / \sin \alpha \quad (4.237)$$

Donde:

$$R = \text{Reacción en vigas} = 3699.84 \text{ Kg}$$

$$\alpha = \text{Ángulo entre diagonal y viga metálica}$$

$$\alpha = \frac{2.70}{2.93} = 0.92$$

$$T = \frac{3699.84}{0.92} = 4015.01 \text{ Kg}$$

○ **Determinación del esfuerzo real**

$$\sigma_{REAL} = \frac{T}{\text{área del angulo}} \quad (4.238)$$

$$\sigma_{REAL} = \frac{4015.01}{14.81}$$

$$\sigma_{REAL} = 271.10 \text{ Kg/cm}^2$$

○ **Cálculo Del Esfuerzo Admisible Para El Acero**

$$\sigma_{ADM} = \frac{E}{\left(\frac{k * l}{r}\right)^2} \quad (4.239)$$

Donde:

$\sigma_{ADM}$  = Esfuerzo admisible del acero para elementos horizontales

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$$\sigma_{ADM} = \frac{2000000}{(70.43)^2}$$

$$\sigma_{ADM} = 403.19 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{REAL} = 270.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ADM} \geq \sigma_{REAL}$$

SI CUMPLE

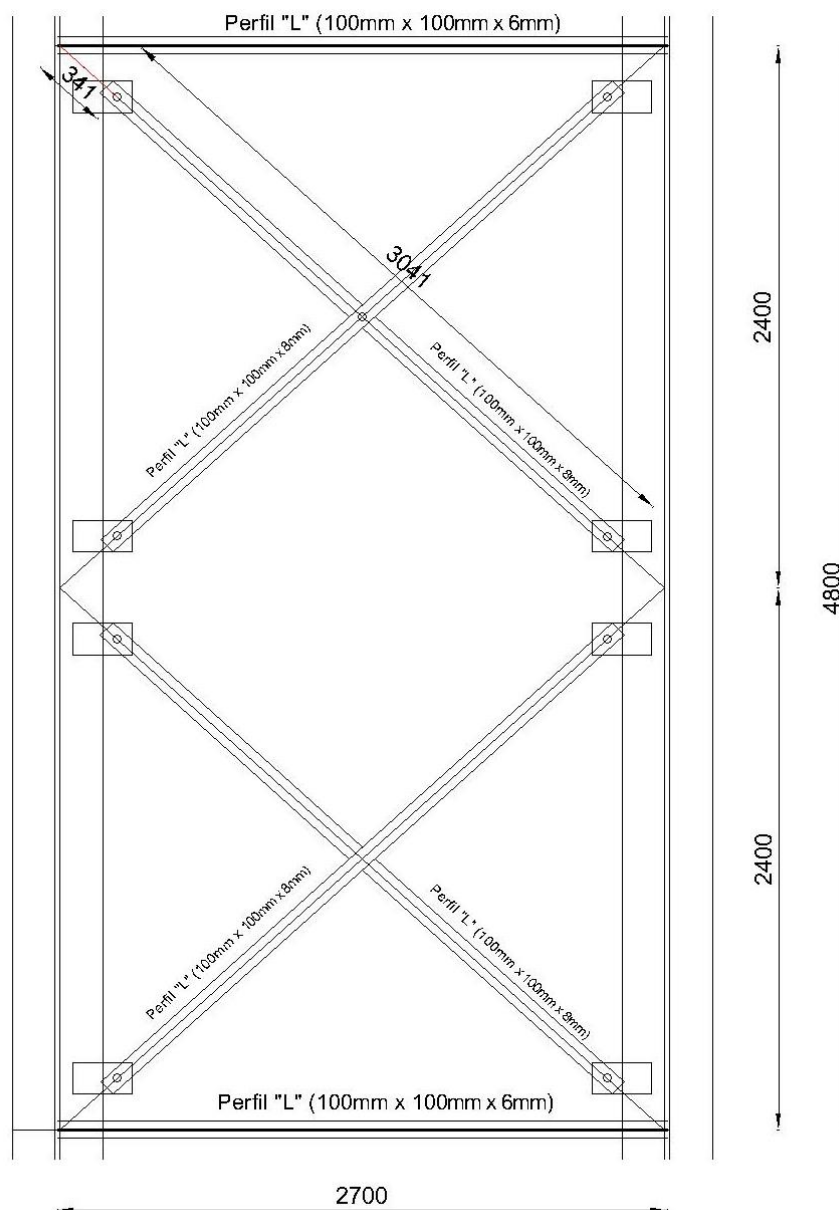


Figura 4. 57: Contraviento horizontal (Diagonales inferiores) (Fuente: Elaboración Propia)

#### 4.5.10.4. Diseño de la Soldadura

Es un proceso por medio del cual se produce una unión sólida entre dos partes, siendo la más común la conexión entre elementos de acero estructural, que consiste en unir dos piezas de acero que son calentadas y fundidas con metal fundido de aportación agregado a la junta.

##### 4.5.10.4.1. Tipos de Soldadura

Según (Segui, 2000), los tipos más comunes de soldadura son: la de filete y la de ranura, de estos dos tipos de soldadura la más común es la de filete, que se detalla a continuación:

##### ○ Soldadura de filete

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo a 45°, como se indica en la figura 4.58. Cualquier refuerzo (material agregado fuera de la hipotenusa del triángulo) o penetración son despreciados. El tamaño de un filete de soldadura es la longitud de uno de los dos lados iguales de esta sección transversal idealizada. (Segui, 2000).

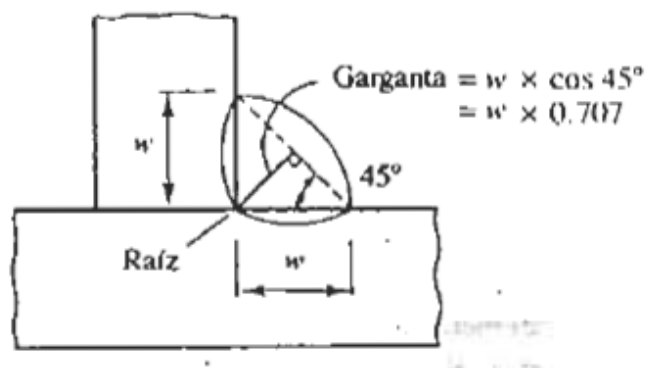


Figura 4. 58: Configuración de la soldadura de filete (Fuente: (Segui, 2000))

#### 4.5.10.4.2. Determinación del tamaño mínimo de la soldadura de filete

Tabla 4. 21

Tamaño mínimo de la soldadura de filete

Espesor (t) de la plancha más gruesa a unir		Tamaño mínimo soldadura de filete
(pulg)	(mm)	D (mm)
< 1/4"	< 6,35	3
1/4" ≤ t < 1/2"	6,35 ≤ t < 12,70	5
1/2" ≤ t ≤ 3/4"	12,70 ≤ t ≤ 19,05	6
> 3/4"	> 19,05	8

Fuente: AASHTO AWSD (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

Tabla 4. 22

Tamaño mínimo de la soldadura de filete

t < 6mm	D = t
t ≥ 6mm	D = t - 2

Fuente: AASHTO AWSD (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

- **Soldadura de filete de placa metálica con patín inferior de viga para la colocación de contravientos horizontales (diagonales inferiores)**

Elemento 1: Placa metálica (26 cm x 14 cm x 1.00 cm)  $t_w=1.00$  cm

Elemento 2: Patín inferior ( $t_{f_{viga}} = 3$  cm)

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$\therefore t = 30 \text{ cm}$$

$$D_{max} = t - 2 \tag{4. 240}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm} \tag{4. 241}$$

**Longitud mínima de soldadura**

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad (4. 242)$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

**Longitud máxima de soldadura**

$$L_{max} = 7 * D_{max}$$

$$L_{max} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

Tabla 4. 23

*Compatibilidad de Electroodos*

<b>Compatibilidad de Electroodos</b>		
<b>Metal Base</b>	<b>Electroodos</b>	<b>Metal Base (N/mm2)</b>
Sidetur AE 25	E60xx E70xx	Fy ≤ 290
DIN ST 37		
ST 42		
ASTM A-36 A-53 GRADO B		
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D y E		
Sidetur AE 35	E70xx	Fy ≤ 380
DIN ST 52		
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	Fy ≤ 415
ASTM A-514	E100xx	Fy ≤ 703

Fuente: AASHTO AWS D (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

El acero utilizado en las vigas es A-588 y para los rigidizadores es A-36, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx.

### Capacidad resistente de la conexión soldada

Tabla 4. 24

*Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete*

Electrodos	Resistencia Límite a Tracción del metal de aporte $F_{exx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante de diseño de la soldadura $\phi F_w$ (N/mm <sup>2</sup> )
E60xx	422,00	189,90
E70xx	492,00	221,40
E80xx	563,00	253,35
E90xx	633,00	284,85
E100xx	703,00	316,35

Fuente: AASHTO AWS D (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

Según la tabla 4.24, para un electrodo E70xx, se tiene:

- Resistencia limite a la tracción

$$F_{eE70XX} = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada

$$\phi F_{wE70XX} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

Tabla 4. 25

*Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete*

Soldadura "FILETE"	Material	Factor de resistencia	Resistencia nominal	Nivel de resistencia requerido
Cortante en el área efectiva	Base electrodo de soldadura	0,75	0,60 $F_{exx}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión, compresión al eje de la soldadura	Base	0,90	$F_y$	

Fuente: AASHTO AWS D (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

### Resistencia nominal para el cortante en el área efectiva

$$Fv = 0.60 * Fe_{E70XX} \quad (4.243)$$

$$Fv = 0.60 * 492 = 295.20 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño

$$\phi Fv = 0.75 * Fv \quad (4.244)$$

$$\phi Fv = 0.75 * 295.20 = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

- Resistencia de tensión y compresión al eje de la soldadura

$$\phi R_{T.C} = 0.90 * fy \quad (4.245)$$

$$\phi R_{T.C} = 0.90 * 350 = 315 \text{ N/mm}^2$$

### Resistencia de Diseño

- Capacidad de carga del cordón de soldadura mínima

$$R_{min} = Fv * tw_{placa} * L_{min} \quad (4.246)$$

$$R_{min} = 295.20 * 10 * 112 = 330.62 \text{ kN}$$

- Resistencia de diseño mínima

$$\phi R_{min} = \phi Fv * tw_{placa} * L_{min} \quad (4.247)$$

$$\phi R_{min} = 221.40 * 10 * 112 = 247.97 \text{ kN}$$

- Capacidad de carga del cordón de soldadura máxima

$$R_{max} = Fv * tw_{placa} * L_{max} \quad (4.248)$$

$$R_{max} = 295.20 * 10 * 196 = 578.59 \text{ kN}$$

- Resistencia de diseño máxima

$$\phi R_{max} = \phi F_v * t w_{placa} * L_{max} \quad (4. 249)$$

$$\phi R_{max} = 221.40 * 10 * 196 = 433.94 \text{ kN}$$

Con la longitud mínima (112mm) se obtiene una resistencia de diseño (247.97 kN) superior a la sollicitud presentada que es de 40.15 kN, se distribuye el cordón de soldadura en las tres aristas de la placa así:

$$\frac{112}{3} = 37.33 \text{ mm ó } 4.00 \text{ cm} \quad (4. 250)$$

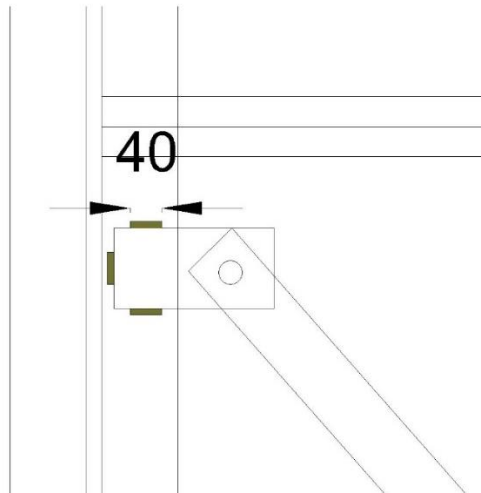


Figura 4. 59: Soldadura de filete entre el patín inferior y la placa metálica (Fuente: Elaboración propia)

- **Soldadura de filete de patín superior e inferior con el alma**

Elemento 1: Patín superior e inferior ( $t w = 3.00 \text{ cm}$ )

Elemento 2: Alma ( $t w = 2.4 \text{ cm}$ )

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$\therefore t = 30 \text{ cm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad (4. 251)$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm} \quad (4.252)$$

### Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad (4.253)$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

### Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad (4.254)$$

$$L_{min} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

Se adopta un cordón de soldadura de:  $L_c = 150 \text{ mm}$

### Determinación de la garganta efectiva:

$$tg = 0,707D = 5.66 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm} \quad (4.255)$$

Se adopta  $tg = 13 \text{ mm}$ .

El acero utilizado para el diseño de patines y el alma es A-588, por lo que se utiliza el electrodo E70xx.

### Capacidad resistente a la conexión soldada

Según los datos de la tabla 4.25 para el electrodo E70xx, se tiene:

- Resistencia limite a la tracción

$$F_{eE70XX} = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada

$$\phi F_{wE70XX} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

El espaciamiento entre cordones de soldadura es el doble de la longitud  $L_c$

$$S_c = 2 * L_c \quad (4.256)$$

$$S_c = 2 * 150 = 300 \text{ mm}$$

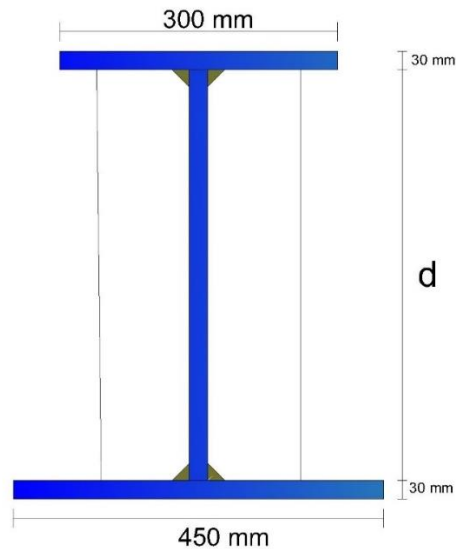


Figura 4. 60: Ubicación del cordón de soldadura patín superior e inferior con el alma de viga (vista frontal)

(Fuente: Elaboración propia)

- **Soldadura de filete de patín superior e inferior y con el rigidizador transversal**

Elemento 1: Patín superior e inferior ( $t_w = 3.00 \text{ cm}$ )

Elemento 2: Rigidizador transversal ( $t_w = 1.0 \text{ cm}$ )

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$\therefore t = 30 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad (4. 257)$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

**Longitud mínima de soldadura**

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad (4. 258)$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

**Longitud máxima de soldadura**

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad (4. 259)$$

$$L_{min} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

Se adopta una longitud de cordón de soldadura de:

$$L_{C_{P-R}} = 80\text{mm}$$

El acero utilizado en las vigas (patines) es A-588 y para los rigidizadores transversales es A-36, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. Ver Tabla 4.25.

### Capacidad resistente de la conexión soldada

- Resistencia limite a la tracción

$$F_{e_{E70XX}} = 492\text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada

$$\phi F_{w_{E70XX}} = 221.40\text{ N/mm}^2$$

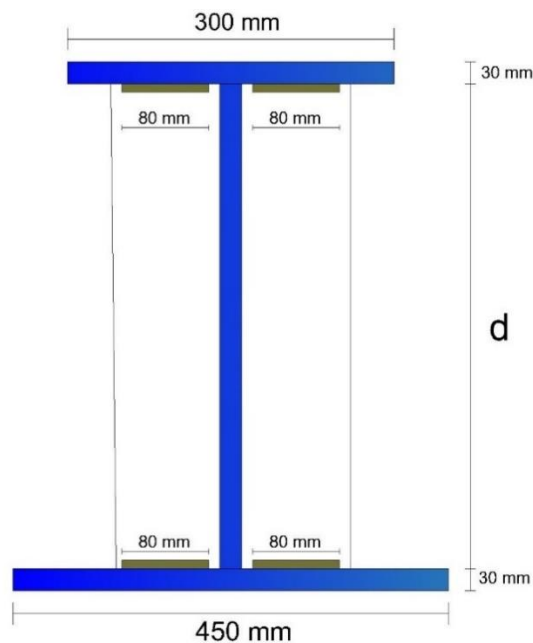


Figura 4. 61: Ubicación del cordón de soldadura entre el patín superior e inferior con el rigidizador transversal intermedio (Fuente: Elaboración propia)

- **Soldadura de entre el rigidizador transversal y el alma**

Elemento 1: Alma ( $t_w = 2.40\text{ cm}$ )

Elemento 2: Rigidizador transversal ( $t_w = 1.0\text{ cm}$ )

$$D_{min} = 8\text{ mm}$$

$$\therefore t = 24 \text{ cm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad (4.260)$$

$$D_{max} = 24 - 2 = 22 \text{ mm}$$

#### **Longitud mínima de soldadura**

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad (4.261)$$

$$L_{min} = 4 * 22 = 88 \text{ mm}$$

#### **Longitud máxima de soldadura**

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad (4.262)$$

$$L_{min} = 7 * 22 = 154 \text{ mm}$$

Se adopta una longitud de cordón de soldadura de:

$$L_{C_{R-A}} = 100 \text{ mm}$$

El acero utilizado en las vigas (patines) es A-588 y para los rigidizadores transversales es A-36, por lo que, el electrodo a utilizarse es E70xx. Ver Tabla 4.25.

#### **Capacidad resistente de la conexión soldada**

- Resistencia limite a la tracción

$$F_{e_{E70XX}} = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada

$$\phi F_{w_{E70XX}} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

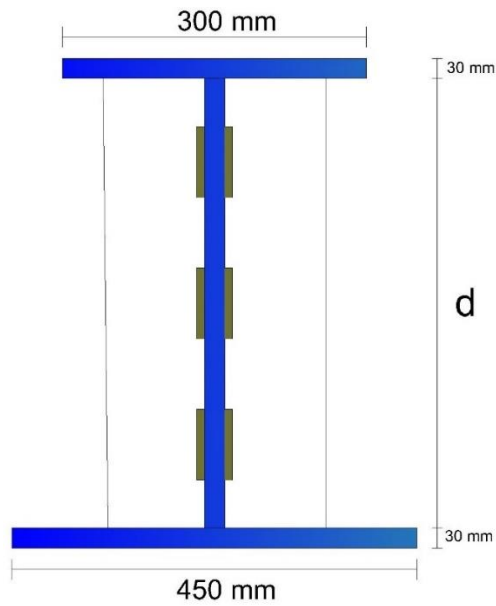


Figura 4. 62: Ubicación del cordón de soldadura entre el rigidizador transversal intermedio y el alma de viga

(Fuente: Elaboración propia)

- **Soldadura de entre el perno de corte y el patín superior de la viga**

Elemento 1: Conector de corte ( $t_w = 1.5875 \text{ cm}$ )

Elemento 2: Patín superior ( $t_w = 3.00 \text{ cm}$ )

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$\therefore t = 30 \text{ cm}$$

$$D_{max} = t - 2 \tag{4. 263}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

**Longitud mínima de soldadura**

$$L_{min} = 4 * D_{max} \tag{4. 264}$$

$$L_{min} = 4 * 8 = 32 \text{ mm}$$

**Longitud máxima de soldadura**

$$L_{max} = 7 * D_{max} \tag{4. 265}$$

$$L_{max} = 7 * 8 = 56 \text{ mm}$$

El diámetro del vástago es 15.88 mm, su perímetro es:

$$\text{Perímetro} = \pi * D \quad (4.266)$$

$$\text{Perímetro} = 3.1416 * 15.88$$

$$\text{Perímetro} = 49.89 \text{ mm}$$

Se adopta una longitud de soldadura de:

$$L_{max} = 7 * 8 = 56 \text{ mm} \quad (4.267)$$

El material utilizado para el conector de corte es A-36, y para el patín superior es A-588  $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$ , el electrodo a utilizarse es E70xx. Ver Tabla 4.24.

#### Capacidad resistente de la conexión soldada

- Resistencia limite a la tracción

$$F_{eE70XX} = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo cortante de diseño de la soldada

$$\phi F_{wE70XX} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

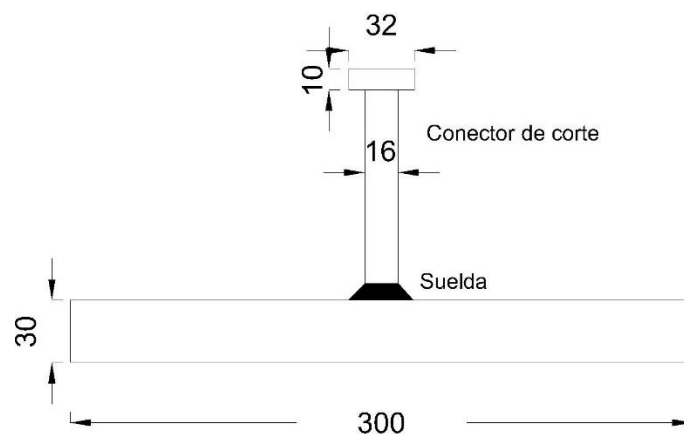


Figura 4. 63: Ubicación del cordón de suelda entre el conector de corte y el patín superior (Fuente:

Elaboración propia)

#### 4.5.10.5. Diseño de Conexiones Apernadas

Para el diseño de las conexiones apernadas se ha optado por utilizar pernos fabricados con acero de alta resistencia A-490, en la siguiente tabla se puede apreciar los distintos de pernos que se dimensionan dependiendo de su diámetro:

Tabla 4. 26

#### *Dimensiones estándares de pernos y tuercas*

Diámetro nominal del perno	Dimensionamiento de pernos estructurales de cabeza hexagonal pesada			Dimensionamiento de tuercas hexagonales pesadas	
	Ancho a través de cara plana F	Altura H1	Longitud roscada T	Ancho a través de cara plana W	Altura H2
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1,270	2,223	8,128	2,540	2,223	1,230
1,588	2,669	0,992	3,175	2,699	1,548
1,905	3,175	1,191	3,493	3,175	1,865
2,223	1,111	1,389	3,810	3,651	2,183
2,540	4,128	1,548	4,445	4,128	2,500
2,858	4,604	1,746	5,080	4,604	2,818
3,175	5,080	1,984	5,080	5,080	3,096
3,493	5,556	2,143	5,715	5,556	3,413
3,810	6,033	2,381	5,715	6,033	3,731

Fuente: AASHTO AWS D (Especificaciones para suelda de elementos de puentes)

- **Conexión entre placa metálica y diagonales horizontales**

El perno está sometido a esfuerzos tanto de corte como de aplastamiento, los mismos que deben ser menores a los esfuerzos admisibles.

Tabla 4. 27

*Tensiones admisibles en conectores*

TENSIONES ADMISIBLES EN CONECTORES (Kg/cm <sup>2</sup> )			
Tipo de conector	Tracción (F <sub>t</sub> )	Corte (F <sub>v</sub> )	
		Conexión por fricción	Conexión por aplastamiento
Remaches A502 grado 1 remachados en caliente	1.400		1.050
Remaches A502 grado 2 remachados en caliente	1.900		1.400
Pernos A307	1.400		700
Pernos A325 (Rosca incluida en los planos de corte)	2.800	1.050	1.050
Pernos A325 (Rosca excluida de los planos de corte)	2.800	1.050	1.550
Pernos A490 (Rosca incluida en los planos de corte)	3.800	1.400	1.580
Pernos A490 (Rosca excluida de los planos de corte)	3.800	1.400	2.250
Partes roscadas de acero	0,6 F <sub>y</sub>		0,3 F <sub>y</sub>

Fuente: <https://es.scribd.com/presentation/181048816/Pernos-o-Tornillos>

- Esfuerzo admisible al corte =  $\tau_{ADMISIBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible al aplastamiento =  $\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$

**Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )**

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (4.268)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(\pi * \frac{d^2}{4})}$$

Despejando d, se tiene:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (4.269)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 4015.01Kg}{\pi * 1400 Kg/cm^2}}$$

$$d \geq 1.35 \text{ cm}$$

El diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 1.905 \text{ cm}$$

### Longitud del perno

$$h_{PERNO} = H_{DIAGONAL INFERIOR} + h_{PLACA METALICA} + h_{ROSCADA} \quad (4.270)$$

$$h_{PERNO} = 0.8 \text{ mm} + 1.0 \text{ mm} + 3.493 \text{ mm}$$

$$h_{PERNO} = 5.293 \text{ cm ó } 52.93 \text{ mm}$$

### Cálculo del esfuerzo de aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.271)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{D * l_{PLACA+DIAGONAL INFERIOR}} \quad (4.272)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{4015.01}{1.905 * (1.00 + 0.8)} = 1170.90Kg/cm^2$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 Kg/cm^2 \geq \sigma_{Atuante} = 1170.90 Kg/cm^2$$

- **Conexión entre rigidizador transversal y arriostramiento horizontal**

El perno está sometido a esfuerzos tanto de corte como de aplastamiento, los mismos que deben ser menores a los esfuerzos admisibles.

➤ *Esfuerzo admisible al corte* =  $\tau_{ADMISIBLE} = 1400 Kg/cm^2$

➤ *Esfuerzo admisible al aplastamiento* =  $\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 Kg/cm^2$

**Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )**

$$F = 3699.84 \text{ Kg}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (4.273)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(\pi * \frac{d^2}{4})}$$

Despejando d, se tiene:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (4.274)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 3699.84 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.30 \text{ cm}$$

El diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 1.588 \text{ cm}$$

**Longitud del perno**

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{PLACA METALICA} + h_{ROSCADA} \quad (4.275)$$

$$h_{PERNO} = 0.6 \text{ mm} + 1.0 \text{ mm} + 3.175 \text{ mm}$$

$$h_{PERNO} = 4.775 \text{ cm} \text{ ó } 47.75 \text{ mm}$$

**Cálculo del esfuerzo de aplastamiento ( $\sigma$ )**

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.276)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{D * l_{PLACA+DIAGONAL INFERIOR}} \quad (4.277)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{4015.01}{1.588 * (1.00 + 0.8)} = 1404.64 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{Kg/cm}^2 \geq \sigma_{Atuante} = 1404.64 \text{Kg/cm}^2$$

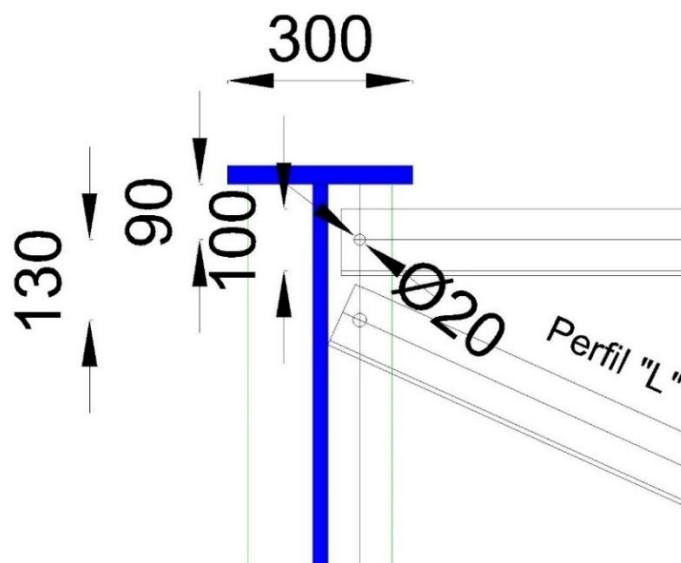


Figura 4. 64: Conexión apernada entre el rigidizador transversal intermedio y arriostramiento horizontal

(Fuente: Elaboración propia)

- **Conexión entre rigidizador transversal y diagonales verticales**

El perno está sometido a esfuerzos tanto de corte como de aplastamiento, los mismos que deben ser menores a los esfuerzos admisibles.

- *Esfuerzo admisible al corte* =  $\tau_{ADMISIBLE} = 1400 \text{Kg/cm}^2$
- *Esfuerzo admisible al aplastamiento* =  $\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{Kg/cm}^2$

**Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )**

$$F = 4316.48 \text{ Kg}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (4.278)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(\pi * \frac{d^2}{4})}$$

Despejando d, se tiene:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (4.279)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 4316.48 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.40 \text{ cm}$$

El diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 1.905 \text{ cm}$$

**Longitud del perno**

$$h_{PERNO} = H_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} + h_{ROSCADA} \quad (4.280)$$

$$h_{PERNO} = 0.8 \text{ mm} + 1.05 \text{ mm} + 3.493 \text{ mm}$$

$$h_{PERNO} = 5.343 \text{ cm} \text{ ó } 53.43 \text{ mm}$$

**Cálculo del esfuerzo de aplastamiento ( $\sigma$ )**

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.281)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{D * (h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR})} \quad (4.282)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{4316.48}{1.905 * (0.8 + 1.05)} = 1224.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq \sigma_{Atuante} = 1224.79 \text{ Kg/cm}^2$$

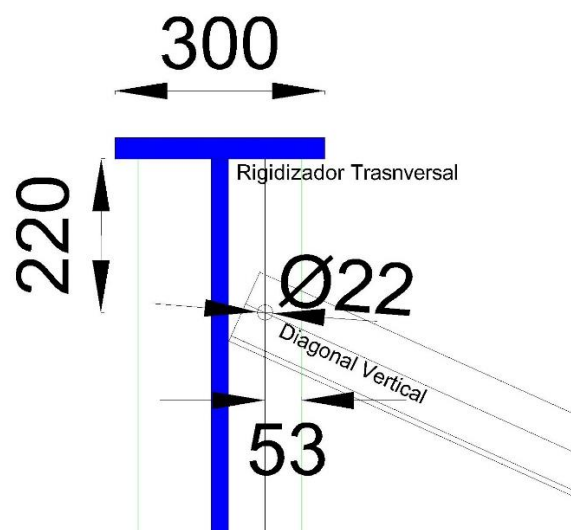


Figura 4. 65: Conexión apernada entre el rigidizador transversal intermedio y diagonal vertical (Fuente:

Elaboración propia)

- **Conexión apernada entre diagonales verticales**

Al tener las mismas fuerzas actuantes tanto el arriostamiento horizontal (diafragmas) como las diagonales verticales y también por utilizar los mismos perfiles (“L” de 100 mm x 100 mm x 8 mm)

➤ *Esfuerzo admisible al corte* =  $\tau_{ADMISIBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

➤ *Esfuerzo admisible al aplastamiento* =  $\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$

**Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )**

$$F = 4316.48 \text{ Kg}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (4.283)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(\pi * \frac{d^2}{4})}$$

Despejando d, se tiene:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (4.284)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 4316.48 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.401 \text{ cm}$$

El diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 1.905 \text{ cm}$$

### Longitud del perno

$$h_{PERNO} = (2 * H_{DIAFRAGMA}) + h_{PLACA METALICA} + h_{ROSCADA} \quad (4.285)$$

$$h_{PERNO} = 1.6 \text{ mm} + 1.0 \text{ mm} + 3.493 \text{ mm}$$

$$h_{PERNO} = 6.093 \text{ cm ó } 60.93 \text{ mm}$$

### Cálculo del esfuerzo de aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4.286)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{D * (2 * h_{DIAGONAL VERTICAL})} \quad (4. 287)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{4015.01}{1.905 * (2 * 0.8)} = 1317.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq \sigma_{Atuante} = 1317.26 \text{ Kg/cm}^2$$

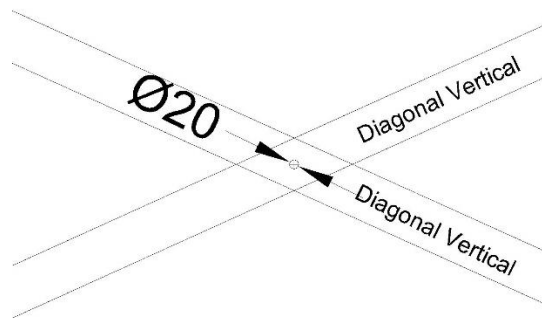


Figura 4. 66: Conexión apernada entre diagonales verticales (Fuente: Elaboración propia)

- **Conexión apernada entre diagonales horizontales**

Como se tiene que las diagonales horizontales son las mismas en todos los tramos del puente, entonces solo basta con definir un perno de conexión.

➤ *Esfuerzo admisible al corte* =  $\tau_{ADMISIBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

➤ *Esfuerzo admisible al aplastamiento* =  $\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$

**Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )**

$$F = 4015.01 \text{ Kg}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad (4. 288)$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{(A_{PERNO})}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{\left(\pi * \frac{d^2}{4}\right)}$$

Despejando d, se tiene:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISIBLE}}} \quad (4. 289)$$

$$F = 3503.00 \text{ N}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 4015.01 \text{ N}}{\pi * 1400 \text{ N/mm}^2}}$$

$$d \geq 1.35 \text{ cm}$$

El diámetro del perno adoptado es:

$$d_{ADOPTADO} = 1.905 \text{ mm}$$

### Longitud del perno

$$h_{PERNO} = (2 * H_{DIAGONAL}) + h_{PLACA METALICA} + h_{ROSCADA} \quad (4. 290)$$

$$h_{PERNO} = (2 * 0.8 \text{ mm}) + 1.0 \text{ mm} + 3.493 \text{ mm}$$

$$h_{PERNO} = 6.093 \text{ cm ó } 60.93 \text{ mm}$$

### Cálculo del esfuerzo de aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad (4. 291)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{D * (2 * h_{DIAGONAL VERTICAL})} \quad (4. 292)$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{4015.01}{1.905 * (2 * 0.8)} = 1317.26 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq \sigma_{Atuante} = 1317.26 \text{ Kg/cm}^2$$

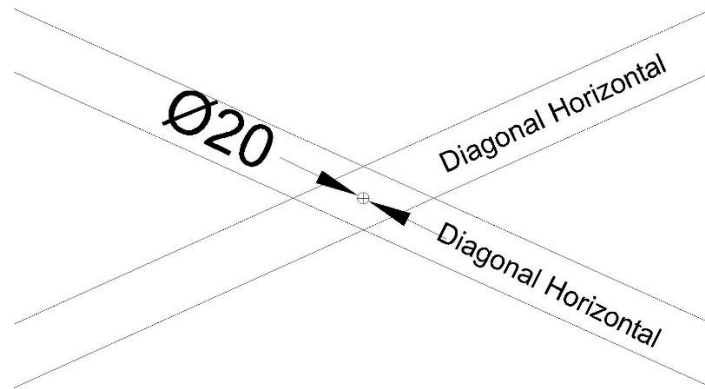


Figura 4. 67: Conexión apertada entre diagonales horizontales (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.5.10.6. Diseño De Apoyos

##### Apoyos Elastoméricos

- **Primera etapa de cálculo (Carga Muerta)**

<b>Datos</b>	
Luz de la viga	32.00 m
Peso Propio de la viga	0.470 T/m
Peso de la Losa	1.430 T/m
Peso de acabados	0.57 T/m

Peso Total= 2.470 T/m

$\sigma_{ADM} = \text{Esfuerzo admisible para carga muerta} = 56 \text{ Kg/cm}^2$

$$R_A = R_B = \frac{w * L}{2} \quad (4.293)$$

$$R_A = R_B = \frac{2.470 * 32}{2}$$

$$R_A = R_B = R_{CM} = 39.52 \text{ Ton}$$

#### Determinación del área necesaria para el aparato de apoyo

$$A = \frac{R}{\sigma_{ADM}} \quad (4.294)$$

$$A = \frac{39520 \text{ Kg}}{35 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A = 1129.14 \text{ cm}^2$$

#### ○ Segunda Etapa de Cálculo (Carga Viva + Carga Muerta)

Para este estado de carga se obtiene colocando el camión de diseño HL-93 en la posición más desfavorable, la misma que se encuentra en los apoyos.

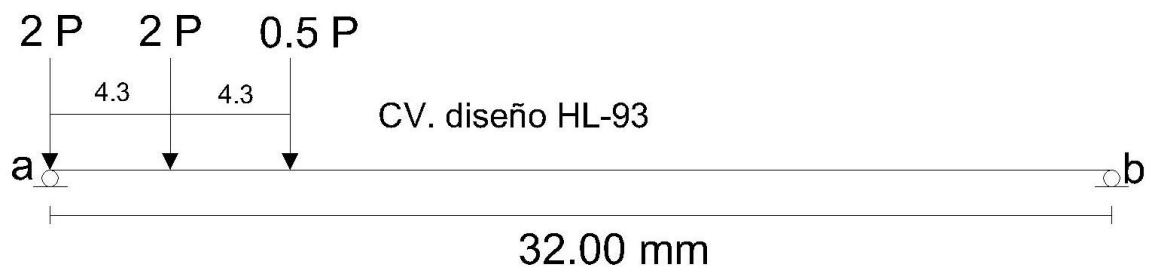


Figura 4. 68: Cargas de Diseño (Camión de diseño) (Fuente: Elaboración propia)

$$\sum M_b = 0$$

$$(32 * 2P) + (27.7 * 2P) + (23.4 * 0.5P) - (Ra * 32) = 0 \quad (4. 295)$$

$$P = 7.4 T$$

$$Ra = (473.6 + 409.96 + 86.58)/32$$

$$Ra = R_{CV} = 30.32 T$$

#### **Determinación del área necesaria del neopreno:**

$$A_{cm+cv} = \frac{R_{CM} + R_{CV}}{\sigma_{ADM}} \quad (4. 296)$$

Donde:

$$R_{CM} = \text{Reacción por carga muerta}$$

$$R_{CV} = \text{Reacción por carga viva}$$

$$\sigma_{ADM} = \text{Esfuerzo admisible por carga muerta + carga viva} = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{cm+cv} = \frac{39520 + 30320}{56}$$

$$A_{cm+cv} = 1247.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de diseño} = 1247.14 \text{ cm}^2$$

#### ○ **Dimensionamiento de la placa de neopreno**

Según (Torres, 2013), “Es conveniente que el ancho de la placa no exceda el ancho de la viga”

Ancho del patín inferior de viga bt= 40 cm,

Ancho de la placa de neopreno= 40-10 = 30 cm

Entonces:

Longitud de la placa:

$$L = \frac{1247.14}{30} = 41.57 \text{ cm} \quad (4. 297)$$

Se adopta L= 45 cm y W=30 cm

$$A_{ADOPTADA} = 1350 \text{ cm}^2 > 1247.14 \text{ cm}^2$$

- **Calculo del espesor de la placa de neopreno:**

**Según AASHTO LRFD:**

$$t_{MAX} = \frac{L}{5} \quad (4. 298)$$

$$t_{MAX} = \frac{32.00}{5}$$

$$t_{MAX} = 6.4$$

$$t_{ADOPTADO} = 7 \text{ cm}$$

- **Verificación del prediseño**

**Comprobación de la deformación y de la dureza del neopreno:**

$$\sigma_{cm} \text{compresión real} = \frac{Rcm}{A} \quad (4. 299)$$

$$\sigma_{cm} \text{compresión real} = \frac{39520}{1260}$$

$$\sigma_{cm} \text{compresión real} = 31.37 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{ADM} = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cm} \text{compresión real} < \sigma_{ADM} \quad \text{SI CUMPLE}$$

- **Deformación Unitaria Máxima**

La deformación unitaria por compresión en un apoyo simple o cualquier placa individual de un apoyo laminar, bajo la acción de la carga muerta y viva no debe exceder del 7% del espesor, medido como un porcentaje de la deformación unitaria. Este valor

puede ser tomado de los gráficos del fabricante que relaciona el factor de forma. (Torres, 2013)

$$\varepsilon = \frac{At}{T} < 7\% \quad (4.300)$$

Donde:

$\varepsilon =$  Deformación unitaria

$At =$  Area de la superficie

$T =$  Area de la superficie lateral

### Factor de Forma

$$FF = \frac{\text{Área de compresión}}{\text{Área lateral perimetral}} \quad (4.301)$$

$$FF = \frac{L * w}{2t * (L + w)} \quad (4.302)$$

$$FF = \frac{32 * 0.3}{2 * 0.07 * (32 + 0.3)}$$

$$FF = 2.12$$

#### ○ Anclaje del aparato de apoyo fijo

La placa se utiliza en el extremo derecho, el cual debe estar anclado tanto a la superestructura como a la infraestructura.

Las cargas que intervienen en el aparato de apoyo fijo es la carga equivalente.

$q =$  carga equivalente = 0.93 T/m/vía

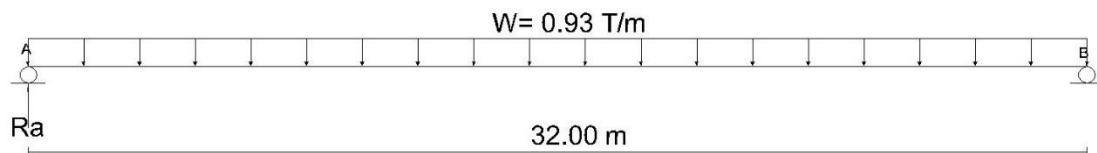


Figura 4. 69: Cargas de Diseño (Carga equivalente) (Fuente: Elaboración propia)

$$\sum M_B = 0$$

$$-(R_A * 32) + \left(\frac{0.93 * 32^2}{2}\right) = 0 \quad (4.303)$$

$$R_A = \frac{476.16}{32}$$

$$R_A = 14.88 T/viga$$

○ **Fuerza de Frenado**

○ **Considerando el camión HL-93**

$$Fr = 0.25 (Wc) \quad (4.304)$$

$$Wc = 2P + 2P + 0.5P \quad (4.305)$$

$$P = 7.4 T$$

$$Wc = (2 * 7.4) + (2 * 7.4) + (0.5 * 7.4)$$

$$Wc = 33.3 T$$

$$Fr = 0.25 * 33.3 \quad (4.306)$$

$$Fr = 8.33 T/via$$

○ **Considerando la carga equivalente**

$$L = 32.00 m$$

$$Fr = 0.05(W_{TOTAL}) \quad (4.307)$$

$$Fr = 0.05 * (0.93 * 32 + 33.3)$$

$$Fr = 3.15 \frac{T}{via}$$

$$Fr = 0.05 * R_{A(cv)} \quad (4.308)$$

$$Fr = 0.05 * 14.88$$

$$Fr = 0.744 T/viga \quad (4.309)$$

- **Calculo de la fuerza cortante para cada apoyo**

$$V = \frac{Fr * Ancho\ del\ puente}{Número\ de\ apoyos} \quad (4.310)$$

$$Ancho\ del\ puente = 10.00\ m$$

$$Número\ de\ apoyos = 4$$

Entonces:

$$V = \frac{0.744 * 9.00}{4}$$

$$V = 1.64\ T$$

- **Determinación de la armadura de anclaje**

$$Av = \frac{V}{Fs * \mu} \quad (4.311)$$

Donde:

$$V = \text{Corte transmitido en el plano}$$

$$Fs = \text{Área del hormigón donde se transmite el corte}$$

$$\mu = \text{Coeficiente de rozamiento del hormigón} = 1$$

Entonces:

$$Av = \frac{1674}{1200 * 1}$$

$$Av = 1.40\ cm^2$$

- **Control de deslizamiento de la placa de neopreno**
- **Deslizamiento por temperatura**

$$\delta t = \alpha T * \Delta t + L \quad (4.312)$$

Donde:

$\alpha T =$  Coeficiente de dilatación lineal del hormigón por temperatura

$$= 0.00001117$$

$L =$  Luz del puente

$\Delta t =$  Variación de temperatura del sector de implantación del puente

$$= 15^{\circ}C$$

Entonces:

$$\delta t = 0.00001117 * 15 * 32$$

$$\delta t = 0.00536 \text{ m}$$

$$\delta t = 0.536 \text{ cm}$$

$$\delta_{TOTAL} = \delta t / 2 \quad (4.313)$$

$$\delta_{TOTAL} = 0.536 * 2$$

$$\delta_{TOTAL} = \mathbf{1.072 \text{ cm}}$$

#### **Deslizamiento Admisible**

$$\delta_{ADMISIBLE} = \frac{t}{2} \quad (4.314)$$

Donde:

$t =$  Espesor de la placa de neopreno = 7 cm

$$\delta_{ADMISIBLE} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\delta_{TOTAL} < \delta_{ADMISIBLE} \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### ○ **Deslizamiento por Frenado**

$$Cv = \text{Carga equivalente} * L \quad (4.315)$$

$$Cv = 0.93 * 32$$

$$Cv = 29.76 T/via$$

○ **Reacción por carga viva de la viga**

$$R_{CV-VIGA} = 29.72/2 \quad (4.316)$$

$$R_{CV-VIGA} = 14.88 \frac{T}{viga}$$

$$Fr = 0.05 * R_{CV-VIGA} \quad (4.317)$$

$$Fr = 0.05 * 14.88$$

$$Fr = 0.744 T/viga$$

○ **Deformación por frenado**

$$\delta Fr = \frac{\frac{Fr}{Apoyo * t}}{G * A} \quad (4.318)$$

$$\frac{Fr}{Apoyo} = \text{Fuerza de frenado en el apoyo}$$

$$\frac{Ff}{apoyo} = \frac{Fr}{2}$$

$$\frac{Ff}{apoyo} = \frac{700 Kg}{2}$$

$$\frac{Ff}{apoyo} = 350 \frac{Kg}{apoyo}$$

$t =$  Espesor de la placa del neopreno

$G =$  Módulo de elasticidad transversal de la placa de neopreno de dureza 70°

$$= 15 \frac{Kg}{cm^2}$$

$A =$  Área de la placa

$$\delta Fr = \frac{350 * 7}{15 * 1200}$$

$$\delta Fr = 0.14 \text{ cm}$$

○ **Comprobación de la deformación real**

$$\delta Cp = \frac{1.9 * \sigma_{CM} * z}{5G * w * L} \quad (4.319)$$

Donde:

$\delta Cp$  = Capacidad de deslizamiento admisible de la placa de neopreno

$$\sigma_{cm} \text{compresión real} = 21.79 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\delta Cp = \frac{1.9 * 31.37 * 7}{5 * 15 * 45 * 320}$$

$$\delta Cp = 3.86 \times 10^4 \text{ cm}$$

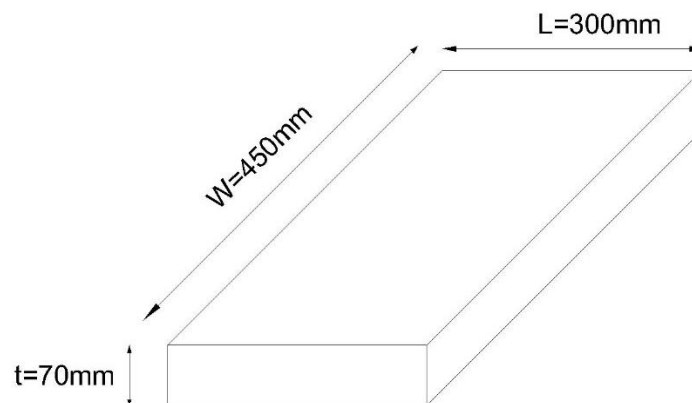


Figura 4. 70: Sección adoptada del neopreno (Fuente: Elaboración propia)

#### 4.6. Cálculo y Diseño de Estribos

Los estribos son elementos estructurales que soportan las diferentes cargas de la superestructura y sirven de contención de los terraplenes de acceso al puente y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra. Pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), como de concreto armado (estribos en voladizo y contrafuertes)

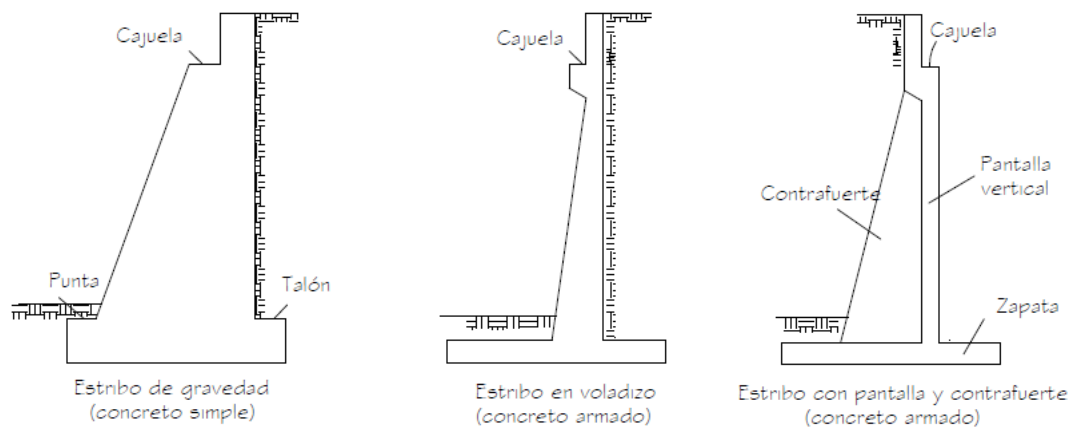


Figura 4. 71: Tipos de estribos (Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012))

##### 4.6.1. Datos necesarios para el diseño de estribos:

- Esfuerzo de compresión del hormigón:  $280 \frac{Kg}{cm^2}$
- Esfuerzo límite de fluencia del acero:  $4200 \frac{Kg}{cm^2}$
- Esfuerzo admisible del suelo  $q_{adm}$ :  $4.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Cota de cimentación: 2519.20 m.s.n.m
- Cota de rasante: 2528.20 m.s.n.m
- Altura de estribo: 9.00 m
- Peso específico del suelo ( $\gamma_s$ ) =  $1800 \text{ Kg/m}^3$

- Tipo de suelo de cimentación (según SUCS): GW
- Sobrecarga vehicular: Camión de diseño HL – 93.

#### 4.6.2. Pre dimensionamiento

Los muros en voladizo (concreto armado) son los más económicos y son aplicables en alturas entre 4 a 10 m. Según (AASHTO LRFD, 2004) las secciones del muro se pueden dimensionar con los valores mostrados en la figura:

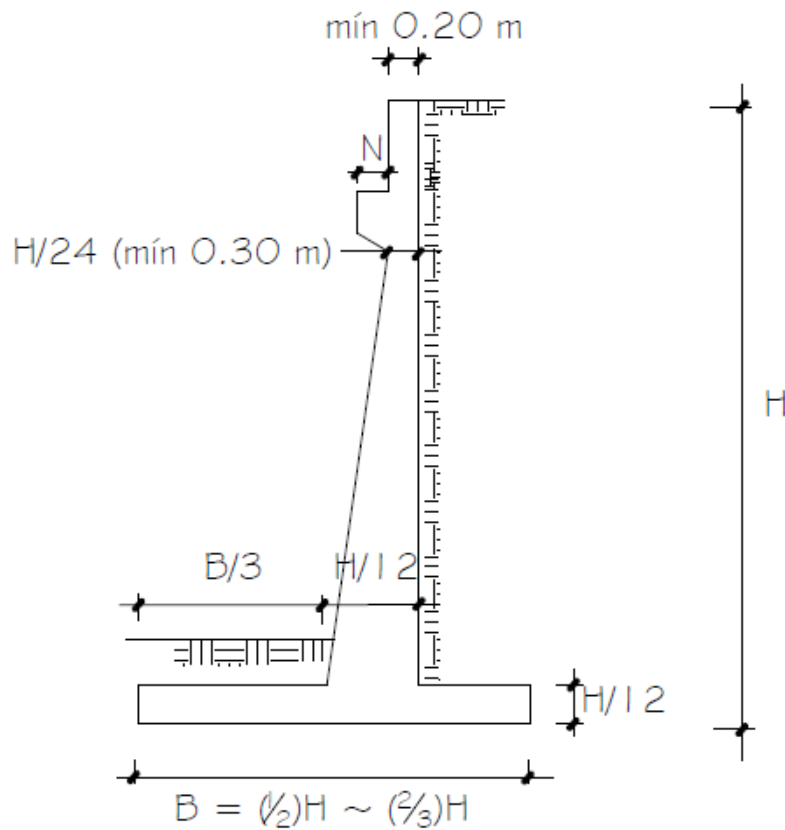


Figura 4. 72: Pre dimensionamiento de estribo en voladizo (Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012), según AASHTO LRFD)

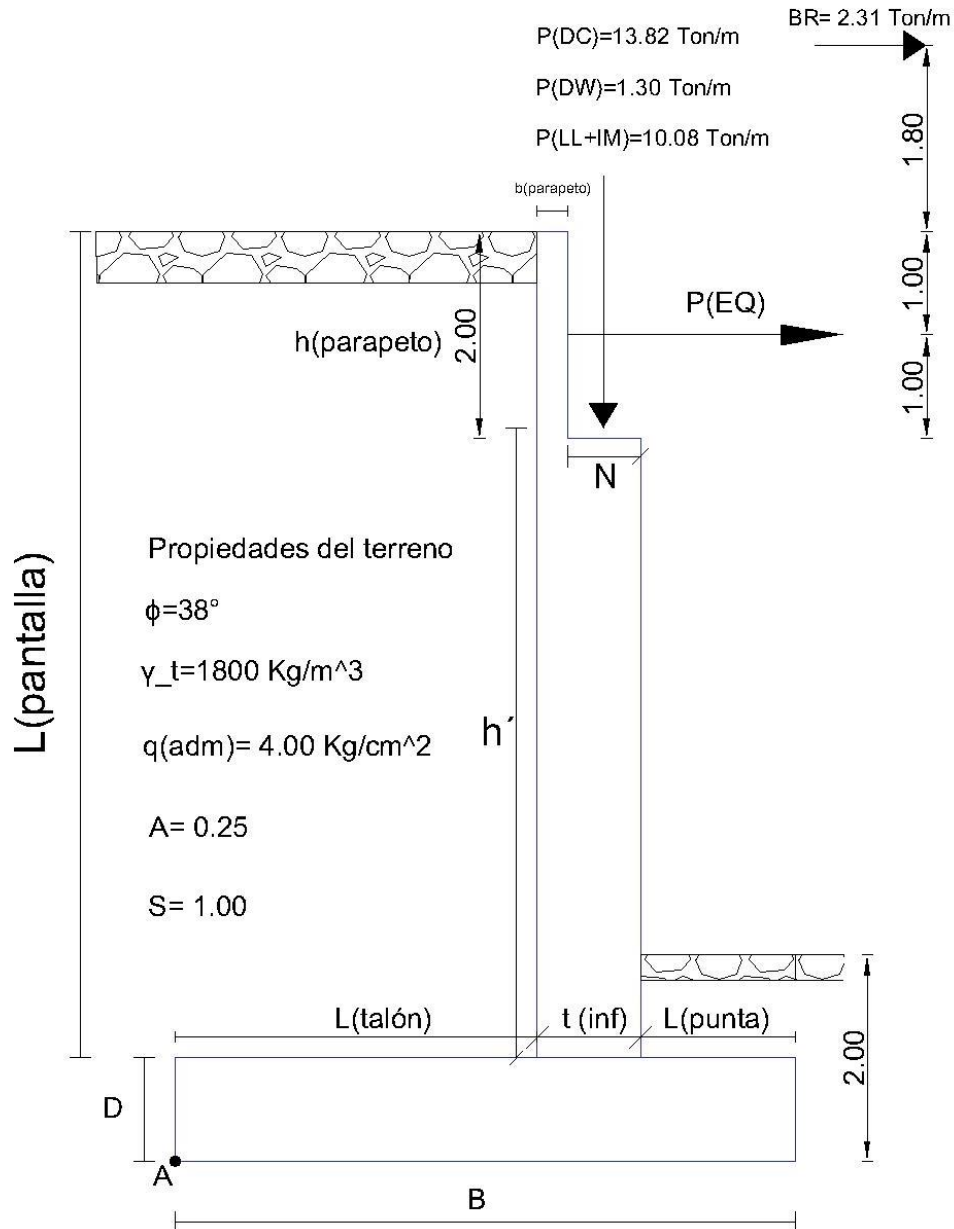


Figura 4. 73: Características del terreno y cargas en estribo (Fuente: Elaboración propia)

Para una altura  $H=9 \text{ m}$ , se tiene:

- $B = \text{ancho del cimiento: } \frac{1}{2}H \text{ ó } \frac{2}{3}H = 4.5 \text{ m ó } 6.00 \text{ m; } B_{\text{ADOPTADO}} = 6.50 \text{ m}$
- $D = \text{Altura del cimiento: } 0.10 H = 0.9\text{m; } D_{\text{ADOPTADO}} = 1.30 \text{ m}$
- $L_{\text{PUNTA}} = \text{Longitud de la punta: } 0.1H = 0.90 \text{ m; } L_{\text{PUNTA ADOPTADO}} = 1.50 \text{ m}$

- $B_{PARAPETO} = \text{mínimo} = 0.20 \text{ m}; B_{PARAPETO ADOPTADO} = 0.40 \text{ m}$
- $N = 0.80 \text{ m (adoptado)} > N_{min} = 0.24 \text{ m}$
- $L_{TALÓN} = \text{Longitud del talón} = B - N - L_{PUNTA} - B_{PARAPETO ADOPTADO}$

$$\text{Longitud del talón} = 6.5 - 0.8 - 1.50 - 0.40 = 3.8 \text{ m}$$

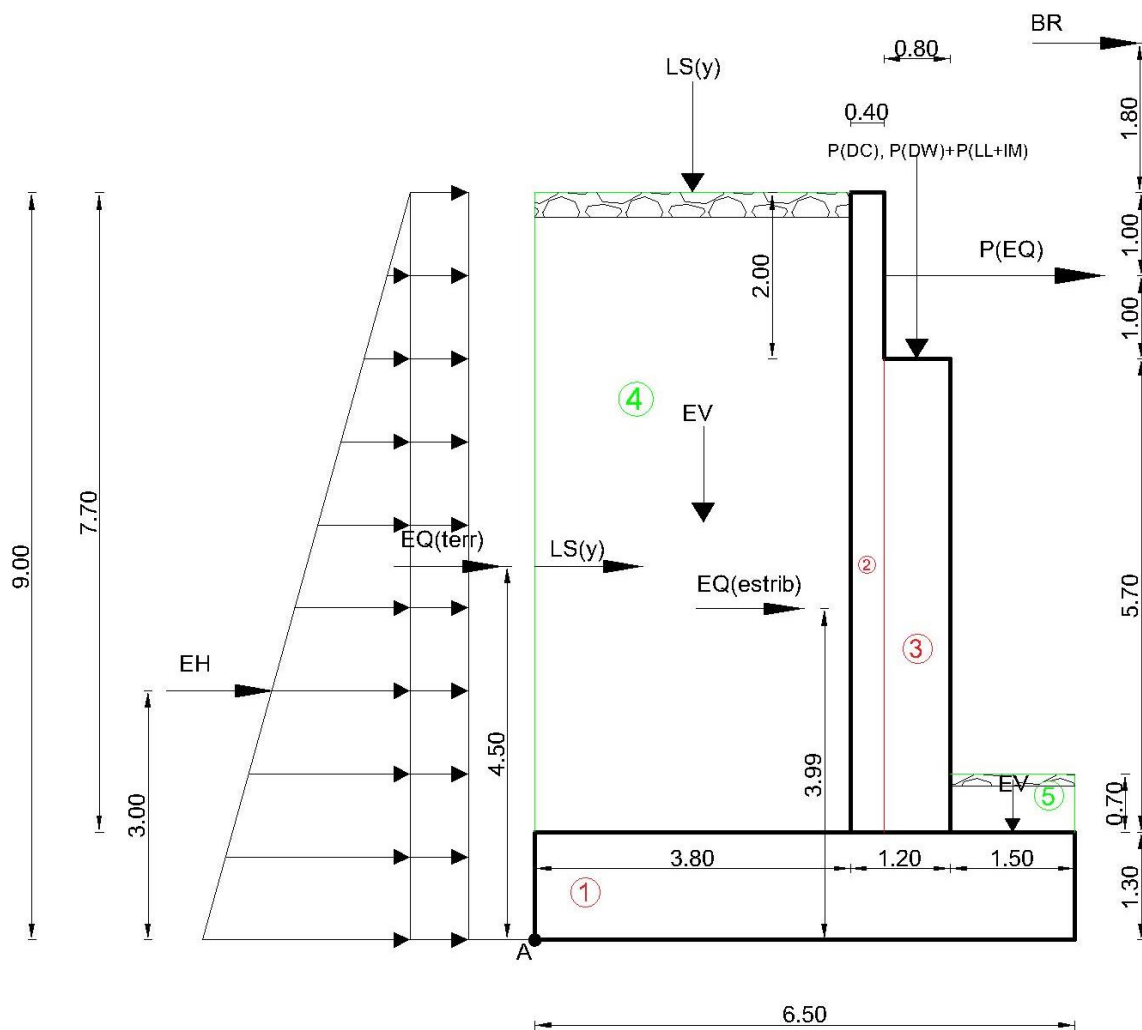


Figura 4. 74: Cargas que actúan en el estribo (Fuente: Elaboración propia)

### 4.6.3. Determinación de las cargas aplicadas sobre el estribo

#### 4.6.3.1. Reacciones por carga muerta

##### Cargas DC

**Tablero:**

$$10.00m * 0.22m * 2.4 \frac{Ton}{m^3} * 32 m = 168.96 Ton \quad (4. 320)$$

**Barandas:**

$$0.2m * 0.2m * 1.10m * 2.4 \frac{Ton}{m^3} * 32 = 3.38 Ton \quad (4. 321)$$

**Vereda:**

$$1.40m * 0.20m * 32m * 2.4 \frac{Ton}{m^3} * 2 = 43.01Ton \quad (4. 322)$$

**Viga:**

$$(0.0594 m^2) * 32 m * 4 * 7.85 \frac{Ton}{m^3} = 59.69 Ton \quad (4. 323)$$

**Diafragmas y Rigidizadores:**

$$1.988Ton$$

$$**P_{DC} = 277.03 Ton**$$

**Cargas DW****Capa de Rodadura:**

$$0.05 m * 7.2 m * 32 m * 2.25 \frac{Ton}{m^3} = 25.92 Ton \quad (4. 324)$$

$$**P_{DW} = 25.92 Ton**$$

**Reacción debida a la carga muerta (DC) por m.**

Son dos apoyos y 10.00 m de ancho del puente

$$R_{CM (DC)} = \frac{277.03}{2 * 10} \quad (4. 325)$$

$$R_{CM(DC)} = 13.85 \text{ Ton/m}$$

#### Reacción debida a la carga muerta (DW) por m.

Son dos apoyos y 10.00 m de ancho del puente

$$R_{CM(DW)} = \frac{25.92}{2 * 10} \quad (4.326)$$

$$R_{CM(DC)(DW)} = 1.30 \text{ Ton/m}$$

#### 4.6.3.2. Reacciones por carga viva

Se calcula las reacciones correspondientes al camión de diseño HL – 93, colocando el eje más pesado en el apoyo A, como indica la figura:



Figura 4. 75: Posición de la carga viva (Fuente: Elaboración propia)

Donde:

$$P = 7.4 \text{ T}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$-(R_A * 32) + (2 * 7.4 * 32) + (2 * 7.4 * 27.7) + (0.5 * 7.4 * 23.4) = 0 \quad (4.327)$$

$$R_A = \frac{(2 * 7.4 * 32) + (2 * 7.4 * 27.7) + (0.5 * 7.4 * 23.4)}{32}$$

$$R_A = 30.32 \text{ Ton}$$

$$R_{CV} = 30.32 \text{ Ton}/4.00$$

$$R_{CV} = 7.58 \text{ Ton/m}$$

#### 4.6.4. CASO 1: Estribo con puente

##### 4.6.4.1. Cargas Verticales (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)

###### ○ Cargas DC

Peso propio de concreto armado (DC)

Tabla 4. 28

Áreas y Momentos de cada figura del estribo

Elemento	Area (m2)	DC (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (T.m/m)	Ya*DC (T.m/m)
1	8.45	20.28	3.25	0.65	65.91	13.18
2	3.08	7.39	4.00	5.15	29.57	38.07
3	4.56	10.94	4.60	4.15	50.34	45.42
SUMA		38.62			145.82	96.67

Fuente: Elaboración Propia

$$DC = 38.62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$X_A = \frac{145.82}{38.62} = 3.78 \text{ m} \quad (4. 328)$$

$$Y_A = \frac{96.67}{38.62} = 2.50 \text{ m} \quad (4. 329)$$

###### Peso propio de la superestructura

$$P_{DC} = 13.82 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 4.60 \text{ m}$$

###### ○ Cargas DW

Peso de capa de rodadura en la superestructura

$$W_{DW} = 1.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$X_A = 4.60 \text{ m}$$

- **Cargas EV (Peso del Terreno)**

Tabla 4. 29

*Áreas y Momentos de cada figura por peso del terreno*

Elemento	Área (m <sup>3</sup> )	DC (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (T.m/m)	Ya*DC (T.m/m)
5	29.26	52.67	1.90	5.15	100.07	271.24
6	1.05	1.89	5.75	1.65	10.87	3.12
SUMA		54.56			110.94	274.36

Fuente: Elaboración Propia

$$EV = 54.56 \frac{T}{m}$$

$$X_A = \frac{110.94}{54.56} = 2.03 \text{ m} \quad (4.330)$$

$$Y_A = \frac{274.36}{54.56} = 5.03 \text{ m} \quad (4.331)$$

- **Carga LL+IM**

Carga viva más impacto de la superestructura

$$P_{LL+IM} = 7.58 \frac{T}{m} * 1.33 \quad (4.332)$$

$$P_{LL+IM} = 10.08 \text{ T/m}$$

$$X_A = 4.60 \text{ m}$$

- **Cargas LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno)**

Según (AASHTO LRFD. 3.11.6.4), dice que se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

Tabla 4. 30

*Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico*

Altura del estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
$\geq 6000$	600

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

En este caso: para una altura  $H = 9.00 \text{ m}$ , corresponde  $h' = 0.60 \text{ m}$

$$\gamma_t = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$LS_y = 4.5 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * 1.8 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = \mathbf{4.86 \text{ T/m}} \quad (4.333)$$

$$X_A = 1.90 \text{ m}$$

Tabla 4. 31

*Cargas verticales y Momentos con respecto al punto "A"*

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	V (T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
DC	DC	38.62	3.78	145.82
$P_{DC}$	DC	13.85	4.6	63.71
$P_{DW}$	DW	1.3	4.6	5.98
EV	EV	54.56	2.03	110.94
$P_{LL+IM}$	LL+IM	10.08	4.6	46.37
$LS_v$	LS	4.86	1.9	9.23
<b>SUMA</b>		123.26		382.05

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.6.4.2. Cargas Horizontales

Se considera franjas de 1 m de longitud de estribo

- **Calculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ )**

$$\phi'_f = \text{ángulo de fricción interna} = 38^\circ$$

$$\delta = \text{ángulo de fricción interna entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$\beta = \text{ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$

$\theta = \text{ángulo de inclinación del muro del lado del terreno} = 90^\circ$

Según (AASHTO LRFD. 3.11.5.3),  $K_a$  se puede tomar como:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (4.334)$$

Donde:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (4.335)$$

Reemplazando las fórmulas 4.334 y 4.335, se tiene:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_f}{2}\right) \quad (4.336)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{38}{2}\right)$$

$$K_a = 0.2375$$

### ○ Cargas Actuantes

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = K_a * h' * \gamma_t \quad (4.337)$$

$$p'' = 0.2375 * (0.60 \text{ m}) * \left(1.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$$

$$p'' = 0.257 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$LS_x = H * p'' = 9 * 0.257 \quad (4.338)$$

$$LS_x = 2.31 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 4.50 \text{ m}$$

○ **Cargas EH (Presión lateral del terreno)**

$$P_H = K_a * H * \gamma_t \quad (4.339)$$

$$P_H = 0.2375 * 9.00 * 1.80 = 3.85 \text{ Ton}/m^2$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * P_H \quad (4.340)$$

$$EH = \frac{1}{2} * 9.00 * 3.85$$

$$EH = 17.31 \frac{\text{Ton}}{m}$$

$$Y_A = 3.00 \text{ m}$$

○ **Cargas EQ (Presión lateral del terreno)**

**Acción sísmica del terreno ( $EQ_{TERR}$ )**

**Método Monobe-Okabe**

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma_t (1 - k_v) H^2 \quad (4.341)$$

(AASHTO LRFD.11.1.1.1-1)

Siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 + \beta)}} \right]} \quad (4.342)$$

(AASHTO LRFD.11.1.1.1-2)

Donde:

$$\phi = \text{Ángulo de fricción interna} = 38^\circ$$

$$\delta = \text{Ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$\iota = \text{Ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$

$\beta = \text{Ángulo de inclinación del muro con la vertical} = 0^\circ$

$A = \text{Coeficiente sísmico de aceleración horizontal} = 0.25 \text{ (NEC 2015)}$

$k_h = \text{Coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5A = 0.5 * 0.25 = 0.125$

$k_v = \text{Coeficiente de aceleración vertical} = 0$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (4.343)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.125}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 7.13^\circ$$

Entonces se reemplaza los valores en la ecuación 4.342:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(38 - 7.13)}{\cos 7.13 \cos^2 0 \cos(7.13) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(38) \sin(38 - 7.13 - 1)}{\cos(7.13) \cos(1)}}\right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.31$$

$$EQ_{TERR} = \frac{1}{2} (0.31 - 0.2375) * (9m)^2 * 1.80 \text{ Ton}/m^3 \quad (4.344)$$

$$EQ_{TERR} = 5.29 \text{ Ton}/m$$

$$Y_A = 4.50 \text{ m}$$

### **Carga sísmica por superestructura ( $P_{EQ}$ )**

Según (AASHTO LRFD. 3.10.9.1), para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria. Lo que quiere decir:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A * S \quad (4.345)$$

Donde:

$P_{DC+DW}$  = carga muerta, peso de los elementos considerados

$A$  = coeficiente que depende de la región sísmica donde se ubica el proyecto y el tipo de estructura, en este caso = 0.25 (NEC – 2012)

$S$  = Carga permanente tributaria, en este caso pertenece a Zona 4 = 1.00

$$P_{EQ} = (11.59 + 1.44) * 0.25 * 1$$

$$P_{EQ} = 3.26 \text{ T/m}$$

$$Y_A = 8.05\text{m}$$

### Fuerza inercia del estribo

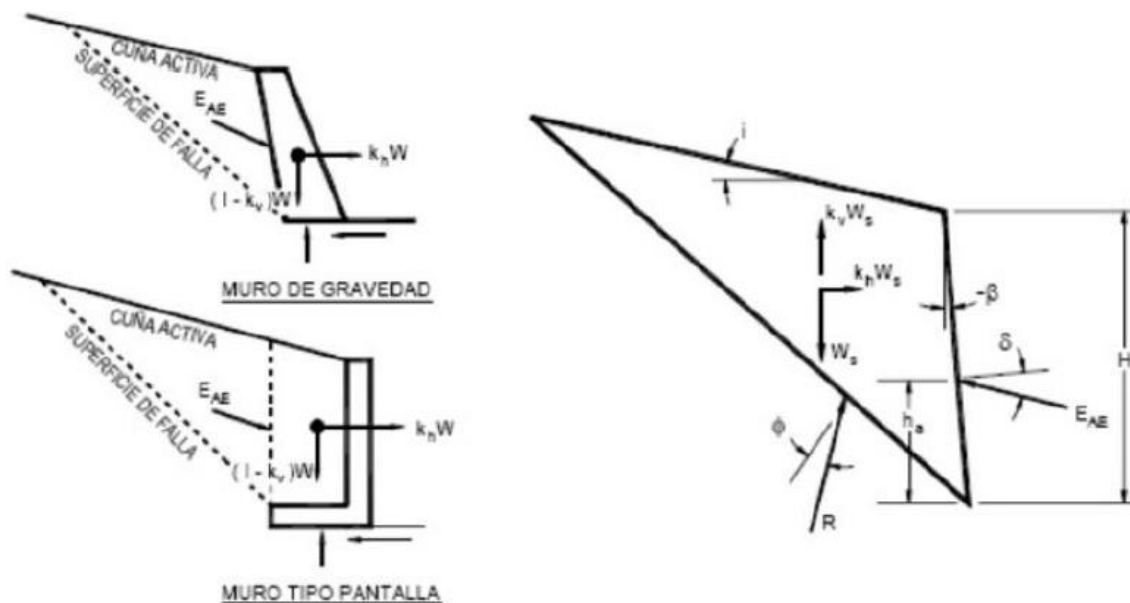


Figura 4. 76: Fuerzas de la cuña activa en un muro tipo pantalla (Fuente: (AASHTO LRFD, 2004))

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} = 38.62 + 54.56 = 93.18 \text{ Ton} \quad (4.346)$$

$Y_A$  = Centro de gravedad del estribo y terreno tributario

$$Y_A = \frac{(38.62 * 2.50) + (54.56 * 5.03)}{93.18} \quad (4.347)$$

$$Y_A = 3.98 \text{ m}$$

$$K_h = 0.125$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = K_h * W \quad (4.348)$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 0.125 * 93.18$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 11.65 \text{ Ton}$$

$$Y_A = 3.98 \text{ m}$$

○ **Cargas BR (Frenado)**

$$BR = K_a * H * h' * \gamma_t \quad (4.349)$$

$$BR = 0.2375 * 9 * 0.60 * 1.80$$

$$BR = 2.31 \text{ Ton}$$

Tabla 4. 32

*Cargas horizontales y Momentos con respecto al punto "A"*

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	V (T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
$LS_x$	LS	2.31	4.50	10.39
EH	EH	17.31	3.00	51.94
$EQ_{TERR}$	EQ	5.29	4.50	23.78
$P_{EQ}$	EQ	3.79	8.00	30.30
$EQ_{ESTRIBOS}$	EQ	11.65	3.98	46.38
BR	BR	2.31	10.80	24.93
<b>SUMA</b>		42.65		187.72

Fuente: Elaboración Propia

## Estribo con puente

### 4.6.5. Estados límites y combinación de cargas

Tabla 4. 33

*Factores de carga utilizados*

ESTADO LIMITE	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LL+IM}$	$\gamma_{LS_y}$	$\gamma_{LS_x}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.9	0.65	1	0	0	1.75	1.5	0	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	1.75	1.5	0	1.75	Presiones y resistencia
Ev. Extremo Ia	0.9	0.65	1	0	0	0.5	1.5	1	0.5	Deslizamiento y vuelco
Ev. Extremo Ib	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	0.5	1.5	1	0.5	Presiones y resistencia

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

Tabla 4. 34

*Combinaciones en cargas verticales (Estribo con puente)*

TIPO	CARGAS VERTICALES Vu						SUMATORIA
	DC		DW	EV	LL+IM	LS	
CARGA	DC	$P_{DC}$	$P_{DW}$	EV	$P_{LL+IM}$	$LS_y$	Vu (Ton)
V (Ton)	38.62	13.85	1.30	54.56	10.08	4.86	123.26
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75	111.13
	34.75	12.47	0.85	54.56	0.00	8.51	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	167.33
	48.27	17.31	1.95	73.65	17.64	8.51	
Ev. Extremo Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50	105.05
	34.75	12.47	0.85	54.56	0.00	2.43	
Ev. Extremo Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	148.66
	48.27	17.31	1.95	73.65	5.04	2.43	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 35

*Momento estabilizador por cargas verticales*

TIPO	MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES						SUMATORIA
	DC		DW	EV	LL+IM	LS	
CARGA	DC	$P_{DC}$	$P_{DW}$	EV	$P_{LL+IM}$	$LS_y$	Mu (Ton)
M(Ton)	145.82	63.71	5.98	110.94	46.37	9.23	382.05
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75	319.56
	131.24	57.34	3.89	110.94	0.00	16.16	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	517.95
	182.28	79.64	8.97	149.76	81.14	16.16	
Ev. Extremo Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50	308.02
	131.24	57.34	3.89	110.94	0.00	4.62	
Ev. Extremo Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	448.45
	182.28	79.64	8.97	149.76	23.18	4.62	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 36

*Combinaciones en cargas horizontales (Estribo con puente)*

CARGAS HORIZONTALES							
TIPO	LS	EH	EQ			BR	SUMATORIA
CARGA		EH	$EQ_{TERR}$	$P_{EQ}$	$EQ_{ESTRIBOS}$	BR	Hu (Ton)
V (Ton)	2.31	17.31	5.29	3.79	11.65	2.31	42.65
Resistencia Ia	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	34.05
	4.04	25.97	0.00	0.00	0.00	4.04	
Resistencia Ib	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	34.05
	4.04	25.97	0.00	0.00	0.00	4.04	
Ev.Extremo Ia	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	49.00
	1.15	25.97	5.29	3.79	11.65	1.15	
Ev.Extremo Ib	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	49.00
	1.15	25.97	5.29	3.79	11.65	1.15	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 37

*Momento de vuelco*

MOMENTOS DE VUELCO (CARGAS HORIZONTALES)							
TIPO	LS	EH	EQ			BR	SUMATORIA
CARGA	$LS_x$	EH	$EQ_{TERR}$	$P_{EQ}$	$EQ_{ESTRIBOS}$	BR	Hu (Ton)
V (Ton)	10.39	51.94	23.78	30.30	46.38	24.93	187.72
Resistencia Ia	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	139.72
	18.18	77.91	0.00	0.00	0.00	43.63	
Resistencia Ib	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	139.72
	18.18	77.91	0.00	0.00	0.00	43.63	
Ev.Extremo Ia	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	196.03
	5.19	77.91	23.78	30.30	46.38	12.47	
Ev.Extremo Ib	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	196.03
	5.19	77.91	23.78	30.30	46.38	12.47	

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.6.6. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Se debe dimensionar el muro de manera que satisfaga las condiciones de seguridad tanto en su estabilidad contra fallas por vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.

**a) Vuelco alrededor del punto “A”**

Calculo de  $e_{max}$

○ **Estado límite de resistencia**

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ( $e \leq B/4$ ), excepto en caso de suelo rocoso que se mantendrá en  $\frac{3}{4}$  centrales ( $e \leq 3/8B$ )

En nuestro caso:

$$e_{MAX} = (3/8)B \quad (4.350)$$

$$e_{MAX} = \frac{3 * 6.5}{8} = 2.44 \text{ m}$$

○ **Estado límite de Evento Extremo I**

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3):

Cuando  $\gamma_{EQ} = 0$ , se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los  $\frac{2}{3}$  centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq \frac{1}{3}B$ )

Cuando  $\gamma_{EQ} = 1$ , mantener la resultante dentro de los  $\frac{8}{10}$  centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq \frac{2}{5}B$ )

Para los valores de  $\gamma_{EQ}$  entre 0 y 1, interpolar linealmente entre los valores especificados.

En este caso:

$$e_{max} = \left(\frac{11}{30}\right)B \quad (4.351)$$

$$e_{max} = \left(\frac{11}{30}\right) * 6.50 = 2.38 \text{ m}$$

Tabla 4. 38

*Cálculo de revisión al volteo en el punto "A"*

ESTADO	Vu (Ton/m)	Mvu (Ton.m/m)	Mhu (Ton.m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \left  \frac{B}{2} - x_o \right $ (m)	$e_{(MAX)}$ (m)	Condición
RESISTENCIA Ia	111.13	319.56	139.72	1.62	1.63	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
RESISTENCIA Ib	167.33	517.95	139.72	2.26	0.99	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ia	105.05	308.02	196.03	1.07	2.18	2.38	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ib	148.66	448.45	196.03	1.70	1.55	2.38	CUMPLE AL VOLTEO

Fuente: Elaboración Propia

### b) Chequeo al deslizamiento

Con:

$$\mu = \tan \phi'_f \quad (4. 352)$$

$$\mu = \tan 38 = 0.781$$

$$\phi_\tau = 0.80, \text{ estado límite de resistencia}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de evento extremo}$$

Tabla 4. 39

*Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo*

ESTADOS	Vu (Ton/m)	RESISTENTE $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$ $F_f = \mu(\theta_\tau * V_u)$	Actuante $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$ Hu	CONDICION
RESISTENCIA Ia	111.13	69.46	34.05	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
RESISTENCIA Ib	167.33	104.58	34.05	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ia	105.05	82.07	49.00	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ib	148.66	116.14	49.00	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO

Fuente: Elaboración Propia

### c) Presiones actuantes en la base del terreno

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

➤ **Estado límite de resistencia**

De la tabla (AASHTO LRFD.10.5.5.1) ubicamos el factor de resistencia

correspondiente al suelo analizado, en este caso  $\theta_b = 0.60$

Del artículo (AASHTO LRDF.10.6.3.1), la ecuación de carga mayorada es:

$$q_R = \theta_b * q_n \quad (4.353)$$

$$q_R = \theta_b (FS \cdot q_{adm}) \quad (4.354)$$

$$q_R = 0.60 * (3 * 4.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\mathbf{q_R = 7.20 \text{ Kg/cm}^2}$$

➤ **Estado límite de Evento Extremo**

Según (AASHTO LRFD.11.6.5), el factor de resistencia  $\theta_b = 1.00$

$$q_R = \theta_b * q_n \quad (4.355)$$

$$q_R = \theta_b (FS \cdot q_{adm}) \quad (4.356)$$

$$q_R = 1.00 * (3 * 4.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\mathbf{q_R = 12.00 \text{ Kg/cm}^2}$$

Tabla 4. 40

*Cálculo de revisión a la capacidad de carga*

ESTADOS	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton.m/m)	$M_{hu}$ (Ton.m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \left  \frac{B}{2} - x_o \right $ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	qr	Condición
RESISTENCIA Ia	111.13	319.56	139.72	1.62	1.63	3.43	7.20	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
RESISTENCIA Ib	167.33	517.95	139.72	2.26	0.99	3.70	7.20	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ia	105.05	308.02	196.03	1.07	2.18	4.93	12.00	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ib	148.66	448.45	196.03	1.70	1.55	4.38	12.00	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA

Fuente: Elaboración Propia

**CASO 2: Estribo sin puente****Estados límites y combinaciones de carga****Estribo sin puente****Cargas verticales**

Tabla 4. 41

*Combinaciones en cargas verticales (Estribo sin puente)*

<b>CARGAS VERTICALES Vu</b>				
TIPO	DC	EV	LS	SUMATORIA
CARGAS	DC	EV	Lsy	Vu (Ton)
V (Ton)	38.62	54.56	4.86	98.03
<b>Resistencia Ia</b>	0.9	1	1.75	97.82
	34.75	54.56	8.51	
<b>Resistencia Ib</b>	1.25	1.35	1.75	130.43
	48.27	73.65	8.51	
<b>Ev.Extremo Ia</b>	0.9	1	0.5	91.74
	34.75	54.56	2.43	
<b>Ev.Extremo Ib</b>	1.25	1.35	0.5	124.35
	48.27	73.65	2.43	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 42

*Momento estabilizador por cargas verticales*

<b>MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES Mvu</b>				
TIPO	DC	EV	LS	SUMATORIA
CARGAS	DC	EV	Lsy	Mvu (Ton.m)
Mv (Ton.m)	145.82	110.94	9.23	265.99
<b>Resistencia Ia</b>	0.9	1	1.75	258.33
	131.24	110.94	16.16	
<b>Resistencia Ib</b>	1.25	1.35	1.75	348.20
	182.28	149.76	16.16	
<b>Ev.Extremo Ia</b>	0.9	1	0.5	246.79
	131.24	110.94	4.62	
<b>Ev.Extremo Ib</b>	1.25	1.35	0.5	336.66
	182.28	149.76	4.62	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 43

*Combinaciones en cargas horizontales (Estribo sin puente)*

CARGAS HORIZONTALES Hu					
TIPO	DC	EH	EQ		SUMATORIA
CARGAS	$LS_x$	EH	$EQ_{TERR}$	$EQ_{ESTRIBOS}$	Hu (Ton)
Hu (Ton)	2.31	17.31	5.29	11.65	36.55
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	30.01
	4.04	25.97	0.00	0.00	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	30.01
	4.04	25.97	0.00	0.00	
Ev.Extremo Ia	0.5	1.5	1	1	44.06
	1.15	25.97	5.29	11.65	
Ev.Extremo Ib	0.5	1.5	1	1	44.06
	1.15	25.97	5.29	11.65	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 44

*Momento de vuelco*

MOMENTOS DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES Mhu					
TIPO	DC	EH	EQ		SUMATORIA
CARGAS	$LS_x$	EH	$EQ_{TERR}$	$EQ_{ESTRIBOS}$	Mhu (Tonm)
Mv (Ton.m)	10.39	51.94	23.78	46.38	132.49
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	99.34
	18.18	77.91	0.00	0.00	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	99.34
	18.18	77.91	0.00	0.00	
Ev.Extremo Ia	0.5	1.5	1	1	153.27
	5.19	77.91	23.78	46.38	
Ev.Extremo Ib	0.5	1.5	1	1	153.27
	5.19	77.91	23.78	46.38	

Fuente: Elaboración Propia

### Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Tabla 4. 45

*Cálculo de revisión al volteo en el punto "A"*

ESTADO	Vu (Ton/m)	Mvu (Ton.m/m)	Mhu (Ton.m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \left  \frac{B}{2} - x_o \right $ (m)	$e_{(MAX)}$ (m)	Condicion
RESISTENCIA Ia	97.82	258.33	99.34	1.63	1.62	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
RESISTENCIA Ib	130.43	348.20	99.34	1.91	1.34	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ia	91.74	246.79	153.27	1.02	2.23	2.38	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ib	124.35	336.66	153.27	1.47	1.78	2.38	CUMPLE AL VOLTEO

Fuente: Elaboración Propia

### Chequeo al deslizamiento

Con:

$$\mu = \tan \phi'_f \quad (4. 357)$$

$$\mu = \tan 38 = 0.781$$

$$\phi_\tau = 0.80, \text{ estado límite de resistencia}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de evento extremo}$$

Tabla 4. 46

*Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo*

ESTADOS	Vu (Ton/m)	RESISTENTE $\left(\frac{Ton}{m}\right)$ $F_f = \mu(\theta_\tau * V_u)$	Actuante $\left(\frac{Ton}{m}\right)$ $H_u$	CONDICION
RESISTENCIA Ia	97.82	61.14	30.01	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
RESISTENCIA Ib	130.43	81.52	30.01	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ia	91.74	71.67	44.06	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ib	124.35	97.15	44.06	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO

Fuente: Elaboración Propia

## Presiones actuantes en la base del terreno

Tabla 4. 47

*Cálculo de revisión a la capacidad de carga*

ESTADOS	$V_u$ (Ton/m)	$M_{vu}$ (Ton.m/m)	$M_{hu}$ (Ton.m/m)	$x_0 = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \left  \left( \frac{B}{2} - x_0 \right) \right $ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	qr	Condición
RESISTENCIA Ia	97.82	258.33	99.34	1.63	1.62	3.01	7.20	SI CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
RESISTENCIA Ib	130.43	348.20	99.34	1.91	1.34	2.56	7.20	SI CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ia	91.74	246.79	153.27	1.02	2.23	4.80	12.00	SI CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ib	124.35	336.66	153.27	1.47	1.78	3.32	12.00	SI CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA

Fuente: Elaboración Propia

### 4.6.7. Cálculo De Acero

#### 4.6.7.1. Diseño de Pantalla

Tabla 4. 48

*Cargas en base a la pantalla*

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	CARGA (Ton)	Yp (m)	M (Ton.m)
LS	0.26	1.98	3.85	7.60
EH	3.29	12.67	2.57	32.53
EQ(terr)	0.50	3.87	3.85	14.89
P(EQ)		3.79	6.70	25.38
EQ(estrib)		8.88	3.70	32.80
BR		2.31	9.50	21.93

Fuente: Elaboración Propia

Para  $EQ_{ESTR}$

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} = 18.34 + 52.67 = 71.01 \text{ Ton}$$

(4. 358)

$$Y_A = \text{Centro de gravedad del estribo y terreno tributario } P = 3.70 \text{ m}$$

$$K_h = 0.125$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = K_h * W \quad (4. 359)$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 0.125 * 71.01$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 8.88 \text{ Ton}$$

$$Y_A = 3.70 \text{ m}$$

○ **Acero por flexión**

**Estado límite de Resistencia I**

$$\text{Con } \eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1 \quad (4.360)$$

$$Mu = \eta[(1.75 * M_{LS}) + (1.50 * M_{EH}) + (1.75 * M_{BR})] \quad (4.361)$$

$$Mu = 1.00[(1.75 * 7.60) + (1.50 * 32.53) + (1.75 * 21.93)]$$

$$Mu = 100.48 \text{ Ton.m}$$

**Estado límite de Estado Extremo I**

$$\text{Con } \eta = \eta_D + \eta_R + \eta_I = 1 \quad (4.362)$$

$$Mu = \eta[(0.50 * M_{LS}) + (1.50 * M_{EH}) + (1.00 * M_{EQ}) + (0.50 * M_{BR})] \quad (4.363)$$

$$Mu = 1.00[(0.50 * 7.60) + (1.50 * 32.53) + (1.00 * (14.89 + 25.38 + 32.80)) + (0.50 * 21.93)]$$

$$Mu = 136.63 \text{ Ton.m}$$

Entonces el momento de diseño es:

$$\mathbf{Mu = 136.63 \text{ Ton.m}}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.5 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 10 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 120 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 110 \text{ cm} \quad (4.364)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad (4.365)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)} \quad (4.366)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad (4.367)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ hasta } f'c \text{ de } 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{max} = 0.85 * (0.85) * \frac{280}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\rho_{max} = 0.02833$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * fy} \quad (4.368)$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (136.63 \times 10^5)}{100 * 110^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00299$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (4.369)$$

$$0.00333 \leq 0.00299 \leq 0.02833 \quad \text{No Cumple}$$

$$\therefore \rho = \rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.370)$$

$$A_s = 0.0033 * 100 * 110 = \text{cm}^2$$

$$A_s = 36.63 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25\text{mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{36.63}{4.909} = 7.46 \quad (4.371)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{7.46} = 13.40 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\varnothing = 25 \text{ mm}$  cada 13 cm**

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (4.372)$$

$$a = \frac{36.63 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 6.46 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d \quad (4.373)$$

$$a \leq (0.35 * 110)$$

$$a \leq 38.5$$

SI CUMPLE

### Momento resistente

$$Mn = \varnothing * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.374)$$

$$Mn = 0.90 * 36.63 * 4200 * \left(110 - \frac{6.46}{2}\right)$$

$$Mn = 147.83 \text{ Ton.m}$$

Entonces:

$$Mn \geq Mu \quad (4.375)$$

$$147.83 \geq 136.63$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

SI CUMPLE

### As máximo

Se cumple la siguiente condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (4.376)$$

$$c = a/\beta_1 \quad (4.377)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 6.46/0.85$$

$$c = 7.60 \text{ cm}$$

$$d_e = 110 \text{ cm}$$

Entonces:  $\frac{c}{d_e} = \frac{7.60}{110} = 0.069$  SI CUMPLE

### As mínimo

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de: 1.2  $M_{cr}$  y 1.33  $M_u$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S \quad (4.378)$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'_c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad (4.379)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 120^2}{6} = 240000 \text{ cm}^3 \quad (4.380)$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 240000 = 96.87 \text{ Ton.m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 133.38 = 177.40 \text{ Ton.m} \quad (4.381)$$

El menor valor es 96.87 Ton.m y la cantidad de acero que fue calculada es 36.63  $cm^2$ ,

resiste  $M_u = 136.63 \text{ Ton.m} > 96.87 \text{ Ton.m}$  SI CUMPLE

○ **As Temperatura**

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0018 * A_g \quad (4.382)$$

En el sistema MKS con  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$B = 120 \text{ cm}$$

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

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0018 * 120 * 100$$

$$A_{S_{TEMP}} = 21.6 \frac{\text{cm}^2}{2} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{capa} \quad (4.383)$$

$$\emptyset 18\text{mm} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$\frac{10.80}{2.545} = 4.24 \quad (4.384)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{4.24} = 23.58 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\emptyset = 18 \text{ mm}$  cada 24 cm**

○ **Revisión por corte**

Generalmente el corte no rige el funcionamiento de un diseño de un muro de contención; sin embargo, revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que este no se requiere armadura transversal.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con

$$\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1 \quad (4.385)$$

$$V_u = \eta[(1.75 * V_{LS}) + (1.50 * V_{EH}) + (1.75 * V_{BR})] \quad (4.386)$$

$$V_u = 1.00[(1.75 * 1.98) + (1.50 * 12.67) + (1.75 * 2.31)]$$

$$V_u = 26.51 \text{ Ton}$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I

con

$$\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1 \quad (4.387)$$

$$V_u = \eta[(0.50 * V_{LS}) + (1.50 * V_{EH}) + (1.00 * V_{EQ})(0.50 * V_{BR})] \quad (4.388)$$

$$V_u = \eta[(0.50 * 1.98) + (1.50 * 12.67) + (1.00 * (3.87 + 3.79 + 8.88))(0.50 * 2.31)]$$

$$V_u = 39.10 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$\mathbf{V_u = 39.10 \text{ Ton}}$$

El cortante resistente del hormigón es:

$$V_r = \phi V_n \quad (4.389)$$

(AASHTO LRFD.5.8.2.1-2) (Ec. 4.288)

$$\phi = 1.00 \quad (\text{AASHTO LRFD. 11.6.5})$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right\}$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} (b_v * d_v) [Kg] \quad (4.390)$$

Donde:

$$b_v = \text{Ancho de diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 110 \text{ cm}$$

$d_v = \text{Peralte de corte efectivo:}$

$$d_e - \frac{a}{2} = 110 - \frac{6.46}{2} = 106.77 \text{ cm} \quad (4.391)$$

Entonces:

$$V_c \leq (0.90 * d_e) \quad (4.392)$$

$$94.69 \leq (0.90 * 110)$$

$$94.69 \leq (99.00)$$

SI CUMPLE

$$V_c \geq (0.72 * h) \quad (4.393)$$

$$94.69 \geq (0.72 * 120)$$

$$94.69 \geq 86.40$$

SI CUMPLE

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

Se elige el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 94.69 \text{ Ton} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 106.77 = 747.39 \text{ Ton} \end{array} \right\}$$

Se escoge:

$$V_n = 94.69 \text{ Ton}$$

La resistencia del hormigón al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 1.00 * 94.69 = 94.69 > 37.18 \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.6.7.2. Diseño De Cimentación

##### 4.6.7.2.1. Diseño del Talón

Para el diseño del talón se toman en cuenta los esfuerzos obtenidos cuando el puente está en servicio con el estado limite Resistencia I (AASHTO LRFD. Tabla 3.4.1-1). Con

$$\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1 \quad (4.394)$$

$$M_u = \eta [1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}] \quad (4.395)$$

Tabla 4.50

*Momentos por cargas en el talón*

Tipo	Carga (Ton/m)	Brazo de palanca (m)	Momento (Ton.m)
DC	11.86	1.90	22.53
EV	52.67	1.90	100.07
LS	4.10	1.90	7.80

Fuente: Elaboración Propia

Reemplazamos en la ecuación 4.293, y obtenemos el momento último:

$$M_u = 1.00 \left[ \begin{array}{l} (1.25 * 22.53) + (1.35 * 100.07) \\ ) + (1.75 * 7.80) \end{array} \right] \quad (4.396)$$

$$M_u = 176.90 \text{ Ton. m}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.5 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 10 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 130 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 120 \text{ cm} \quad (4.397)$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)} \quad (4.398)$$

$$\rho_{max} = 0.02833$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * M_u}{b * d^2}\right)}}{1.8 * f_y} \quad (4.399)$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (176.90 \times 10^5)}{100 * 120^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00335$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (4.400)$$

$$0.00333 \leq 0.00335 \leq 0.02833 \quad \text{Si Cumple}$$

$$\therefore \rho = 0.00335$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.401)$$

$$A_s = 0.00335 * 100 * 120 = 40.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 40.19 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{40.19}{4.909} = 8.19 \quad (4.402)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{8.19} = 12.5 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada  $12.5 \text{ cm}$**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (4.403)$$

$$a = \frac{40.19 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 5.91 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d \quad (4.404)$$

$$a \leq (0.35 * 120)$$

$$a \leq \mathbf{42.00}$$

SI CUMPLE

○ **Momento resistente**

$$M_n = \emptyset * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.405)$$

$$M_n = 0.90 * 40.19 * 4200 * \left(90 - \frac{5.91}{2}\right)$$

$$M_n = 177.79 \text{ Ton.m}$$

Entonces:

$$M_n \geq M_u \quad (4.406)$$

$$177.78 \geq 176.90$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

SI CUMPLE

○ **As máximo**

Se cumple la siguiente condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (4.407)$$

$$c = a/\beta_1 \quad (4.408)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 5.91/0.85$$

$$c = 6.95 \text{ cm}$$

$$d_e = 120 \text{ cm}$$

Entonces:  $\frac{c}{d_e} = \frac{6.95}{120} = 0.058$

$$0.058 \leq 0.42$$

SI CUMPLE

○ **As mínimo**

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de: 1.2  $M_{cr}$  y 1.33  $M_u$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S \quad (4.409)$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad (4.410)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 120^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3 \quad (4.411)$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton.m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 176.90 = 235.27 \text{ Ton.m} \quad (4.412)$$

El menor valor es 113.68 Ton.m y la cantidad de acero que fue calculada es  $40.19\text{cm}^2$ ,  
resiste  $M_u = 176.90\text{ Ton.m} > 113.68\text{ Ton.m}$  SI CUMPLE

Entonces:

Usar **1 varilla de  $\phi = 25\text{ mm}$  cada  $12.5\text{ cm}$**

○ **As Temperatura (AASHTO LRFD)**

$$A_{TEMP} = 0.0015 * A_g \quad (4.413)$$

En el sistema MKS con  $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$  (AASHTO LRFD. 5.10.8.2-2)

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

$$H = 130\text{ cm}$$

$$A_{TEMP} = 0.0015 * 100 * 130$$

$$A_{TEMP} = \frac{19.5\text{ cm}^2}{2} = 9.75\text{ cm}^2/\text{capa} \quad (4.414)$$

$$\phi 16\text{mm} = 2.011\text{cm}^2$$

$$\frac{9.75}{2.011} = 4.85 \approx 5 \quad (4.415)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \text{ ó } 200\text{ mm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\phi = 16\text{ mm}$  cada  $20\text{ cm}$**

○ **Revisión por Corte**

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con

$$\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1 \quad (4.416)$$

$$V_u = \eta[(1.25 * V_{DC}) + (1.35 * V_{EV}) + (1.75 * V_{LS})] \quad (4.417)$$

$$V_u = 1.00[(1.25 * 11.86) + (1.35 * 52.67) + (1.75 * 4.10)]$$

$$V_u = 93.10 \text{ Ton}$$

Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

El cortante resistente del hormigón es:

$$V_r = \phi V_n \quad (4.418)$$

(AASHTO LRFD.5.8.2.1-2)

$$\phi = 0.90 \quad (\text{AASHTO LRFD. 5.5.4.2})$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right\}$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} (b_v * d_v) \text{ [Kg]} \quad (4.419)$$

Donde:

$$b_v = \text{Ancho de diseño de zapata} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 130 - 10 = 120 \text{ cm} \quad (4.420)$$

$$d_v = \text{Peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 110 - \frac{5.91}{2} = 117.05 \text{ cm} \quad (4.421)$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 117.05) = 103.80 \text{ Ton}$$

Verificamos:

$$V_c \leq (0.90 * d_e) \quad (4.422)$$

$$103.80 \leq (0.90 * 120)$$

$$103.80 \leq (108.00) \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$V_c \geq (0.72 * h) \quad (4.423)$$

$$103.80 \geq (0.72 * 130)$$

$$103.80 \geq 93.60 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

Se elige el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 103.80 \text{ Ton} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 117.05 = 819.35 \text{ Ton} \end{array} \right\}$$

Se escoge:

$$V_n = 103.80 \text{ Ton}$$

La resistencia del hormigón al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.90 * 103.80 = 93.42 > 93.10 \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.6.7.1.2. Diseño de la Punta

Se utiliza  $q_u = 12.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  ó  $120 \text{ Ton/m}^2$ , que corresponde al estado límite Evento Extremo I, se desprecia el peso del terreno (EV), y el de la punta de la zapata (DC), el momento que actúa en la cara de la pantalla es:

$$M_U = 120 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * \frac{(1.50 \text{ m})^2}{2} * 1.00 \text{ m} \quad (4.424)$$

$$\mathbf{M_U = 135.00 \text{ Ton.m}}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.5 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 10 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 130 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 120 \text{ cm} \quad (4.425)$$

$$\mathbf{\rho_{min} = 0.00333}$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)} \quad (4.426)$$

$$\mathbf{\rho_{max} = 0.01416}$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * fy} \quad (4.427)$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (135.00 \times 10^5)}{100 * 120^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00215$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (4.428)$$

$$0.00333 \leq 0.00129 \leq 0.02833 \quad \text{No Cumple}$$

$$\therefore \rho = \rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.429)$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 120 = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{39.96}{4.909} = 8.14 \quad (4.430)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{8.14} = 12.5 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada  $12.5 \text{ cm}$**

$$a = \frac{A_s * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (4.431)$$

$$a = \frac{39.96 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 7.05 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d \quad (4.432)$$

$$a \leq (0.35 * 120)$$

$$a \leq 42.00$$

$$7.05 \leq 42.00$$

SI CUMPLE

○ **Momento resistente**

$$Mn = \phi * As * fy * (d - \frac{a}{2}) \quad (4.433)$$

$$Mn = 0.90 * 39.96 * 4200 * (90 - \frac{7.05}{2})$$

$$Mn = 195.48 \text{ Ton.m}$$

Entonces:

$$Mn \geq Mu \quad (4.434)$$

$$195.48 \geq 135.00$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE} \quad \text{SI CUMPLE}$$

○ **As máximo**

Se cumple la siguiente condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (4.435)$$

$$c = a/\beta_1 \quad (4.436)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 7.05/0.85$$

$$c = 8.29 \text{ cm}$$

$$d_e = 120 \text{ cm}$$

Entonces: 
$$\frac{c}{d_e} = \frac{8.29}{120} = 0.0691$$

$$0.0691 \leq 0.42 \quad \text{SI CUMPLE}$$

○ **As mínimo**

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de: 1.2  $M_{cr}$  y 1.33  $M_u$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S \quad (4.437)$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'_c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad (4.438)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 120^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3 \quad (4.439)$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton.m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 135.00 = 179.55 \text{ Ton.m} \quad (4.440)$$

El menor valor es 108.63 Ton.m y la cantidad de acero que fue calculada es  $39.96 \text{ cm}^2$ ,  
resiste  $M_u = 195.48 \text{ Ton.m} > 108.63 \text{ Ton.m}$  SI CUMPLE

Entonces:

**Usar 1 varilla de  $\phi = 25 \text{ mm}$  cada 12.5 cm**

○ **Revisión por Corte**

Según (AASHTO LRFD 5.8.2.9):

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 120 - \frac{7.05}{2} = 116.475 \text{ cm} \quad (4.441)$$

Se verifica que  $d_v$  se no menor que:

$$0.90 * d_e = 0.90 * 120 = 108 \text{ cm} \quad (4.442)$$

$$116.475 \text{ cm} > 108 \text{ cm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

También se verifica que  $d_v$  sea mayor que:

$$0.72 * h = 0.72 * 130 \text{ cm} = 93.60 \text{ cm} \quad (4.443)$$

$$116.475 \text{ cm} > 93.60 \text{ cm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Se toma el cortante que actúa a una distancia  $d_v$  de la cara de la pantalla, por lo tanto, el cortante actuante es:

$$V_u = q_u * (L_{punta} - d_v) \quad (4.444)$$

$$V_u = 120 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * (1.5 \text{ m} - 1.16 \text{ m})$$

$$V_u = 40.23 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del hormigón es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (AASHTO LRFD. 5.8.2.1-2)} \quad (4.445)$$

$$\phi = 1.00 \quad \text{(AASHTO LRFD. 11.6.5)}$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right\}$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} (b_v * d_v) [\text{Kg}] \quad (4.446)$$

Donde:

$$b_v = \text{Ancho de diseño de zapata} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 130 - 10 = 120 \text{ cm} \quad (4.447)$$

$$d_v = \text{Peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 120 - \frac{7.05}{2} = 116.475 \text{ cm} \quad (4.448)$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 116.475) = 103.30 \text{ Ton}$$

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

Se elige el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 103.30 \text{ Ton} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 116.475 = 518.33 \text{ Ton} \end{array} \right\}$$

Se escoge:

$$V_n = 103.30 \text{ Ton}$$

La resistencia del hormigón al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 1.00 * 103.30 \quad (4.449)$$

$$V_r = 103.30 > 40.23 \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.6.7.2. Viga de asiento

La viga de asiento se diseña para soportar las cargas muerta y viva de la superestructura

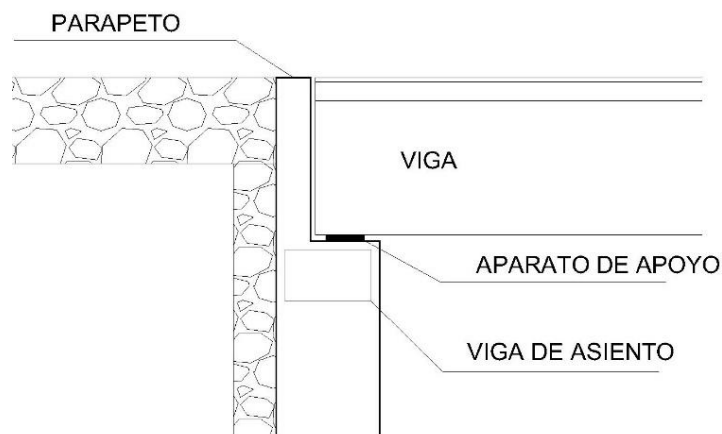


Figura 4. 77: Ubicación de la viga de asiento (Fuente: Elaboración Propia)

○ **Carga Muerta**

$$CM = \frac{R_{cm} * B}{\text{Número de vigas}} \quad (4.450)$$

Datos:

$$R_{cm} = 13.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 4 = 55.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$B = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Número de vigas} = 4$$

Reemplazando datos, se tiene:

$$CM = \frac{55.40 * 10}{4}$$

$$CM = 138.50 \text{ Ton}$$

○ **Carga Viva**

$$CM = \frac{R_{cm} * B}{\text{Número de vigas}} \quad (4.451)$$

Datos:

$$R_{cm} = 7.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$B = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Número de vigas} = 4$$

Reemplazando datos, se tiene:

$$CM = \frac{7.85 * 10}{4}$$

$$CM = 19.63 \text{ Ton}$$

○ **Combinación de cargas (Carga Ultima)**

$$P_U = \eta * [(1.25 * DC) + (1.75 * LL)] \quad (4.452)$$

$$P_U = 1.00 * [(1.25 * 138.50) + (1.75 * 19.63)]$$

$$P_U = 206.78 \text{ Ton}$$

○ **Reacción del estribo por metro lineal**

$$w = \frac{(\text{Número de vigas}) * (P_U)}{B * 1} \quad (4.453)$$

$$w = \frac{4 * 206.77}{10 * 1}$$

$$w = 82.71 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1\text{ml} = 82.71 \text{ Ton/ml}$$

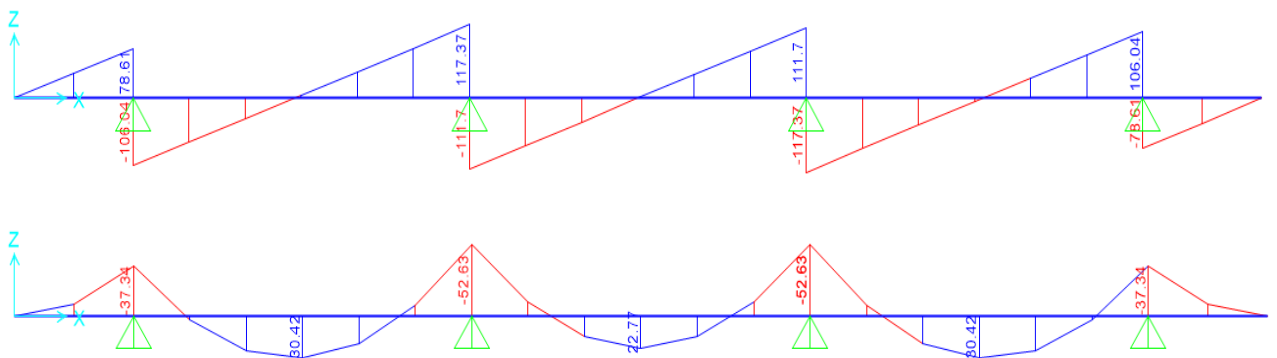


Figura 4. 78: Diagrama de cortantes y momentos que actúan en la viga de asiento (Fuente: Elaboración propia)

Del gráfico de diagramas de cortante y momentos se obtiene las siguientes solicitaciones máximas:

$$V_u = 117.37 \text{ Ton}$$

$$M_u = 52.63 \text{ Ton.m}$$

Se adopta un peralte de 60 cm a la viga, una base de 1.20 m y un recubrimiento de 5 cm

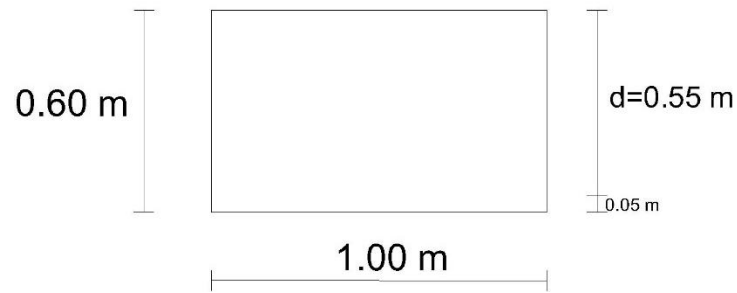


Figura 4. 79: Geometría de la viga de asiento (Fuente: Elaboración propia)

○ **Calculo del acero de refuerzo**

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (4.454)$$

Donde:

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

$$D = 60\text{cm} - 5\text{cm (recubrimiento)} = 55 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 55$$

$$As_{min} = 18.33 \text{ cm}^2$$

El área de compresión es:

$$a = \frac{As * fy}{\phi * f'c * b} \quad (4.455)$$

$$a = \frac{18.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 3.24$$

Entonces, el acero de refuerzo es:

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} \quad (4.456)$$

$$A_s = \frac{52.63 \times 10^5}{0.9 * 4200 * (55 - \frac{3.24}{2})}$$

$$A_s = 26.08 \text{ cm}^2$$

**Se coloca 5 varillas de  $\phi$  25 mm**

○ **Cálculo de los estribos**

$$V = \frac{Vu}{0.85 * b * h} \quad (4.457)$$

$$V = \frac{117.37 \times 10^3}{0.85 * 100 * 60}$$

$$V = 23.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{ADM} = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Condición:

$$(V - V_c) \leq (8 * \sqrt{0.07 * f'c}) \quad (4.458)$$

$$(23.01 - 8.87) \leq (8 * \sqrt{0.07 * 280})$$

$$14.14 \leq 35.42$$

la sección es la correcta

**Separación de estribos**

$$s = \frac{A_v * f_y}{V * h} \quad (4.459)$$

Donde:

$$A_v = 2\phi 14 \text{ mm} = 3.078 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 23.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$s = \frac{3.078 * 4200}{23.01 * 60}$$

$$s = 9.36 \cong 10 \text{ cm}$$

Entonces:

**Se coloca un  $1\phi 14\text{mm}@10\text{ cm}$**

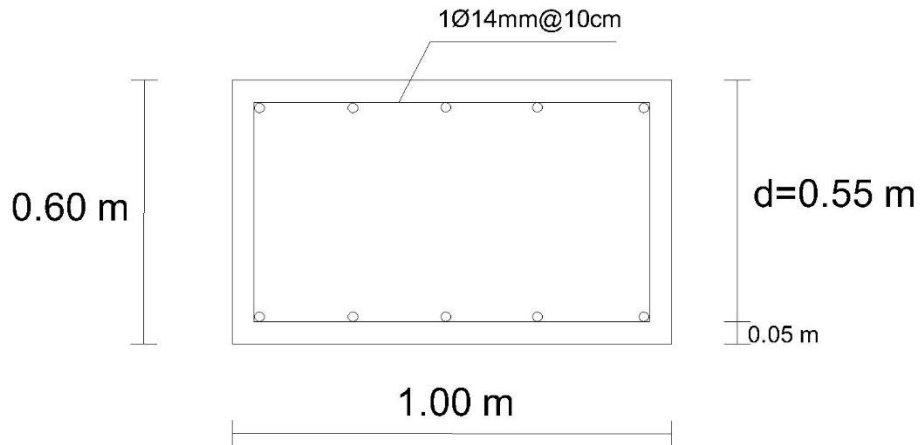


Figura 4. 80: Armado de la viga de asiento

○ **Acero en el parapeto**

Se diseña el acero en el parapeto para el confinamiento de varillas en el parapeto

$$\rho = \rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.460)$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 30 = 40.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.99 \text{ cm}^2$$

$$\phi 14\text{mm} = 1.539 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9.99}{1.539} = 6.49 \quad (4.461)$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.49} = 15.41 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\phi = 14 \text{ mm}$  cada 15 cm**

#### 4.6.7.4. Diseño de traba sísmica

$$EQ_{MIN} = A * R_{CM} \quad (4.462)$$

Donde:

$EQ$  = Fuerza sísmica que actúa en la traba

$A$  = Coeficiente de aceleración sísmica = 0.25

$R_{CM}$  = Reacción por carga muerta = 54.32 Ton/viga

Entonces:

$$EQ_{MIN} = 0.4 * 54.32 \text{ Ton} = 21.73 \text{ Ton/traba}$$

la fuerza sísmica modificada ( $EQM$ ) es igual a la relación entre la fuerza sísmica mínima y  $R$ .

$$EQM = \frac{EQ}{R} \quad (4.463)$$

Donde:

$R$  = Coeficiente de modificación de respuesta sísmica = 0.80

$$EQM = \frac{21.73}{0.80}$$

$$EQM = 27.16 \text{ Ton}$$

Se calcula el armado del anclaje con la siguiente expresión:

$$Av = \frac{V}{fs * \mu} \quad (4.464)$$

Donde:

$Av$  = Cuantía de acero en  $cm^2$

$V'$  = Fuerza cortante

$$fs = \text{Esfuerzo de trabajo} = 0.40 * fy = 0.4 * 4200 = \frac{1680Kg}{cm^2}$$

$\mu$  = Coeficiente de rozamiento entre hormigón – hormigón = 1.00

Entonces:

$$A_v = \frac{27.16 \times 10^3}{1680 \times 1.00}$$

$$A_v = 16.16 \text{ cm}^2$$

**Se coloca 8 varillas de  $\phi 16 \text{ mm}$**

Se adopta la siguiente geometría:

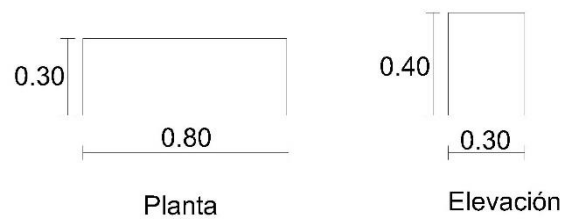


Figura 4. 81: Geometría de la trabe sísmica

o **Longitud de desarrollo**

$$l_{db} = \frac{0.02 * A_b * f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 * db * f_y \quad (4. 465)$$

Donde:

$$A_b = \text{Área de la barra} = \phi 16 = 2.011 \text{ cm}^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 412 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 27.46 \text{ Mpa}$$

$$db = \text{diámetro de la barra} = 16 \text{ mm}$$

Reemplazamos:

$$l_{db} = \frac{0.02 * 201 * 412}{\sqrt{27.46}} \geq 0.06 * 16 * 412$$

$$l_{db} = 316.06 \geq 395.52$$

Entonces:

$$l_{db} = 39.52 \cong 40 \text{ cm}$$

#### 4.6.7.5. Diseño de Muro de Ala

Pre diseño

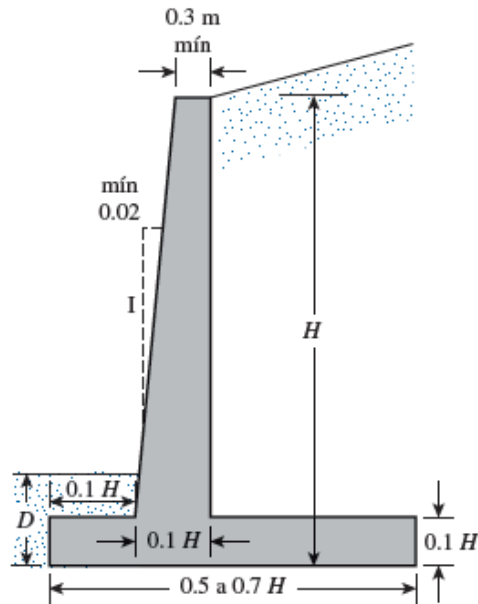


Figura 4. 82: Dimensiones estimadas para algunos componentes de un muro en voladizo (Fuente: Braja das, 2013)

Para una altura  $H= 9\text{ m}$ , se tiene:

- $B =$  ancho del cimientado:  $\frac{1}{2}H$  ó  $0.7H = 4.5\text{ m}$  ó  $6.3\text{ m}$ ;  $B_{ADOPTADO} = 6.00\text{ m}$
- $D =$  Altura del cimientado:  $0.10H = 0.9\text{ m}$ ;  $D_{ADOPTADO} = 1.20\text{ m}$
- $L_{PUNTA} =$  Longitud de la punta:  $0.1H = 0.90\text{ m}$ ;  $L_{PUNTA ADOPTADO} = 1.50\text{ m}$
- $B_{PARAPETO} =$  mínimo =  $0.30\text{ m}$ ;  $B_{PARAPETO ADOPTADO} = 0.30\text{ m}$
- Ancho de base de pantalla =  $0.1 * H$ ;  $0.1 * 9 = 0.9\text{ m}$
- $L_{TALÓN} =$  Longitud del talón =  $B - N - L_{PUNTA} - B_{PARAPETO ADOPTADO}$

$$\text{Longitud del talón} = 6.0 - 1.5 - 0.90 = 3.6\text{ m}$$

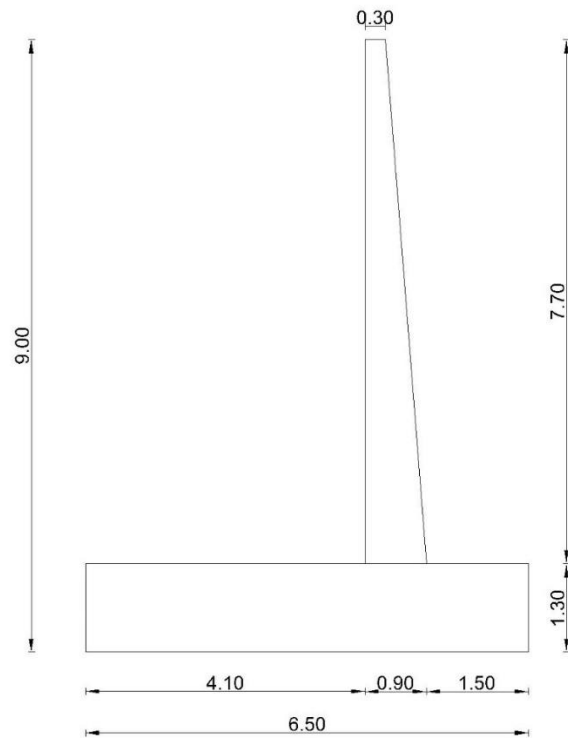


Figura 4. 83: Dimensiones del muro de ala (Fuente: Elaboración propia)

### Cargas verticales y horizontales en el muro de ala

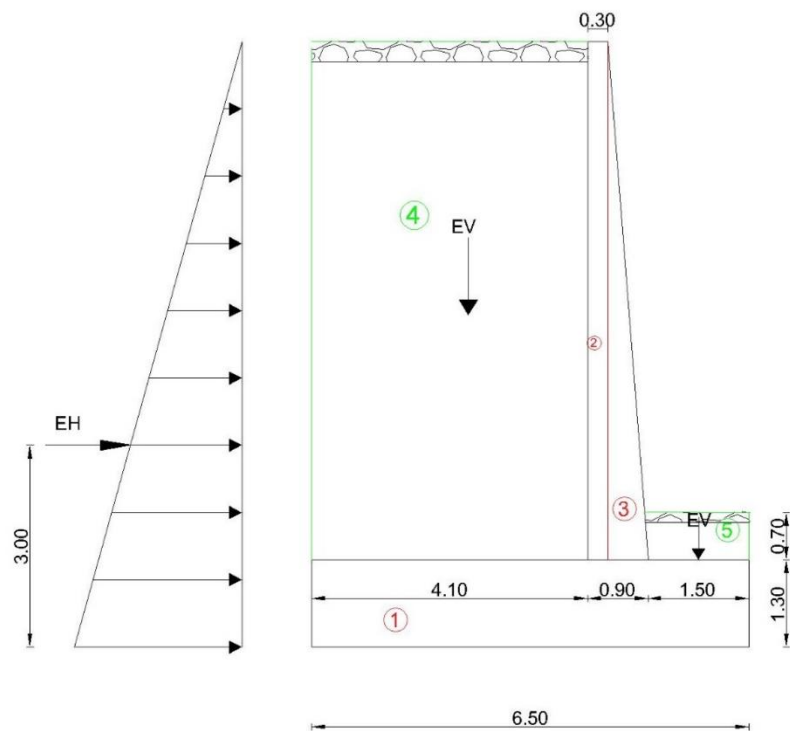


Figura 4. 84: Cargas verticales y horizontales (Fuente: Elaboración propia)

- **Cargas Verticales (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)**
- **Cargas DC**

**Peso propio de concreto armado (DC)**

**Cargas verticales (Peso propio)**

Tabla 4. 49

*Cargas verticales (Peso propio)*

<b>Elemento</b>	<b>Area (m2)</b>	<b>DC (T/m)</b>
1	8.45	20.28
2	2.31	5.54
3	2.31	5.54

Fuente: Elaboración Propia

- **Cargas EV (Presión vertical debido a la carga muerta del terreno)**

Tabla 4. 50

*Cargas verticales (Presión vertical debido a la carga muerta del terreno)*

<b>Elemento</b>	<b>Area (m3)</b>	<b>DC (T/m)</b>
5	31.57	56.83
6	1.05	1.89
7	0.024	0.0432

Fuente: Elaboración Propia

- **Cargas EH (Presión lateral del terreno)**

Tabla 4. 51

*Ángulo de fricción entre diferentes materiales*

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, $\delta$ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
<b>Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:</b>		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
<b>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</b>		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
<b>Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</b>		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
<b>Diferentes materiales estructurales:</b>		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

$$EH1_y = EHsen\delta \quad (4.466)$$

$$\delta = 24^\circ \text{ (Tabla 4.51)}$$

$$EHsen\delta = 9^2 * 1.8 * 0.2375 * 0.5sen24^\circ = 6.37 \frac{Ton}{m}$$

Tabla 4. 52

*Resumen de cargas verticales*

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	V (T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
DC1	DC	20.28	3.25	65.91
DC2	DC	5.54	4.25	23.56
DC3	DC	5.54	4.70	26.06
EV4	EV	56.83	2.05	116.49
EV5	EV	1.89	5.75	10.87
EV6	EV	0.0432	4.48	0.19
<b>SUMA</b>		90.13		243.08
EH1	EH	6.37	6.5	41.41

Fuente: Elaboración Propia

○ **Estados límites y combinaciones de carga**

Tabla 4. 53

*Cargas verticales mayoradas*

CARGAS VERTICALES Vu								
TIPO	DC			EV			EH	SUMATORIA
CARGA	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	EV3	EH1y	Vu (Ton)
V (Ton)	20.28	5.54	5.54	56.83	1.89	0.04	6.37	96.50
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.50	96.55
	18.25	4.99	4.99	56.83	1.89	0.04	9.56	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.50	128.09
	25.35	6.93	6.93	76.72	2.55	0.06	9.56	
Ev.Extremo Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.50	96.55
	18.25	4.99	4.99	56.83	1.89	0.04	9.56	
Ev.Extremo Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.50	128.09
	25.35	6.93	6.93	76.72	2.55	0.06	9.56	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4. 54

*Momento estabilizador por cargas verticales*

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES								
TIPO	DC			EV			EH	SUMATORIA
CARGA	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	EV3	EH1y	Mu (Ton.m)
M(Ton)	65.91	23.56	26.06	116.49	10.87	0.19	38.22	243.08
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.50	288.86
	59.32	21.21	23.45	116.49	10.87	0.19	57.33	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.50	373.94
	82.39	29.45	32.57	157.27	14.67	0.26	57.33	
Ev.Extremo Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.50	288.86
	59.32	21.21	23.45	116.49	10.87	0.19	57.33	
Ev.Extremo Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.50	354.83
	82.39	29.45	32.57	157.27	14.67	0.26	38.22	

Fuente: Elaboración Propia

- **Chequeo de estabilidad y esfuerzos**

Se debe dimensionar el muro de manera que satisfaga las condiciones de seguridad tanto en su estabilidad contra fallas por vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.

- **Vuelco alrededor del punto “A”**

**Calculo de  $e_{max}$** **Estado límite de resistencia**

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ( $e \leq B/4$ ), excepto en caso de suelo rocoso que se mantendrá en  $\frac{3}{4}$  centrales ( $e \leq 3/8B$ )

En nuestro caso:

$$e_{MAX} = (3/8)B \quad (4.467)$$

$$e_{MAX} = \frac{3 * 6.50}{8} = 2.24 \text{ m}$$

### Estado límite de Evento Extremo I

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3):

Cuando  $\gamma_{EQ} = 0$ , se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los  $2/3$  centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq \frac{1}{3}B$ )

Cuando  $\gamma_{EQ} = 1$ , mantener la resultante dentro de los  $8/10$  centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq \frac{2}{5}B$ )

Para los valores de  $\gamma_{EQ}$  entre 0 y 1, interpolar linealmente entre los valores especificados.

En este caso:

$$e_{max} = \left(\frac{11}{30}\right)B \quad (4.468)$$

$$e_{max} = \left(\frac{11}{30}\right) * 6.50 = 2.38 \text{ m}$$

Tabla 4. 55

*Cálculo de revisión al volteo en el punto "A"*

ESTADO	Vu (Ton/m)	Mvu (Ton.m/m)	Mhu (Ton.m/m)	$Xo = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \left  \frac{B}{2} - x_0 \right $ (m)	$e_{(MAX)}$ (m)	Condición
RESISTENCIA Ia	96.55	288.86	139.72	1.54	1.71	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
RESISTENCIA Ib	128.09	373.94	139.72	1.83	1.42	2.44	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ia	96.55	288.86	198.31	0.94	2.31	2.38	CUMPLE AL VOLTEO
EV. EXTREMO Ib	128.09	354.83	198.31	1.22	2.03	2.38	CUMPLE AL VOLTEO

Fuente: Elaboración Propia

○ **Chequeo al deslizamiento**

Con:

$$\mu = \tan \phi'_f \quad (4.469)$$

$$\mu = \tan 38 = 0.781$$

$$\phi_\tau = 0.80, \text{ estado límite de resistencia}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de evento extremo}$$

Tabla 4. 56

*Cálculo de revisión al deslizamiento en base al estribo*

ESTADOS	Vu (Ton/m)	RESISTENTE $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$ $F_f = \mu(\theta_\tau * V_u)$	Actuante $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}}\right)$ Hu	CONDICION
RESISTENCIA Ia	96.55	60.34	34.05	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
RESISTENCIA Ib	128.09	80.06	34.05	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ia	96.55	75.43	48.62	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO
EV. EXTREMO Ib	128.09	100.07	48.62	CUMPLE AL DESLIZAMIENTO

Fuente: Elaboración Propia

○ **Presiones actuantes en la base del terreno**

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

➤ **Estado límite de resistencia**

De la tabla (AASHTO LRFD.10.5.5.1) ubicamos el factor de resistencia correspondiente al suelo analizado, en este caso  $\theta_b = 0.60$

Del artículo (AASHTO LRDF.10.6.3.1), la ecuación de carga mayorada es:

$$q_R = \theta_b * q_n \quad (4.470)$$

$$q_R = \theta_b (FS \cdot q_{adm}) \quad (4.471)$$

$$q_R = 0.60 * (3 * 4.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$q_R = 7.20 \text{ Kg/cm}^2$$

➤ **Estado límite de Evento Extremo**

Según (AASHTO LRFD.11.6.5), el factor de resistencia  $\theta_b = 1.00$

$$q_R = \theta_b * q_n \quad (4.472)$$

$$q_R = \theta_b (FS \cdot q_{adm}) \quad (4.473)$$

$$q_R = 1.00 * (3 * 4.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$q_R = 12.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 4. 57

*Cálculo de revisión a la capacidad de carga*

ESTADOS	Vu (Ton/m)	Mvu (Ton.m/m)	Mhu (Ton.m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{nu}}{V_u}$ (m)	$e = \left  \left( \frac{B}{2} - x_o \right) \right $ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (Kg/cm2)	qr	Condición
RESISTENCIA Ia	96.55	288.86	139.72	1.54	1.71	3.12	7.20	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
RESISTENCIA Ib	128.09	373.94	139.72	1.83	1.42	3.50	7.20	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ia	96.55	288.86	198.31	0.94	2.31	5.15	12.00	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA
EV. EXTREMO Ib	128.09	354.83	198.31	1.22	2.03	5.24	12.00	CUMPLE A LA CAPACIDAD DE CARGA

Fuente: Elaboración Propia

○ **Cálculo de la fuerza sísmica**

Se analiza las cargas sísmicas (EH), a las que está sometido el muro.

Tabla 4. 58

*Resumen de cargas verticales*

CARGA	TIPO	V (T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
DC1	DC	20.28	3.25	65.91
DC2	DC	5.54	4.25	23.56
DC3	DC	5.54	4.70	26.06
EV4	EV	56.83	2.05	116.49
EV5	EV	1.89	5.75	10.87
EV6	EV	0.0432	4.48	0.19
<b>SUMA</b>		90.13		243.08

Fuente: Elaboración Propia

$$EQ = W * A * S$$

$$EQ = 90.13 * 0.25 * 1$$

$$EQ = 22.53 \text{ Ton}$$

$$hi = \text{Altura promedio del estribo} = \frac{243.08}{90.13} = 2.69 \text{ m}$$

$$M_{EQi} = 22.53 * 2.69 = 60.76 \text{ Ton.m}$$

### Acción sísmica del terreno ( $EQ_{TERR}$ )

#### Método Monobe-Okabe

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.125}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 7.13^\circ$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_f}{2}\right) \quad (4.474)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{38}{2}\right)$$

$$K_a = 0.2375$$

Entonces la presión lateral del terreno será:

$$P_H = K_a * H * \gamma_t \quad (4.475)$$

$$P_H = 0.2375 * 9.00 * 1.80 = 3.85 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * P_H \quad (4.476)$$

$$EH = \frac{1}{2} * 9.00 * 3.85$$

$$EH = 17.31 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Y_A = 3.00 \text{ m}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(38 - 7.13)}{\cos 7.13 \cos^2 0 \cos(7.13) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(38) \sin(38 - 7.13 - 1)}{\cos(7.13) \cos(1)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.31$$

$$EQ_{TERR} = \frac{1}{2} (0.31 - 0.2375) * (9m)^2 * 1.80 \text{ Ton/m}^3$$

$$EQ_{TERR} = 5.29 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 4.50 \text{ m}$$

Chequeo de estabilidad y presiones del muro

$$Fv = \sum DC + EV = 90.13 \text{ Ton} \quad (4.477)$$

$$Mv = \sum M_{DC} = 243.08 \text{ Ton.m}$$

$$Fh = EQ_{TERR} + EQ_{ESTRIBOS} = 5.29 + 11.67 = 16.96 \text{ Ton}$$

$$Mh = M_{EQi} = 56.70 \text{ Ton.m}$$

○ **Factores de seguridad**

○ **Deslizamiento**

$$FSD = \frac{Fv * 0.6}{Fh} \quad (4.478)$$

$$FSD = \frac{90.13 * 0.6}{16.96}$$

$$FSD = 3.19 > 1.50 \text{ Si cumple}$$

○ **Volcamiento**

$$FSV = \frac{\sum Mv}{Mh} \quad (4.479)$$

$$FSV = 243.08/56.70$$

$$FSV = 4.28 > 1.5$$

○ **Presiones**

$$x = \frac{Mv - Mh}{FV} = \frac{243.08 - 56.70}{90.13} = 2.06 \text{ m} \quad (4.480)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{6.50}{2} - 2.06 = 1.19 \text{ m} \quad (4.481)$$

$$q_{1,2} = \frac{Fv}{B * h} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right) \quad (4.482)$$

$$q_{1,2} = \frac{90.13}{6.5 * 1.3} * \left(1 + \frac{6 * 1.19}{6.5}\right) = 22.38 < 40 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{1,2} = \frac{90.13}{6.5 * 1.3} * \left(1 - \frac{6 * 1.19}{6.5}\right) = -1.05 < 40 \text{ Ton/m}^2$$

## Cálculo De Acero

### 1. Diseño de Pantalla

Tabla 4. 59

*Cargas en base a la pantalla*

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	CARGA (Ton)	Yp (m)	M (Ton.m)
EH	3.29	12.67	2.57	32.53
EQ(terr)	0.50	3.87	3.85	14.89
EQ(estrib)		8.49	3.85	32.68

Fuente: Elaboración Propia

Para  $EQ_{ESTR}$

$$\begin{aligned}
 W &= \text{Peso del estribo y terreno tributario} = 11.09 + 56.83 \\
 &= 67.92 \text{ Ton}
 \end{aligned}
 \tag{4.483}$$

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} = 11.09 + 56.83 = 67.92 \text{ Ton}$$

$$Y_A = \text{Centro de gravedad del estribo y terreno tributario } P = 3.70 \text{ m}$$

$$K_h = 0.125$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = K_h * W \tag{4.484}$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 0.125 * 67.92$$

$$EQ_{ESTRIBOS} = 8.49 \text{ Ton}$$

$$Y_A = 3.85 \text{ m}$$

#### a) Acero por flexión

##### Estado límite de Resistencia I

$$\text{Con } \eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1 \tag{4.485}$$

$$Mu = \eta [+(1.50 * M_{EH})] \tag{4.486}$$

$$Mu = 1.00 [+(1.50 * 32.53)]$$

$$Mu = 48.79 \text{ Ton.m}$$

##### Estado límite de Estado Extremo I

$$\text{Con } \eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$Mu = \eta [+(1.50 * M_{EH}) + (1.00 * M_{EQ})] \tag{4.487}$$

$$Mu = 1.00 [+(1.50 * 32.53) + (1.00 * (14.89 + 32.68))]$$

$$Mu = 96.37 \text{ Ton.m}$$

Entonces el momento de diseño es:

$$\mathbf{Mu = 96.37 Ton.m}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.5 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 7.5 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 90 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 82.50 \text{ cm} \quad (4.488)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad (4.489)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200}$$

$$\mathbf{\rho_{min} = 0.00333}$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)} \quad (4.490)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad (4.491)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ hasta } f'c \text{ de } 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{max} = 0.85 * (0.85) * \frac{280}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\mathbf{\rho_{max} = 0.02833}$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * fy} \quad (4.492)$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (96.37 \times 10^5)}{100 * 82.50^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00388$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (4.493)$$

$$0.00333 \leq 0.00387 \leq 0.02833 \quad \text{Si Cumple}$$

$$\therefore \rho = 0.00388$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (4.494)$$

$$A_s = 0.00389 * 100 * 82.5 = \text{cm}^2$$

$$A_s = 32.09 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25\text{mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{32.09}{4.909} = 6.54$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.54} = 15.29 \text{ cm}$$

Se coloca **1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada 15 cm**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (4.495)$$

$$a = \frac{32.09 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 5.65 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d \quad (4.496)$$

$$a \leq (0.35 * 82.50)$$

$$a \leq 28.88 \quad \text{SI CUMPLE}$$

➤ Momento resistente

$$M_n = \emptyset * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.497)$$

$$Mn = 0.90 * 32.09 * 4200 * \left(82.50 - \frac{5.65}{2}\right)$$

$$Mn = 96.38 \text{ Ton. m}$$

Entonces

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE} \quad \text{SI CUMPLE}$$

**As máximo**

Se cumple la siguiente condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (4. 498)$$

$$c = a/\beta_1 \quad (4. 499)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 5.65/0.85$$

$$c = 6.65 \text{ cm}$$

$$d_e = 82.50 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\frac{c}{d_e} = \frac{6.65}{82.50} = 0.0805 \quad \text{SI CUMPLE}$$

**As mínimo**

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de: 1.2  $M_{cr}$  y 1.33  $M_u$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S \quad (4. 500)$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad (4. 501)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100*90^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3 \quad (\text{Ec. 4.282})$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 135000 = 54.48 \text{ Ton.m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 96.37 = 128.17 \text{ Ton.m} \quad (4.502)$$

El menor valor es 54.48 Ton.m y la cantidad de acero que fue calculada es  $32.09 \text{ cm}^2$ ,  
resiste  $M_u = 96.37 \text{ Ton.m} > 54.48 \text{ Ton.m}$  **SI CUMPLE**

### As Temperatura

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0018 * A_g \quad (4.503)$$

En el sistema MKS con  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$B = 90 \text{ cm}$$

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

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0018 * 90 * 100$$

$$A_{S_{TEMP}} = 16.20 \frac{\text{cm}^2}{2} = 8.10 \text{ cm}^2/\text{capa} \quad (\text{Ec. 4.285})$$

$$\emptyset 18\text{mm} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$\frac{8.10}{2.545} = 3.18$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{3.18} = 31.41 \text{ cm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\emptyset = 18 \text{ mm}$  cada 31 cm**

## DISEÑO DE CIMENTACIÓN

### a) Diseño del Talón (Acero Superior)

$$M_u = \eta [1.25M_{DC} + 1.35M_{EV}] \quad (4.504)$$

Reemplazamos en la ecuación 4.504, y obtenemos el momento último:

$$M_u = 1.00[(1.25 * (12.79 * 2.05) + (1.35 * 35.57 * 2.05)]$$

$$M_u = 131.21 \text{ Ton.m}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.50 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 10 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 130 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 120 \text{ cm} \quad (4.505)$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)}$$

$$\rho_{max} = 0.02833$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * M_u}{b * d^2}\right)}}{1.8 * f_y}$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (131.21 * 10^5)}{100 * 120^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00335$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.00333 \leq 0.00246 \leq 0.02833 \quad \text{Si Cumple}$$

$$\therefore \rho = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 120 = \text{cm}^2$$

$$A_s = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{39.96}{4.909} = 8.14$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{8.14} = 12.5 \text{ cm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada 13 cm**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{39.96 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 7.05 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d$$

$$a \leq (0.35 * 120)$$

$$7.05 \leq 42.00$$

SI CUMPLE

➤ Momento resistente

$$M_n = \emptyset * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 0.90 * 39.96 * 4200 * \left(120 - \frac{7.05}{2}\right)$$

$$M_n = 175.93 \text{ Ton.m}$$

Entonces

$$M_n \geq M_u$$

$$175.93 \geq 131.21$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE}$$

SI CUMPLE

**As máximo**

Se cumple la siguiente condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = a/\beta_1$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 7.05/0.85$$

$$c = 8.29 \text{ cm}$$

$$d_e = 120 \text{ cm}$$

Entonces:  $\frac{c}{d_e} = \frac{8.29}{120} = 0.069$

$$0.069 \leq 0.42 \quad \text{SI CUMPLE}$$

**As mínimo**

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de:  $1.2 M_{cr}$  y  $1.33 M_u$

$$\triangleright 1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100*120^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton.m}$$

$$\triangleright 1.33M_u = 1.33 * 176.90 = 235.27 \text{ Ton.m}$$

El menor valor es  $113.68 \text{ Ton.m}$  y la cantidad de acero que fue calculada es  $39.96 \text{ cm}^2$ ,

resiste  $M_u = 175.93 \text{ Ton.m} > 113.68 \text{ Ton.m}$

SI CUMPLE

Entonces:

**Usar 1 varilla de  $\phi = 25 \text{ mm}$  cada 13 cm**

### As Temperatura

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0015 * A_g$$

En el sistema MKS con  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  (AASHTO LRFD. 5.10.8.2-2)

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

$$H = 130 \text{ cm}$$

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0015 * 100 * 130$$

$$A_{S_{TEMP}} = \frac{19.5 \text{ cm}^2}{2} = 9.75 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\phi 16 \text{ mm} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9.75}{2.011} = 4.85 \approx 5$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \text{ ó } 200 \text{ mm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\phi = 16 \text{ mm}$  cada 20 cm**

### Revisión por Corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con  $\eta =$

$\eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$ , es:

$$V_u = \eta[(1.25 * V_{DC}) + (1.35 * V_{EV})]$$

$$V_u = 1.00[(1.25 * 12.79) + (1.35 * 35.57)]$$

$$V_u = 64.01 \text{ Ton}$$

Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

El cortante resistente del hormigón es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (AASHTO LRFD.5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0.90 \quad \text{(AASHTO LRFD. 5.5.4.2)}$$

Siendo  $V_n$  el menor de:  $\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right\}$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} (b_v * d_v) [Kg]$$

Donde:

$$b_v = \text{Ancho de diseño de zapata} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 130 - 10 = 120 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{Peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 120 - \frac{7.05}{2} = 116.48 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 116.48) = 103.30 \text{ Ton}$$

Verificamos:

$$\text{I. } V_c \leq (0.90 * d_e)$$

$$103.80 \leq (0.90 * 120)$$

$$103.30 \leq (108.00)$$

SI CUMPLE

$$\text{II. } V_c \geq (0.72 * h)$$

$$103.30 \geq (0.72 * 130)$$

$$103.30 \geq 93.60$$

SI CUMPLE

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

Se elige el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 103.30 \text{ Ton} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 116.48 = 815.63 \text{ Ton} \end{array} \right\}$$

Se escoge:

$$V_n = 103.30 \text{ Ton}$$

La resistencia del hormigón al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.90 * 103.30 = 92.97 > 64.01 \quad \text{SI CUMPLE}$$

### b) Diseño de la Punta

Para el estado límite de Evento Extremo Ia, con  $q_u = 5.15 \frac{Kg}{cm^2}$  ó  $51.50 \text{ Ton}/m^2$ , se desprecia el peso del terreno (EV), y el de la punta de la zapata (DC), el momento que actúa en la cara de la pantalla es:

$$M_U = 51.50 \frac{\text{Ton}}{m^2} * \frac{(1.50 \text{ m})^2}{2} * 1.00 \text{ m} \quad (4.506)$$

$$M_U = 51.50 \frac{\text{Ton}}{m^2} * \frac{(1.50 \text{ m})^2}{2} * 1.00 \text{ m}$$

$$\mathbf{M_U = 57.94 \text{ Ton. m}}$$

Recubrimiento:

$$r_{min} = 7.5 \text{ cm}$$

$$r_{ADOPTADO} = 10 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 130 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 120 \text{ cm}$$

$$\mathbf{\rho_{min} = 0.00333}$$

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b \text{ (con sismo)}$$

$$\mathbf{\rho_{max} = 0.01416}$$

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c) - \left(\frac{6.12 * f'c * M_u}{b * d^2}\right)}}{1.8 * f_y}$$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280) - \left(\frac{6.12 * 280 * (57.94 * 10^5)}{100 * 120^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00107$$

Condición:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.00333 \leq 0.00107 \leq 0.02833 \quad \text{No Cumple}$$

$$\therefore \rho = \rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 120 = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\frac{39.96}{4.909} = 8.14$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{8.14} = 12.29 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

**Se coloca 1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada 13 cm**

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{39.96 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 7.05 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 * d$$

$$a \leq (0.35 * 120)$$

$$a \leq 42.00$$

$$7.05 \leq 42.00$$

**SI CUMPLE**

➤ Momento resistente

$$M_n = \emptyset * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = 0.90 * 39.96 * 4200 * \left(120 - \frac{7.05}{2}\right)$$

$$Mn = 175.93 \text{ Ton.m}$$

Entonces

$$Mn \geq Mu$$

$$175.93 \geq 57.94$$

$$M_{RESISTENTE} \geq M_{SOLICITANTE} \quad \text{SI CUMPLE}$$

### As máximo

Se cumple la siguiente condición:  $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 7.05/0.85$$

$$c = 8.29 \text{ cm}$$

$$d_e = 120 \text{ cm}$$

Entonces:  $\frac{c}{d_e} = \frac{8.29}{120} = 0.0691$

$$0.0691 \leq 0.42 \quad \text{SI CUMPLE}$$

### As mínimo

La cantidad de acero debe resistir el menor valor de: 1.2  $M_{cr}$  y 1.33  $M_u$

$$\triangleright 1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * S$$

Donde:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c} \text{ (Mpa)} \quad \text{ó} \quad 2.01\sqrt{f'c} \left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100*120^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton. m}$$

$$\triangleright 1.33Mu = 1.33 * 135.00 = 179.55 \text{ Ton. m}$$

El menor valor es 113.68 Ton.m y la cantidad de acero que fue calculada es  $39.96 \text{ cm}^2$ ,  
resiste  $Mu = 175.93 \text{ Ton. m} > 113.55 \text{ Ton. m}$  SI CUMPLE

Entonces:

**Usar 1 varilla de  $\emptyset = 25 \text{ mm}$  cada 13 cm**

### Revisión por Corte

Según (AASHTO LRFD 5.8.2.9):

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 120 - \frac{7.05}{2} = 116.475 \text{ cm}$$

Se verifica que  $d_v$  se no menor que:

$$0.90 * d_e = 0.90 * 120 = 108 \text{ cm}$$

$$116.475 \text{ cm} > 108 \text{ cm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

También se verifica que  $d_v$  sea mayor que:

$$0.72 * h = 0.72 * 130 \text{ cm} = 93.60 \text{ cm}$$

$$116.475 \text{ cm} > 93.60 \text{ cm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Se toma el cortante que actúa a una distancia  $d_v$  de la cara de la pantalla, por lo tanto, el  
cortante actuante es:

$$V_u = q_u * (L_{punta} - d_v) \quad (4.507)$$

$$V_u = 57.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * (1.5 \text{ m} - 1.16 \text{ m})$$

$$V_u = 19.70 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del hormigón es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (AASHTO LRFD. 5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 1.00 \quad \text{(AASHTO LRFD. 11.6.5)}$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p \end{array} \right\}$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} (b_v * d_v) \text{ [Kg]}$$

Donde:

$$b_v = \text{Ancho de diseño de zapata} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 130 - 10 = 120 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{Peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 120 - \frac{7.05}{2} = 116.475 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 116.475) = 103.30 \text{ Ton}$$

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

Se elige el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 103.30 \text{ Ton} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 116.475 = 518.33 \text{ Ton} \end{array} \right\}$$

Se escoge:

$$V_n = 103.30 \text{ Ton}$$

La resistencia del hormigón al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 1.00 * 103.30 = 103.30 > 19.70 \quad \text{SI CUMPLE}$$

# CAPÍTULO V

## Conclusiones y Recomendaciones

### 6.1. Conclusiones:

- Los estudios previos realizados cubrieron los aspectos necesarios para el cálculo y diseño del puente.
- A partir de los registros de precipitación que fueron proporcionados por las estaciones meteorológicas del INAMHI, determinaron una precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 100 años de 90.99 mm con una intensidad de 3.79 mm/h.
- El caudal máximo de diseño es de  $140.50 \text{ m}^3/\text{s}$  que sirvió para la evaluación hidráulica.
- Se ha determinado que el NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias) del río es de 3.47 m sobre el fondo del cauce en la zona del puente en diseño.
- Del análisis hidráulico de las secciones del río Burgay presenta un flujo supercrítico debido a las altas pendientes con velocidades hasta de 3.62 m/s.
- Con los estudios geotécnicos se determinó que el suelo según la clasificación por SUCS es de tipo GW, que son gravas bien graduadas, con una mezcla con arena y poco finos, la resistencia al corte en estado compacto y saturado es excelente, así como la facilidad de tratamiento en obra.

- La norma AASHTO LRFD, se basa en el diseño por factores de carga y resistencia, estos parámetros mejoran las condiciones de seguridad en el diseño de un puente, dichos factores no son considerados en la norma AASHTO STANDARD.
- Existen muchas ventajas al construir superestructuras con vigas metálicas, que las que han sido construidas con hormigón armado, a continuación, se mencionan algunas de ellas:
  - Mayor facilidad constructiva ya que las vigas han sido previamente fabricadas por lo que simplemente son colocadas en su sitio con la ayuda de una grúa.
  - Facilidad para unir elementos por medio de conectores como son: soldadura, pernos, remaches, etc.
  - Se aligera la carga muerta de la superestructura.
  - Se reducen los costos de los materiales de construcción.
- El sitio de emplazamiento del puente fue establecido por los técnicos del GAD municipal de Azogues
- El diseño del puente se lo realizó mediante las especificaciones AASHTO LRFD (LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN).

## **6.2. Recomendaciones:**

- Para el relleno de los muros se recomienda utilizar materiales de características adecuadas para apoyar la función del muro sin aumentar el empuje de diseño, estos deberán estar constituidos por materiales que tengan bajos porcentajes de arcilla y que sean suelos preferentemente cohesivos como: suelos granular grueso, suelos granular grueso con finos limosos, suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas, entre otros.

- Para la construcción del puente sobre el río Burgay se recomienda utilizar materiales de minas cercanas al lugar de emplazamiento.
- Para trabajos de hormigonado se deberá realizar en épocas de estiaje comprendida entre los meses de julio y noviembre.
- Crear un manual completo de diseño de puente que englobe el diseño de todos los miembros que componen el puente.
- La cota máxima de crecida se determina en 2524.47 msnm. Para el emplazamiento, se recomienda que el nivel más bajo se ubique al menos 2 m sobre el nivel de máxima crecida como recomienda el MTOP, en este caso el galibo es de 2.63 m.
- El presupuesto es referencial lo que implica que puede estar sujeto a variables, lo que se recomienda es que durante la ejecución de la obra la fiscalización realice un recálculo del presupuesto para pagar los rubros netos ejecutados en obra.
- Contratar personal con experiencia y certificación en cada actividad que vaya a realizar durante la ejecución de la obra para evitar contratiempos y pérdidas económicas.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD. (2004). *LRFD Bridge Design Specification*. Washington: American Association of State.
- Bowles, J. (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. Estados Unidos: McGRAW-HILL BOOK Co, USA.
- Campos Aranda, D. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. San Luis Potosí: Editorial Universitaria Potosina.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-hill latinoamericana. S.A.
- Gómez Díaz, J. (2012). *Puentes*. La Habana.
- Herrera, J. (1996). *Puentes*. Bogotá: SISTEM GRAF Ltda.
- Macro. (2010). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima: Empresa Editora Macro E.I.R.L.
- Públicas, M. d. (2012). *Volumen N°2 - Libro a Normas para Estudios y Diseños Viales (NEVI 2012)*. Quito.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). *Puentes Con AASHTO-LRDF 2010*. Perú.
- Rúales Fonseca, M. A. (2014). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Segui, W. (2000). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. Mexico: S.A. EDICIONES PARANINFO.

Torres, E. (2013). *Diseño de Puentes, Interpretación del Código AASHTO*. Quito: Editorial Universitaria Abya - Yala.

Trujillo Orozco, J. E. (1993). *Diseño de Puentes*. Bucaramanga: Ediciones UIS.

Vallecilla, C. R. (2006). *Manual de Puentes en Concreto Reforzado*. Bogotá: Bauen.

Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Cartago: Taller de Publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Villón Béjar, M. (2007). *HIDRÁULICA DE CANALES*. Lima: Editorial Villón.

## **CAPÍTULO VI**

### **Anexos**

**ANEXOS I: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN DEL RIO.**

**ANEXO II: ENCUESTAS (ESTUDIO DE TRÁNSITO).**

**ANEXO III: PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO.**

**ANEXO IV: PLANO TOPOGRÁFICO DEL SITIO DEL EMPLAZAMIENTO DEL  
PUENTE.**

**ANEXO V: PLANO DE PLANTA Y PERFIL DEL PUENTE.**

**ANEXO VI: PLANOS DEL DISEÑO DEL PUENTE (SUPERESTRUCTURA E  
INFRAESTRUCTURA)**

# **ANEXO I: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN**

FRANJA	Abscisa	Cota del Fondo (m.s.n.m)	Cota Máxima (m.s.n.m)	Calado (m)	Rugosidad (n)	Ancho (n)	Área (m2)	Perímetro (m)	Radio Hidraulico (m)	Pendiente	Velocidad (m/s)	Q (m3/s)	Diametro efec (dm)	hcj	Altura Socavada	Perfil Socavado
1	0.00	2526.26	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.26
2	2.50	2526.17	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.17
3	5.00	2526.08	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.08
4	7.50	2526.06	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.06
5	10.00	2526.05	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.05
6	12.50	2526.02	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2526.02
7	15.00	2524.75	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2524.75
8	17.50	2523.20	2524.45	1.25	0.04	2.50	2.20	5.50	0.40	0.03	2.43	5.35	0.33	1.37	0.12	2523.08
9	20.00	2521.78	2524.45	2.67	0.04	2.50	4.96	9.31	0.53	0.03	2.94	14.58	0.33	2.78	0.11	2521.67
10	22.50	2521.00	2524.45	3.45	0.04	2.50	7.89	11.27	0.70	0.03	3.53	27.88	0.33	4.41	0.96	2520.04
11	25.00	2520.99	2524.45	3.46	0.04	2.50	8.66	11.91	0.73	0.03	3.62	31.36	0.33	4.80	1.34	2519.65
12	27.50	2520.98	2524.45	3.47	0.04	2.50	8.68	11.93	0.73	0.03	3.62	31.42	0.33	4.80	1.33	2519.65
13	30.00	2520.99	2524.45	3.46	0.04	2.50	8.65	11.93	0.73	0.03	3.61	31.27	0.33	4.79	1.33	2519.66
14	32.50	2521.00	2524.45	3.45	0.04	2.50	8.65	11.92	0.73	0.03	3.62	31.29	0.33	4.79	1.34	2519.66
15	35.00	2521.33	2524.45	3.12	0.04	2.50	8.35	11.62	0.72	0.03	3.59	30.02	0.33	4.65	1.53	2519.80
16	37.50	2521.38	2524.45	2.65	0.04	2.50	7.57	10.83	0.70	0.03	3.53	26.68	0.33	4.28	1.63	2519.75
17	40.00	2523.35	2524.45	1.09	0.04	2.50	5.27	9.11	0.58	0.03	3.11	16.39	0.33	3.03	1.94	2521.41
18	42.50	2525.75	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.62	3.81	0.16	0.03	0.96	0.60	0.33	0.29	0.29	2525.46
19	45.00	2528.00	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2525.75
20	47.50	2528.00	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.00
21	50.00	2528.00	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.00
22	52.50	2528.00	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.00
23	55.00	2528.00	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.00
24	57.50	2528.03	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.03
25	60.00	2528.06	2524.45	0.00	0.05	2.50	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2528.06
														<b>MAX</b>	<b>1.94</b>	

**ANEXO II: ENCUESTA (ESTUDIO DE  
TRÁNSITO)**

## ENCUESTA (TESIS DISEÑO DE PUENTE SECTOR CHACAPAMBA)

1. En el caso de construir un puente en la zona mencionada, Ud. el daría uso tanto cruzando con su vehículo, como cruzando a pie.

-----

2. ¿Ud. cruza el antiguo puente ferroviario como puente peatonal?

-----

3. ¿Cuántos integrantes hay en su familia?

-----

4. ¿Número de personas que residen en la vivienda?

-----

5. ¿Cuántos vehículos cuenta actualmente su familia?

-----

**ANEXO III: PRESUPUESTO  
REFERENCIAL DEL PROYECTO**

**PROYECTO: PUENTE**

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>001</b>		<b>REPLANTEO Y NIVELACION</b>				<b>368.00</b>
001.001	501009	Replanteo y nivelación	m2	320.00000	1.15	368.00
<b>002</b>		<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>46,122.92</b>
002.001	504001	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	1132.2000	1.87	2,117.21
002.002	504002	Excavación manual material sin clasificar	m3	11.32000	11.27	127.58
002.003	506003	Cargado de material con minicargadora	m3	1471.86000	1.45	2,134.20
002.004	506001	Cargado de material manualmente	m3	14.71860	4.51	66.38
002.005	506012	Transporte de materiales hasta 5 km	m3	1486.58000	2.60	3,865.11
002.006	506013	Sobreacarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el Fiscalizador, Distancia > 5 Km	m3-km	14860.58000	.26	3,863.75
002.007	504017	Abatimiento del nivel freático	hora	8.00000	7.16	57.28
002.008	505028	Compactación con equipo liviano	m3	130.00000	3.30	429.00
002.009	505013	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	1261.78000	26.52	33,462.41
<b>003</b>		<b>ESTRUCTURA METALICA</b>				<b>258,352.29</b>
003.001	513037	Acero estructural ASTM A-588	kg	55208.74000	3.11	171,699.18
003.002	513038	Acero estructural ASTM A-36	kg	13452.24000	2.93	39,415.06
003.003	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	23946.15000	1.96	46,934.45
003.004	513039	Acero estructural ASTM A-490	kg	97.62000	3.11	303.60
<b>004</b>		<b>ESTRUCTURA DE HORMIGON</b>				<b>72,717.91</b>
004.001	507004	Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2	m3	9.05000	105.85	957.94
004.002	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	9.71000	123.22	1,196.47
004.003	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	392.20000	133.26	52,264.57
004.004	509001	Curado de superficie con aditivo químico	m2	320.00000	.61	195.20
004.005	512047	Encofrado de losa	m2	332.08000	9.94	3,300.88
004.006	512048	Encofrado de Muros	m2	436.92000	33.88	14,802.85
<b>005</b>		<b>CALZADA</b>				<b>3,336.19</b>
005.001	529011	Carpeta Asfáltica (e=2")	m2	230.04000	12.16	2,797.29
005.002	531002	Pintura para señalización de tráfico, manual, franja de hasta 15cm	ml	96.00000	1.50	144.00
005.003	539096	Pintura de pasamanos (25x25) h=0.90 m	ml	22.00000	17.95	394.90
<b>006</b>		<b>PROTECCIONES LATERALES</b>				<b>2,975.03</b>
006.001	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	1.50000	123.22	184.83
006.002	512046	Encofrado de madera	m2	29.02000	8.76	254.22
006.003	517002	Tubo de acero galvanizado 3"	ml	192.00000	6.72	1,290.24

006.004	539096	Pintura de pasamanos (25x25) h=0.90 m	ml	29.02000	17.95	520.91
006.005	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	369.81000	1.96	724.83
<b>007</b>		<b>VEREDAS</b>				<b>3,120.50</b>
007.001	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	17.92000	123.22	2,208.10
007.002	513005	Malla electrosoldada R-84	m2	179.20000	2.95	528.64
007.003	527024	Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica	ml	47.60000	3.13	148.99
007.004	512046	Encofrado de madera	m2	26.80000	8.76	234.77
<b>008</b>		<b>DRENAJE</b>				<b>1,504.19</b>
008.001	533008	Geotextil NT 1600	m2	80.00000	2.23	178.40
008.002	515001	Tubería PVC perforada para dren, d= 160 mm	ml	30.00000	8.88	266.40
008.003	505007	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	28.80000	30.06	865.73
008.004	515033	Suministro e instalación de tubería de PVC 4" desagüe	ml	23.00000	8.42	193.66
<b>009</b>		<b>MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES</b>				<b>2,006.24</b>
009.001	532080	Suministro Letrero Hombres Trabajando	u	1.00000	70.80	70.80
009.002	532036	Letrero informativo en lona de 4.80 x 2.40 m	u	1.00000	1,347.24	1,347.24
009.003	532003	Señalización con cinta	ml	400.00000	.22	88.00
009.004	532006	Cobertura de plástico (5 usos)	m2	1000.00000	.28	280.00
009.005	532004	Parante con base de hormigón, 20 usos	u	20.00000	5.81	116.20
009.006	532081	Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos	ml	100.00000	1.04	104.00
<b>SUBTOTAL</b>						<b>390,503.27</b>
<b>IVA</b>					12.00%	<b>46,860.39</b>
<b>TOTAL</b>						<b>437,363.66</b>

Son: CUATROCIENTOS TREINTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS SESENTA Y TRES CON 66/100 DÓLARES

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 46

RUBRO: Replanteo y nivelación

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.05882	0.02
Equipo de topografía	1.00000	2.00	2.00	0.05882	0.12
<b>SUBTOTAL M</b>					0.14
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.05882	0.20
Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1)	1.00000	3.82	3.82	0.05882	0.22
Cadenero	1.00000	3.45	3.45	0.05882	0.20
<b>SUBTOTAL N</b>					0.62
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tiras de eucalipto 2 x 2 x 300 cm	u	0.20000	0.49	0.10	
Clavos	kg	0.05000	1.91	0.10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.20
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.96
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.19
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.15
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					1.15

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 2 de 46**

**RUBRO:** Excavación a máquina con retroexcavadora

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1.00000	25.00	25.00	0.03850	0.96
<b>SUBTOTAL M</b>					0.96
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3.00000	3.41	10.23	0.03850	0.39
Operador de retroexcavadora	1.00000	3.82	3.82	0.03850	0.15
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.01540	0.06
<b>SUBTOTAL N</b>					0.60
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.56
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.31
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.87
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					1.87

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 3 de 46**

**RUBRO:** Excavación manual material sin clasificar

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	2.25000	0.90
<b>SUBTOTAL M</b>					0.90
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	2.25000	7.67
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.22500	0.82
<b>SUBTOTAL N</b>					8.49
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9.39
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.88
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					11.27
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					11.27

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 4 de 46**

**RUBRO:** Cargado de material con minicargadora

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Minicargadora	1.00000	20.00	20.00	0.04500	0.90
<b>SUBTOTAL M</b>					0.90
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.04500	0.15
Operador de miniexcavadora / minicargadora con sus aditamentos	1.00000	3.64	3.64	0.04500	0.16
<b>SUBTOTAL N</b>					0.31
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.21
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.24
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.45
<b>VALOR OFERTADO</b>					1.45

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 5 de 46**

**RUBRO:** Cargado de material manualmente

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.18000	0.36
<b>SUBTOTAL M</b>					0.36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.18000	3.07
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.09000	0.33
<b>SUBTOTAL N</b>					3.40
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.76
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.75
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					4.51
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					4.51

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 6 de 46**

**RUBRO:** Transporte de materiales hasta 5 km

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Volqueta 8 m3	1.00000	25.00	25.00	0.07250	1.81
<b>SUBTOTAL M</b>					1.81
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)	1.00000	5.00	5.00	0.07250	0.36
<b>SUBTOTAL N</b>					0.36
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.17
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.43
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.60
<b>VALOR OFERTADO</b>					2.60

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 7 de 46**

**RUBRO:** Sobrecarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el Fiscalizador, Distancia > 5 Km **UNIDAD:** m3-km

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Volqueta 8 m3	1.00000	25.00	25.00	0.00700	0.18
<b>SUBTOTAL M</b>					0.18
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)	1.00000	5.00	5.00	0.00700	0.04
<b>SUBTOTAL N</b>					0.04
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.22
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0.26
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					0.26

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 8 de 46**

**RUBRO:** Abatimiento del nivel freático

**UNIDAD:** hora

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Bomba de succión	1.00000	1.83	1.83	1.00000	1.83
<b>SUBTOTAL M</b>					1.83
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Operador de equipo liviano	1.00000	3.45	3.45	1.20000	4.14
<b>SUBTOTAL N</b>					4.14
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					5.97
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.19
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					7.16
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					7.16

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 9 de 46**

**RUBRO:** Compactación con equipo liviano

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3.00000	0.40	1.20	0.20000	0.24
Vibro apisonador (sapo)	1.00000	3.50	3.50	0.20000	0.70
<b>SUBTOTAL M</b>					0.94
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3.00000	3.41	10.23	0.10000	1.02
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.20000	0.69
<b>SUBTOTAL N</b>					1.71
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Agua	lt	10.00000	0.01	0.10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.10
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.75
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.55
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3.30
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					3.30

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 10 de 46**

**RUBRO:** Relleno compactado con material de mejoramiento

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.50000	0.20
Plancha vibratoria	1.00000	4.50	4.50	0.50000	2.25
<b>SUBTOTAL M</b>					2.45
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.50000	3.41
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.10000	0.36
<b>SUBTOTAL N</b>					3.77
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1.32000	12.00	15.84	
Agua	lt	4.00000	0.01	0.04	
<b>SUBTOTAL O</b>					15.88
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					22.10
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					4.42
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					26.52
<b>VALOR OFERTADO</b>					26.52

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 11 de 46**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-588

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1.5 m	3.00000	0.09	0.27	0.01650	0.00
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.01650	0.01
Camión Grúa de 10 Ton.	1.00000	32.00	32.00	0.01650	0.53
Equipo de suelda	1.00000	0.75	0.75	0.01650	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.55
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.01650	0.11
Maestro electrico/liniero/subestación	1.00000	3.82	3.82	0.01650	0.06
Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)	1.00000	5.00	5.00	0.01650	0.08
<b>SUBTOTAL N</b>					0.25
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Suelda	kg	0.15000	2.46	0.37	
Acero Estructural ASTM A-588	kg	1.05000	1.12	1.18	
Oxigeno	m3	0.02000	11.97	0.24	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.79
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.59
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.52
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3.11
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					3.11

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 12 de 46**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-36

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1.5 m	6.00000	0.09	0.54	0.01500	0.01
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.01500	0.01
Camión Grúa de 10 Ton.	1.00000	32.00	32.00	0.01500	0.48
Equipo de suelda	1.00000	0.75	0.75	0.01500	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.51
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.01500	0.10
Maestro electrico/liniero/subestación	1.00000	3.82	3.82	0.01500	0.06
Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)	1.00000	5.00	5.00	0.01500	0.08
<b>SUBTOTAL N</b>					0.24
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Suelda	kg	0.15000	2.46	0.37	
Oxigeno	m3	0.02000	11.97	0.24	
Acero estructural ASTM-A36	Kg	1.05000	1.03	1.08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.69
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.44
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.49
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.93
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					2.93

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 13 de 46**

**RUBRO:** Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.06000	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					0.05
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Fierrero	1.00000	3.45	3.45	0.06000	0.21
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.06000	0.20
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.01000	0.04
<b>SUBTOTAL N</b>					0.45
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05000	1.00	1.05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.05000	1.60	0.08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.13
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.63
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.33
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.96
<b>VALOR OFERTADO</b>					1.96

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 14 de 46**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-490

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1.5 m	6.00000	0.09	0.54	0.01670	0.01
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.01670	0.01
Camión Grua de 10 Ton.	1.00000	32.00	32.00	0.01670	0.53
Equipo de suelda	1.00000	0.75	0.75	0.01670	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.56
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.01670	0.11
Maestro electrico/liniero/subestación	1.00000	3.82	3.82	0.01670	0.06
Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)	1.00000	5.00	5.00	0.01670	0.08
<b>SUBTOTAL N</b>					0.25
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Suelda	kg	0.20000	2.46	0.49	
Oxigeno	m3	0.02000	11.97	0.24	
Acero estructural ASTM 490	Kg	1.05000	1.00	1.05	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.78
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.59
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.52
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3.11
<b>VALOR OFERTADO</b>					3.11

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 15 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.75000	2.36
Herramientas varias	4.00000	0.40	1.60	0.70000	1.12
<b>SUBTOTAL M</b>					3.48
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.70000	11.94
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.00700	0.03
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.70000	2.42
<b>SUBTOTAL N</b>					14.39
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	5.50000	6.97	38.34	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					70.34
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					88.21
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					17.64
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					105.85
<b>VALOR OFERTADO</b>					105.85

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 16 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.76000	2.39
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.70000	1.40
<b>SUBTOTAL M</b>					3.79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.70000	11.94
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.07000	0.25
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.70000	2.42
<b>SUBTOTAL N</b>					14.61
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.50000	6.97	52.28	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84.28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102.68
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20.54
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123.22
<b>VALOR OFERTADO</b>					123.22

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 17 de 46

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.75000	2.36
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.75000	1.50
<b>SUBTOTAL M</b>					3.86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.75000	12.79
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.10000	0.36
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.75000	2.59
<b>SUBTOTAL N</b>					15.74
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	8.25000	6.97	57.50	
Arena puesta en obra	m3	0.70000	19.50	13.65	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					91.45
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					111.05
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					22.21
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					133.26
<b>VALOR OFERTADO</b>					133.26

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 18 de 46**

**RUBRO:** Curado de superficie con aditivo químico

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Bomba de aspersión	1.00000	1.50	1.50	0.01100	0.02
<b>SUBTOTAL M</b>					0.02
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.01100	0.04
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.00110	0.00
<b>SUBTOTAL N</b>					0.04
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo químico para curado del hormigón	gl	0.03330	13.53	0.45	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.45
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.51
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.10
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0.61
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					0.61

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 19 de 46

RUBRO: Encofrado de losa

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3.00000	0.40	1.20	0.20000	0.24
<b>SUBTOTAL M</b>					0.24
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.20000	1.36
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.20000	0.69
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.10000	0.36
<b>SUBTOTAL N</b>					2.41
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.50000	0.80	2.80	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.80000	2.50	2.00	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.50000	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15000	1.91	0.29	
<b>SUBTOTAL O</b>					5.63
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					8.28
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.66
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					9.94
<b>VALOR OFERTADO</b>					9.94

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 20 de 46

RUBRO: Encofrado de Muros

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo de carpinteria	1.00000	0.24	0.24	0.15000	0.04
Módulo andamio metálico h= 1.5 m	1.00000	0.09	0.09	0.15000	0.01
Modulo de encofrado 1.2 m x 0.4	1.00000	0.38	0.38	0.15000	0.06
Modulo de encofrado 1.2 m x 0.6 m	1.00000	0.56	0.56	0.15000	0.08
Accesorios para encofrado de muros	2.10000	0.36	0.76	0.15000	0.11
<b>SUBTOTAL M</b>					0.30
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4.00000	3.41	13.64	0.15000	2.05
Carpintero	2.00000	3.45	6.90	0.15000	1.04
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.15000	0.55
<b>SUBTOTAL N</b>					3.64
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	kg	0.50000	1.91	0.96	
Pingos de eucalipto	m	10.00000	0.80	8.00	
Vigas de eucalipto 14x16 cm	ml	1.50000	1.90	2.85	
Madera Contrachapada tipo BC 18 mm (1.22 x 2.44 m)	Plancha	0.30000	38.00	11.40	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1.00000	1.08	1.08	
<b>SUBTOTAL O</b>					24.29
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					28.23
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					5.65
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					33.88
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					
<b>VALOR OFERTADO</b>					33.88

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 21 de 46

RUBRO: Carpeta Asfáltica (e=2")

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Rodillo pequeño	1.00000	17.17	17.17	0.17500	3.00
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.17500	0.07
<b>SUBTOTAL M</b>					3.07
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.17500	0.64
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.17500	0.60
Peón	3.00000	3.41	10.23	0.17500	1.79
<b>SUBTOTAL N</b>					3.03
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Asfalto	gal	2.15000	1.58	3.40	
Agregados para carpeta Asfáltica	m3	0.06000	10.50	0.63	
<b>SUBTOTAL O</b>					4.03
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					10.13
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2.03
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					12.16
<b>VALOR OFERTADO</b>					12.16

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 22 de 46

RUBRO: Pintura para señalización de tráfico, manual, franja de hasta 15cm

UNIDAD: ml

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.10000	0.04
<b>SUBTOTAL M</b>					0.04
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.10000	0.34
Pintor	1.00000	3.45	3.45	0.10000	0.35
<b>SUBTOTAL N</b>					0.69
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de tráfico (acrílica)	galon	0.01400	24.98	0.35	
Microesferas de silice	kg	0.03600	4.50	0.16	
Disolvente	galón	0.00200	3.60	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.52
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.25
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.25
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.50
<b>VALOR OFERTADO</b>					1.50

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 23 de 46**

**RUBRO:** Pintura de pasamanos (25x25) h=0.90 m

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.91000	0.36
<b>SUBTOTAL M</b>					0.36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.91000	6.21
Pintor	1.00000	3.45	3.45	0.91000	3.14
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.09100	0.33
<b>SUBTOTAL N</b>					9.68
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0.15000	22.58	3.39	
Albalux	kg	1.00000	0.15	0.15	
Brocha de 4"	u	0.10000	4.00	0.40	
Lija	pliego	1.00000	0.62	0.62	
Pegamento (cola orgánica)	lt	0.06000	6.00	0.36	
<b>SUBTOTAL O</b>					4.92
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					14.96
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2.99
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					17.95
<b>VALOR OFERTADO</b>					17.95

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 24 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.76000	2.39
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.70000	1.40
<b>SUBTOTAL M</b>					3.79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.70000	11.94
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.07000	0.25
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.70000	2.42
<b>SUBTOTAL N</b>					14.61
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.50000	6.97	52.28	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84.28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102.68
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20.54
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123.22
<b>VALOR OFERTADO</b>					123.22

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 25 de 46**

**RUBRO:** Encofrado de madera

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3.00000	0.40	1.20	0.17500	0.21
<b>SUBTOTAL M</b>					0.21
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.17500	0.60
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.17500	1.19
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.02000	0.07
<b>SUBTOTAL N</b>					1.86
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.00000	0.80	2.40	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.80000	2.50	2.00	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.50000	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15000	1.91	0.29	
<b>SUBTOTAL O</b>					5.23
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7.30
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.46
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8.76
<b>VALOR OFERTADO</b>					8.76

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 26 de 46**

**RUBRO:** Tubo de acero galvanizado 3"

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL M</b>					0.00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL N</b>					0.00
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubo de acero galvanizado	ml	1.00000	5.60	5.60	
<b>SUBTOTAL O</b>					5.60
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					5.60
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.12
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					6.72
<b>VALOR OFERTADO</b>					6.72

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 27 de 46**

**RUBRO:** Pintura de pasamanos (25x25) h=0.90 m

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.91000	0.36
<b>SUBTOTAL M</b>					0.36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.91000	6.21
Pintor	1.00000	3.45	3.45	0.91000	3.14
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.09100	0.33
<b>SUBTOTAL N</b>					9.68
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0.15000	22.58	3.39	
Albalux	kg	1.00000	0.15	0.15	
Brocha de 4"	u	0.10000	4.00	0.40	
Lija	pliego	1.00000	0.62	0.62	
Pegamento (cola orgánica)	lt	0.06000	6.00	0.36	
<b>SUBTOTAL O</b>					4.92
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					14.96
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2.99
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					17.95
<b>VALOR OFERTADO</b>					17.95

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 28 de 46**

**RUBRO:** Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.06000	0.05
<b>SUBTOTAL M</b>					0.05
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Fierrero	1.00000	3.45	3.45	0.06000	0.21
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.06000	0.20
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.01000	0.04
<b>SUBTOTAL N</b>					0.45
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05000	1.00	1.05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocado	kg	0.05000	1.60	0.08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.13
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.63
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.33
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.96
<b>VALOR OFERTADO</b>					1.96

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 29 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.76000	2.39
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.70000	1.40
<b>SUBTOTAL M</b>					3.79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.70000	11.94
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.07000	0.25
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.70000	2.42
<b>SUBTOTAL N</b>					14.61
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.50000	6.97	52.28	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84.28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102.68
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20.54
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123.22
<b>VALOR OFERTADO</b>					123.22

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 30 de 46

RUBRO: Malla electrosoldada R-84

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.10000	0.08
<b>SUBTOTAL M</b>					0.08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.10000	0.68
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.02000	0.07
<b>SUBTOTAL N</b>					0.75
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla electrosoldada R-84 (15 x 15 x 4 mm)	u	0.07000	23.31	1.63	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.63
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.46
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.49
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.95
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					2.95

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 31 de 46**

**RUBRO:** Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Cortadora Disco de diamante	1.00000	8.00	8.00	0.10000	0.80
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.15000	0.06
<b>SUBTOTAL M</b>					0.86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3.00000	3.41	10.23	0.15000	1.53
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.04000	0.15
<b>SUBTOTAL N</b>					1.68
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Asfalto	gal	0.03000	1.58	0.05	
Diesel	gl	0.01000	1.04	0.01	
Arena puesta en obra	m3	0.00070	19.50	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.07
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2.61
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.52
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3.13
<b>VALOR OFERTADO</b>					3.13

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 32 de 46

RUBRO: Encofrado de madera

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3.00000	0.40	1.20	0.17500	0.21
<b>SUBTOTAL M</b>					0.21
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.17500	0.60
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.17500	1.19
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.02000	0.07
<b>SUBTOTAL N</b>					1.86
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.00000	0.80	2.40	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.80000	2.50	2.00	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.50000	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15000	1.91	0.29	
<b>SUBTOTAL O</b>					5.23
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7.30
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.46
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8.76
<b>VALOR OFERTADO</b>					8.76

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 33 de 46

RUBRO: Geotextil NT 1600

UNIDAD: m2

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.00100	0.00
<b>SUBTOTAL M</b>					0.00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.01000	0.07
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.01000	0.03
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.00100	0.00
<b>SUBTOTAL N</b>					0.10
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Varios	Global	0.05000	1.60	0.08	
Geotextil NT 1600	m2	1.20000	1.40	1.68	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.76
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.86
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.37
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.23
<b>VALOR OFERTADO</b>					2.23

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 34 de 46**

**RUBRO:** Tubería PVC perforada para dren, d= 160 mm

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.03500	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.03500	0.12
Plomero	1.00000	3.45	3.45	0.03500	0.12
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.00700	0.03
<b>SUBTOTAL N</b>					0.27
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubería PVC d = 160mm para dren	u	1.00000	7.12	7.12	
<b>SUBTOTAL O</b>					7.12
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7.40
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.48
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8.88
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					8.88

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 35 de 46**

**RUBRO:** Material filtrante para drenes, suministro y colocación

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.67000	0.54
<b>SUBTOTAL M</b>					0.54
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.67000	4.57
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.14000	0.51
<b>SUBTOTAL N</b>					5.08
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Grava puesta en obra	m3	1.05000	18.50	19.43	
<b>SUBTOTAL O</b>					19.43
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					25.05
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					5.01
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					30.06
<b>VALOR OFERTADO</b>					30.06

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 36 de 46

RUBRO: Suministro e instalación de tubería de PVC 4" desagüe

UNIDAD: ml

DETALLE:

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.40000	0.16
<b>SUBTOTAL M</b>					0.16
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.40000	1.36
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.20000	0.69
<b>SUBTOTAL N</b>					2.05
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Accesorios PVC 4" (desague)	u	0.34000	2.77	0.94	
Desague de PVC de 4" x 3 m	u	0.30000	12.05	3.62	
Polilimpia	gl	0.00500	19.15	0.10	
Polipega	gl	0.00500	30.24	0.15	
<b>SUBTOTAL O</b>					4.81
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7.02
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.40
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8.42
<b>VALOR OFERTADO</b>					8.42

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

NOMBRE DEL OFERENTE: NO DEFINIDO

PROYECTO: PUENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 37 de 46

RUBRO: Suministro Letrero Hombres Trabajando

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL M</b>					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL N</b>					0.00
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Letrero Hombres Trabajando 0.75 x 0.75 x 1.8m	u	1.00000	59.00	59.00	
<b>SUBTOTAL O</b>					59.00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					59.00
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					11.80
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					70.80
<b>VALOR OFERTADO</b>					70.80

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 38 de 46**

**RUBRO:** Letrero informativo en lona de 4.80 x 2.40 m

**UNIDAD:** u

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	8.00000	6.40
<b>SUBTOTAL M</b>					6.40
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	8.00000	27.28
Albañil	1.00000	3.45	3.45	8.00000	27.60
Pintor	1.00000	3.45	3.45	8.00000	27.60
Maestro electrico/liniero/subestación	1.00000	3.82	3.82	8.00000	30.56
<b>SUBTOTAL N</b>					113.04
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo manual	kg	204.76000	3.19	653.18	
Lona de 3 x 6 m	u	0.90000	288.00	259.20	
Excavación manual material sin clasificar	m3	0.86000	9.39	8.08	
Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	0.86000	102.68	88.30	
<b>SUBTOTAL O</b>					1008.76
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1128.20
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					225.64
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1353.84
<b>VALOR OFERTADO</b>					1353.84

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 39 de 46**

**RUBRO:** Excavación manual material sin clasificar

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Tarifa</b>	<b>Costo Hora</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>Costo</b>
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	2.25000	0.90
<b>SUBTOTAL M</b>					0.90
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Jornal/HR</b>	<b>Costo Hora</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>Costo</b>
Peón	1.00000	3.41	3.41	2.25000	7.67
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.22500	0.82
<b>SUBTOTAL N</b>					8.49
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Unit.</b>	<b>Costo</b>	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.00
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Tarifa</b>	<b>Costo</b>	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9.39
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1.88
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					11.27
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b> 11.27

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 40 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1.00000	3.15	3.15	0.76000	2.39
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.70000	1.40
<b>SUBTOTAL M</b>					3.79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.70000	11.94
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.07000	0.25
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.70000	2.42
<b>SUBTOTAL N</b>					14.61
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.50000	6.97	52.28	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84.28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102.68
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20.54
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123.22
<b>VALOR OFERTADO</b>					123.22

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 41 de 46**

**RUBRO:** Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo manual

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.40	0.80	0.12500	0.10
Equipo de suelda	1.00000	0.75	0.75	0.12500	0.09
<b>SUBTOTAL M</b>					0.19
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.12500	0.85
Maestro electrico/liniero/subestación	1.00000	3.82	3.82	0.12500	0.48
<b>SUBTOTAL N</b>					1.33
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Perfil laminado de acero	Kg	1.05000	1.35	1.42	
Suelda	kg	0.10000	2.46	0.25	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.67
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.19
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.64
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3.83
<b>VALOR OFERTADO</b>					3.83

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 42 de 46**

**RUBRO:** Señalización con cinta

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.02000	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.02000	0.07
<b>SUBTOTAL N</b>					0.07
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cinta plastica	m	1.00000	0.10	0.10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.10
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.18
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0.22
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					
<b>VALOR OFERTADO</b>					0.22

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 43 de 46**

**RUBRO:** Cobertura de plástico (5 usos)

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.02000	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2.00000	3.41	6.82	0.02000	0.14
<b>SUBTOTAL N</b>					0.14
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plastico grueso	m2	0.20000	0.40	0.08	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.08
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.23
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.05
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0.28
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					
<b>VALOR OFERTADO</b>					0.28

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 44 de 46**

**RUBRO:** Parante con base de hormigón, 20 usos

**UNIDAD:** u

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.50000	0.20
<b>SUBTOTAL M</b>					0.20
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.50000	1.71
Albañil	1.00000	3.45	3.45	0.50000	1.73
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.10000	0.36
<b>SUBTOTAL N</b>					3.80
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Varilla de 10 mm x 12 m	u	0.00125	8.22	0.01	
Pingos de eucalipto	m	0.07500	0.80	0.06	
Tabla de encofrado 24 x 3 cm x 300 cm	u	0.01850	1.90	0.04	
Pintura esmalte	gl	0.01000	16.93	0.17	
Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2	m3	0.00600	92.16	0.55	
Clavos	kg	0.00750	1.91	0.01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.84
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					4.84
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.97
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					5.81
<b>VALOR OFERTADO</b>					5.81

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 45 de 46**

**RUBRO:** Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concreteira un saco	1.00000	3.15	3.15	0.75000	2.36
Herramientas varias	5.00000	0.40	2.00	0.75000	1.50
<b>SUBTOTAL M</b>					3.86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5.00000	3.41	17.05	0.75000	12.79
Técnico obras civiles	1.00000	3.64	3.64	0.37500	1.37
<b>SUBTOTAL N</b>					14.16
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	6.90000	6.97	48.09	
Arena puesta en obra	m3	0.60000	19.50	11.70	
Grava puesta en obra	m3	1.00000	18.50	18.50	
Agua	lt	180.00000	0.01	1.80	
<b>SUBTOTAL O</b>					80.09
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					98.11
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					19.62
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					117.73
<b>VALOR OFERTADO</b>					117.73

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018

**NOMBRE DEL OFERENTE:** NO DEFINIDO

**PROYECTO:** PUENTE

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 46 de 46**

**RUBRO:** Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos

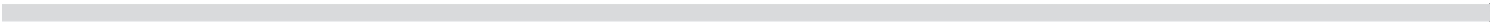
**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.40	0.40	0.20000	0.08
<b>SUBTOTAL M</b>					0.08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1.00000	3.41	3.41	0.20000	0.68
<b>SUBTOTAL N</b>					0.68
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla plástica de seguridad K0001	m	0.20000	0.55	0.11	
<b>SUBTOTAL O</b>					0.11
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0.87
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0.17
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0.00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1.04
<b>VALOR OFERTADO</b>					1.04

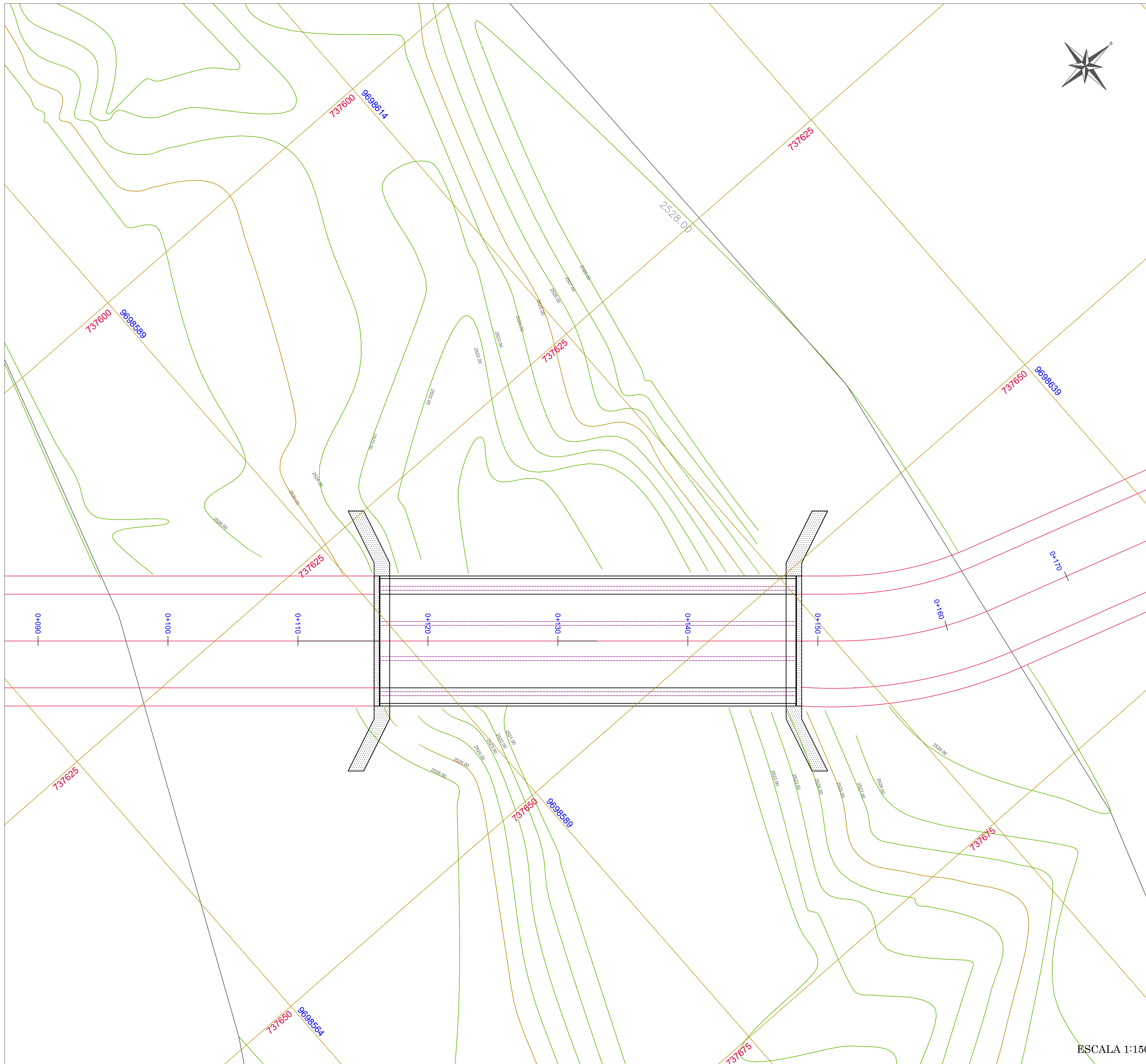
**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

martes, 27 de febrero de 2018



# **ANEXO IV: PLANO TOPOGRÁFICO**

# PLANTA

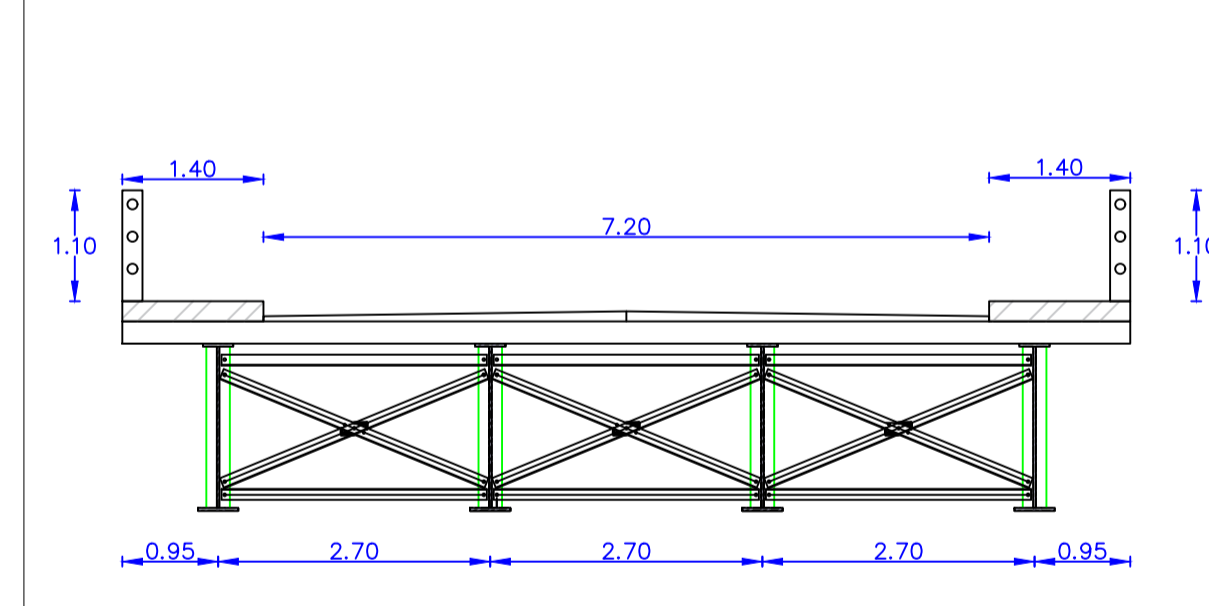


ESCALA 1:150

## UBICACIÓN

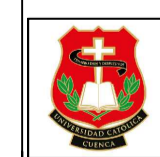


## SECCIÓN



### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.  
LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
1. EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
  2. EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
  3. LOS ENCLUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
  4. EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE  $15 \text{ tn/m}^2$
  5. EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
  6. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

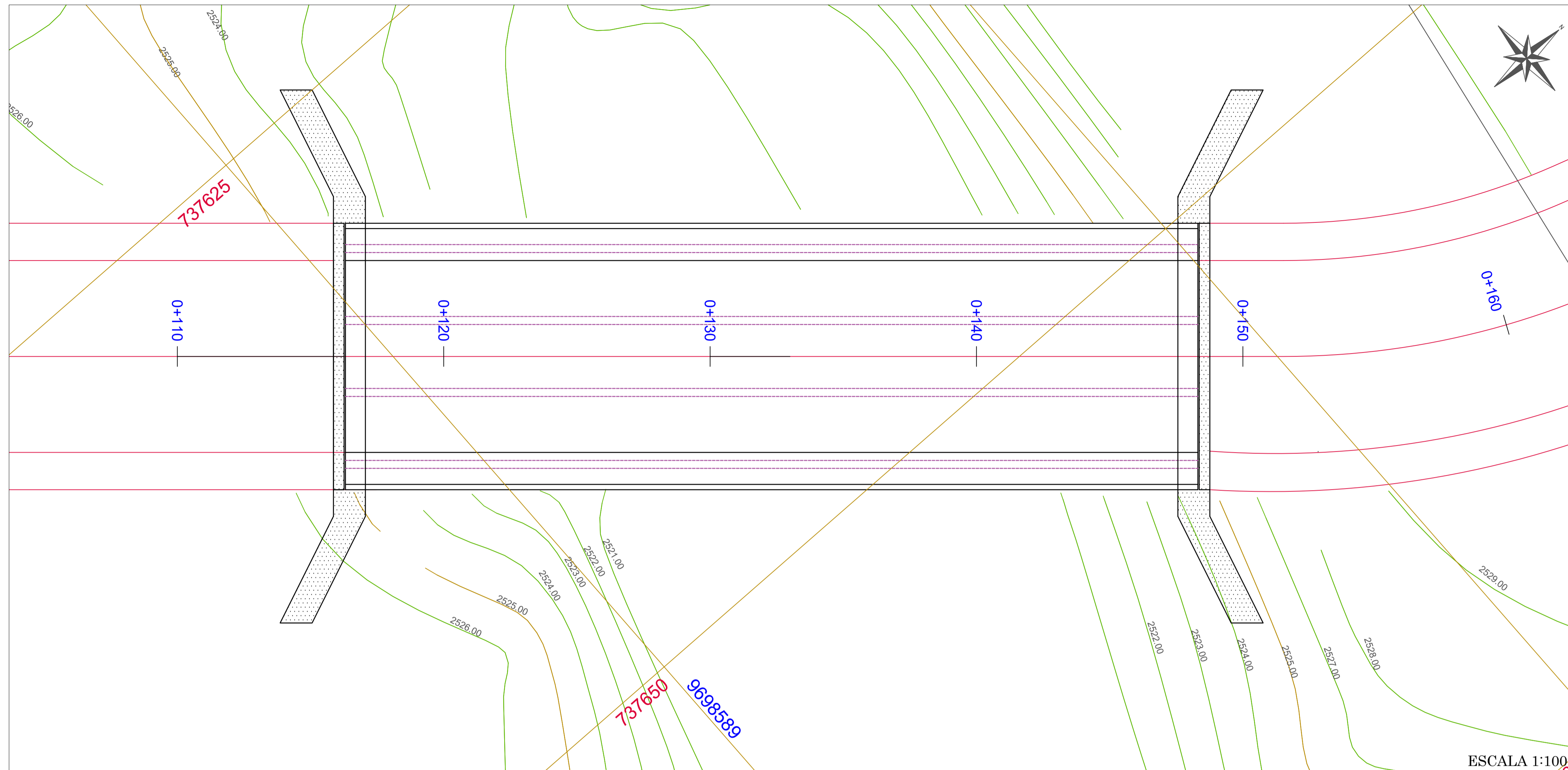
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES

REVISIÓN:	DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Enero de 2018
	Nº LAMINA: 1/6

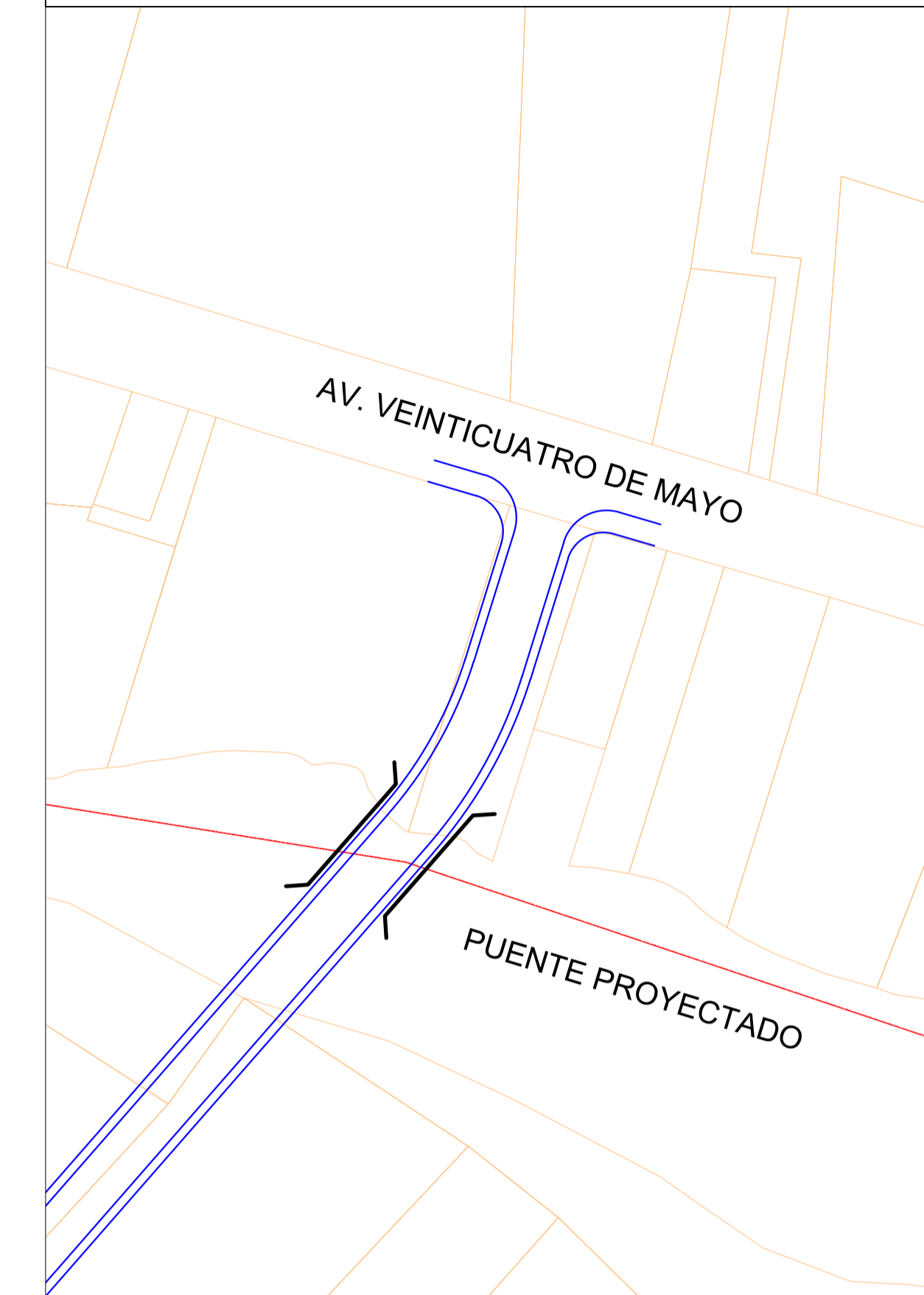
CONTIENE: Topografía y emplazamiento de Puente

**ANEXO V: PLANO DE PLANTA Y  
PERFIL DEL PUENTE**

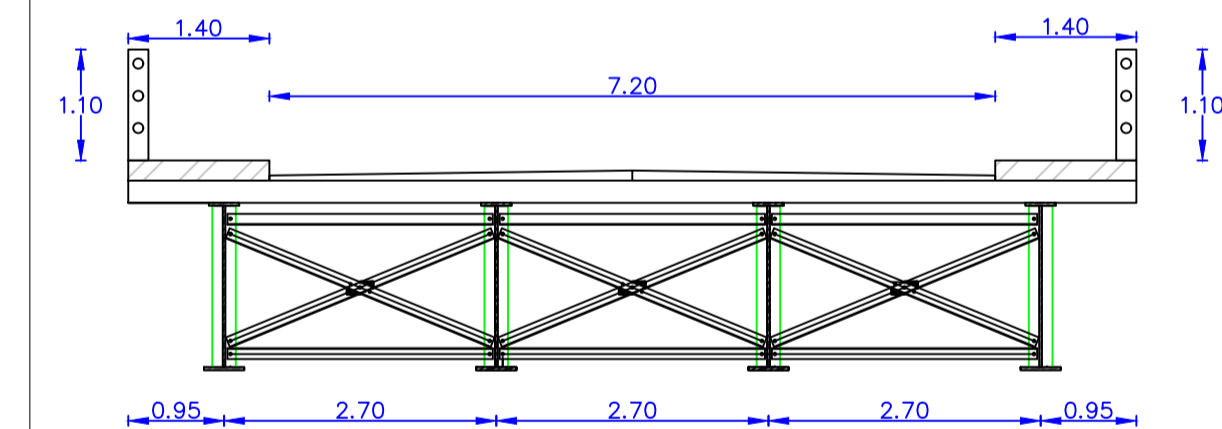
# PLANTA



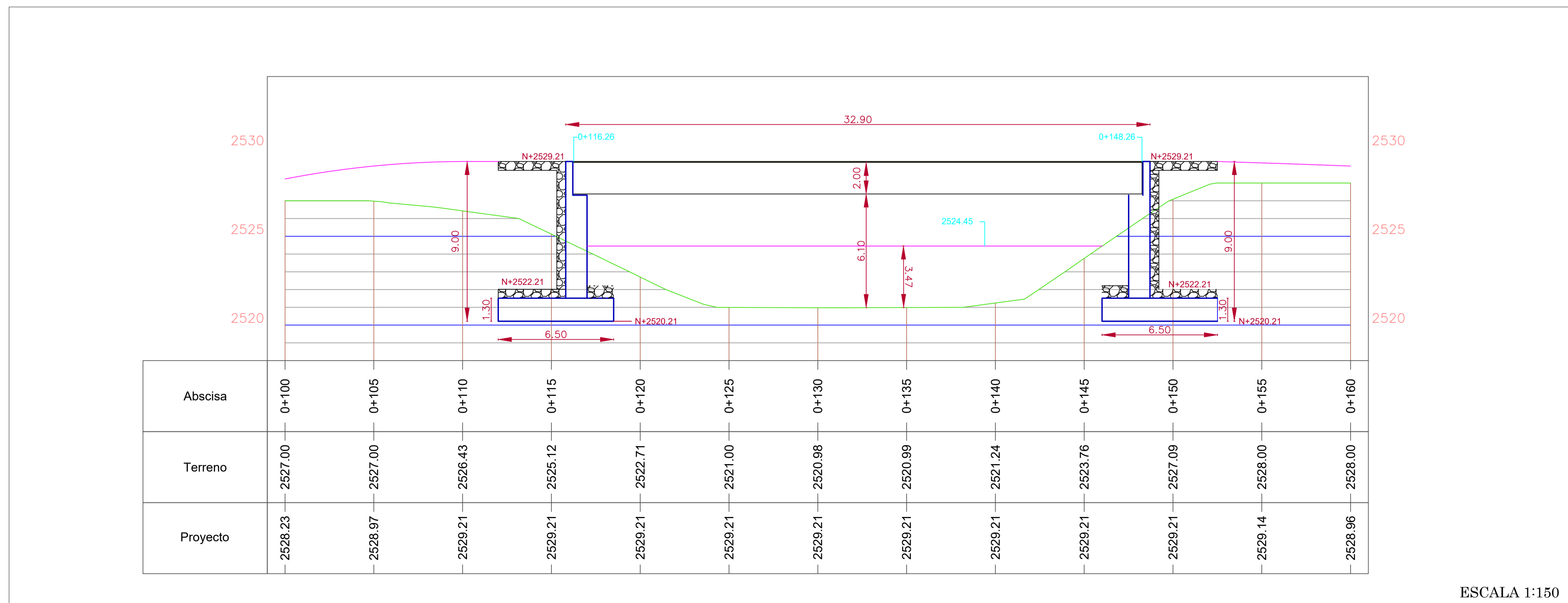
# UBICACIÓN



# SECCIÓN



# ELEVACIÓN



## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.  
LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
  - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
  - LOS ENCLUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
  - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CALCULO ES DE  $15 \text{ tn/m}^2$
  - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
  - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES

REVISIÓN:

DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega

FECHA: Enero de 2018

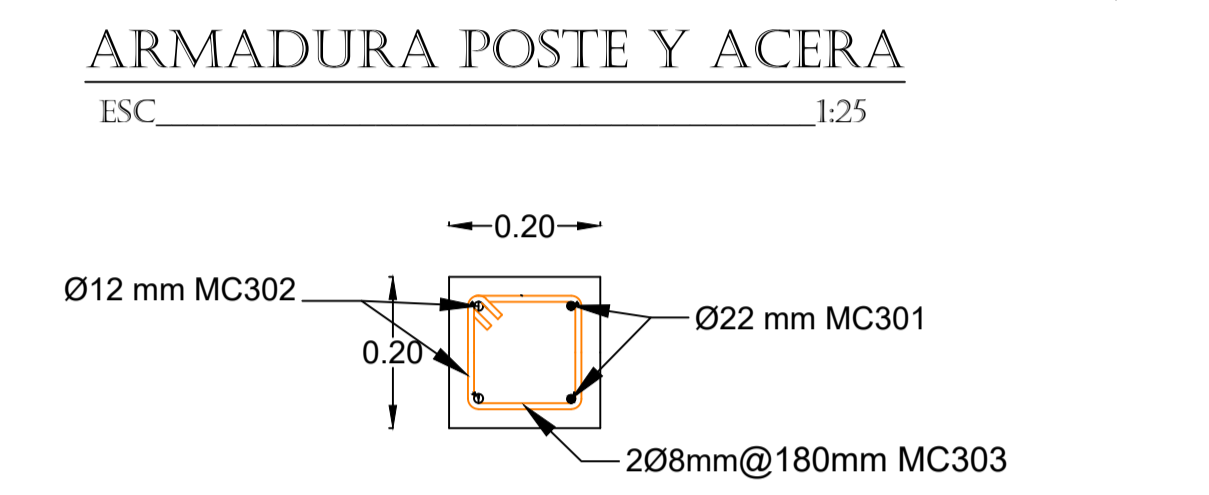
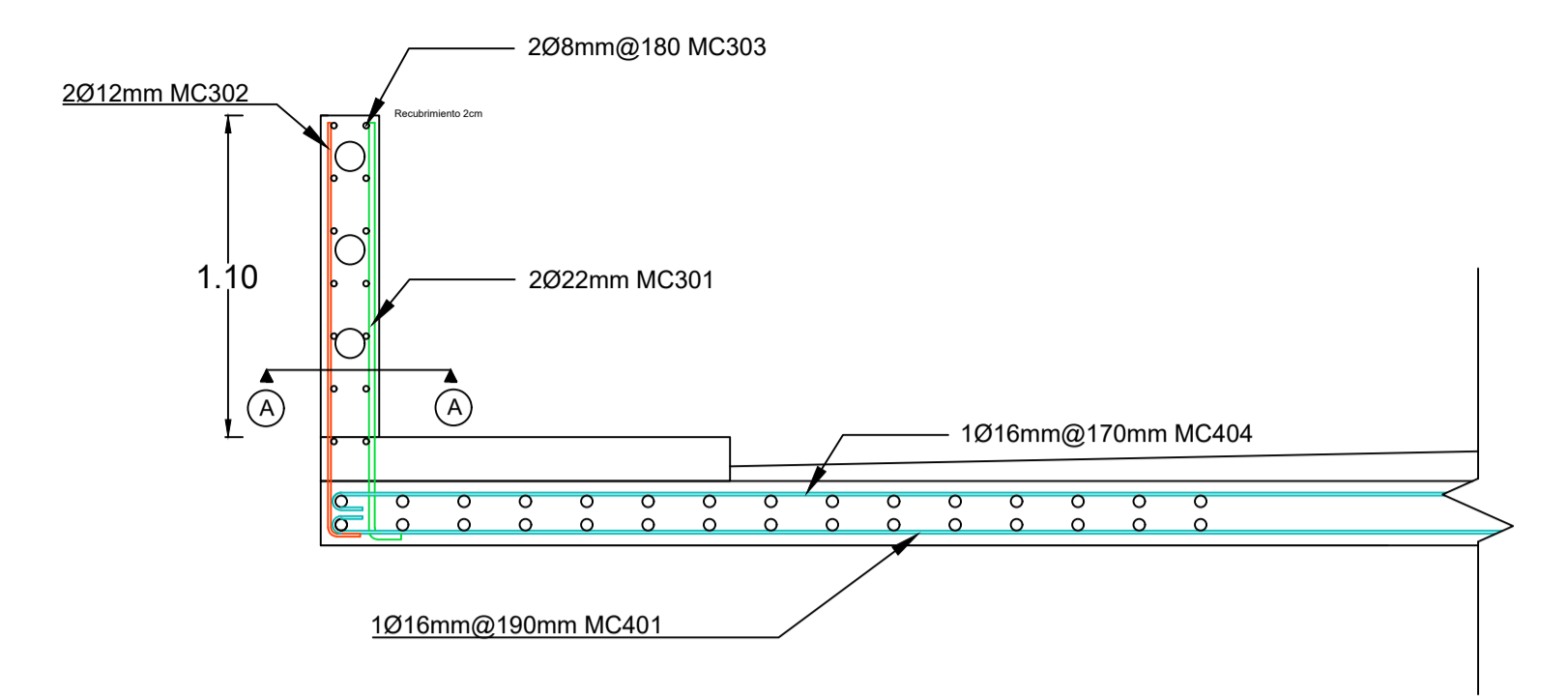
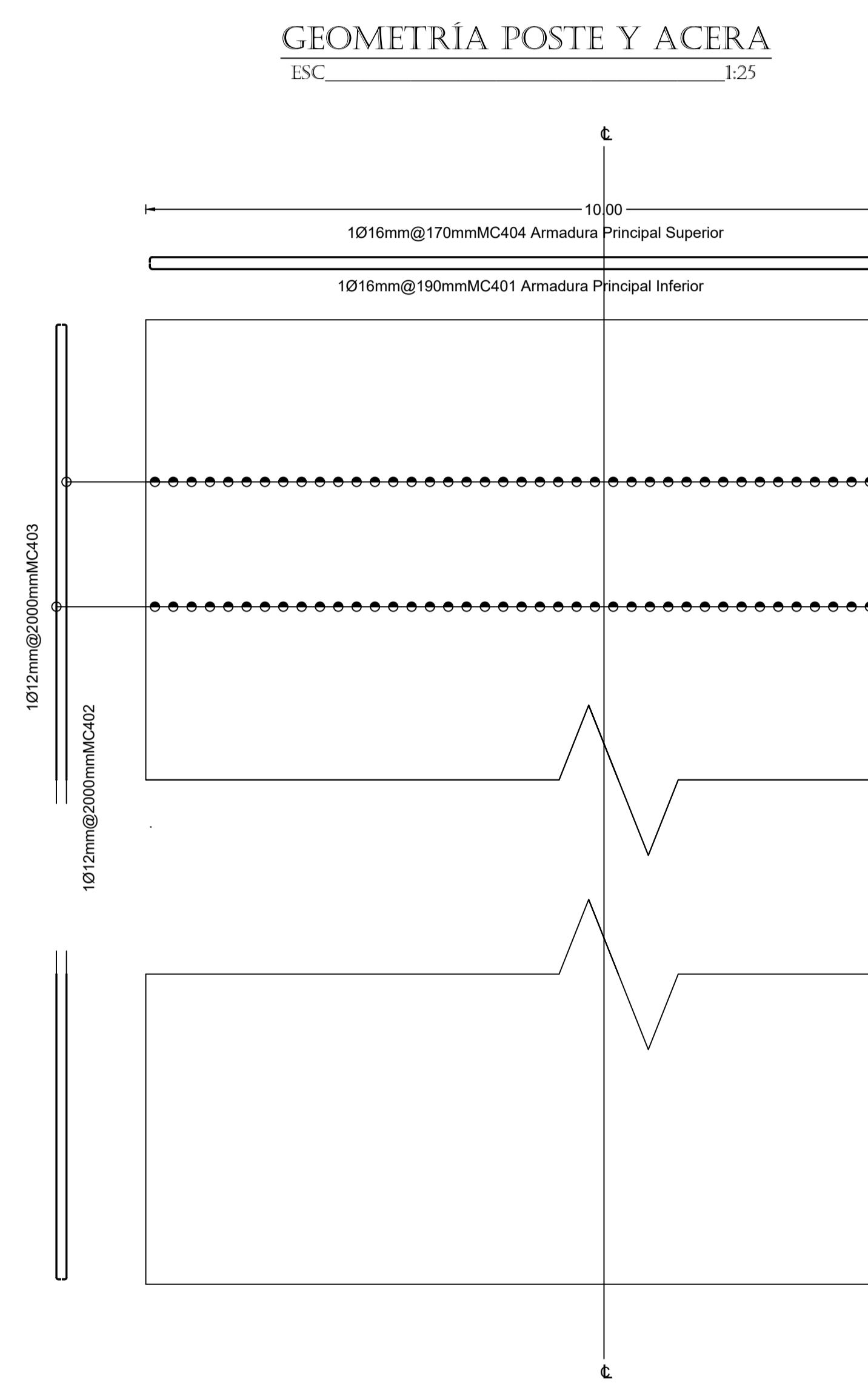
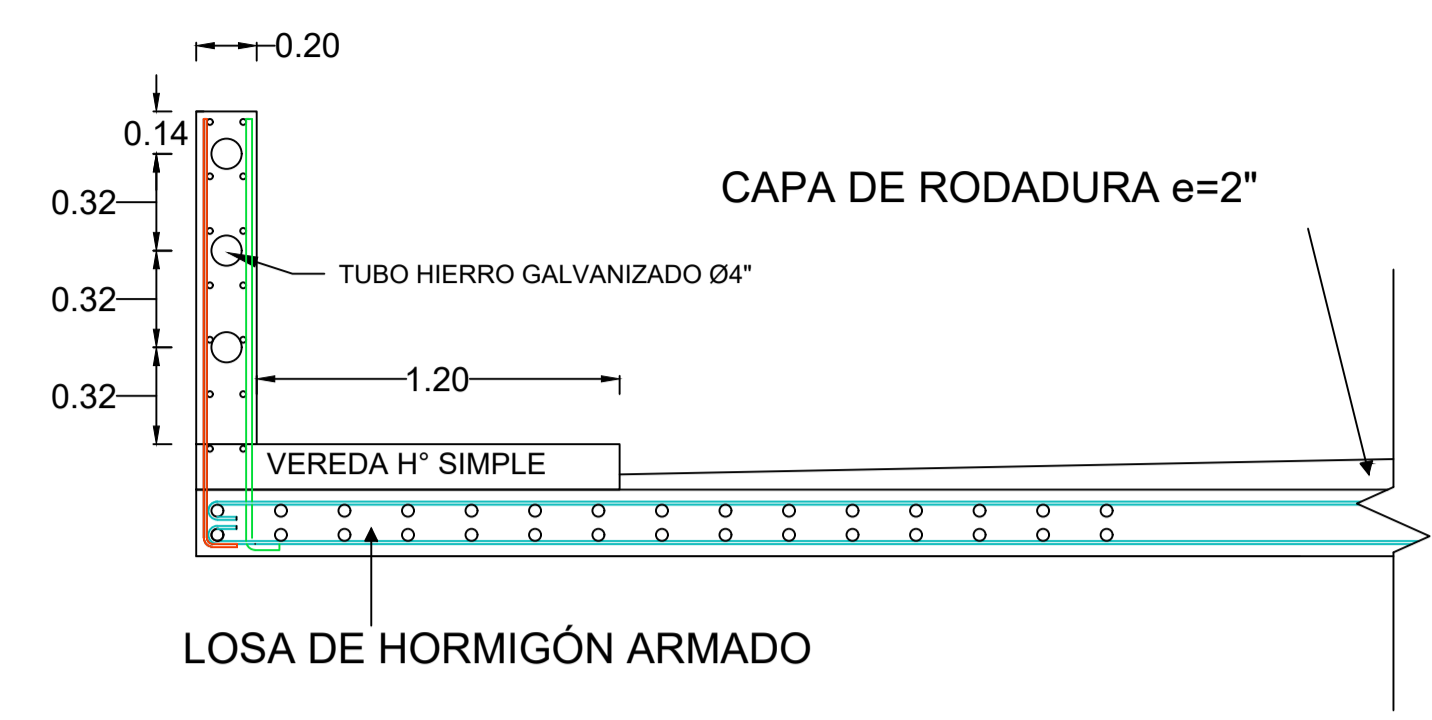
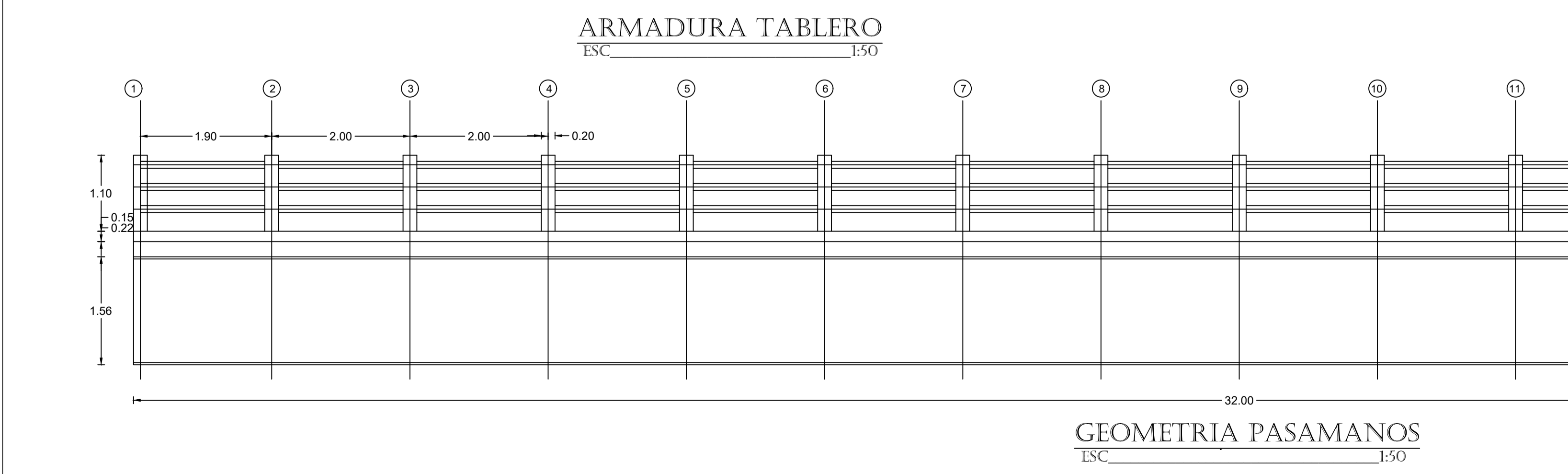
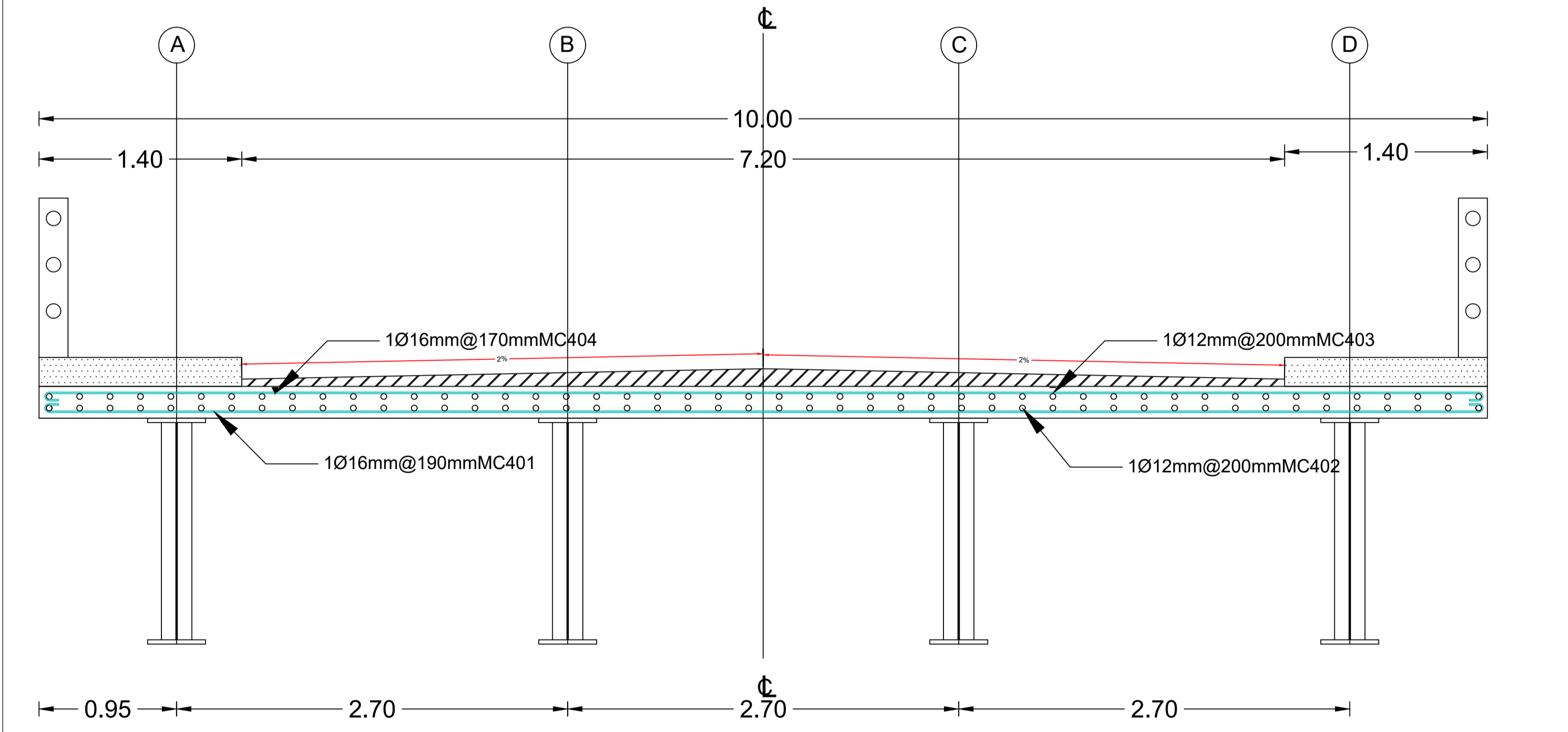
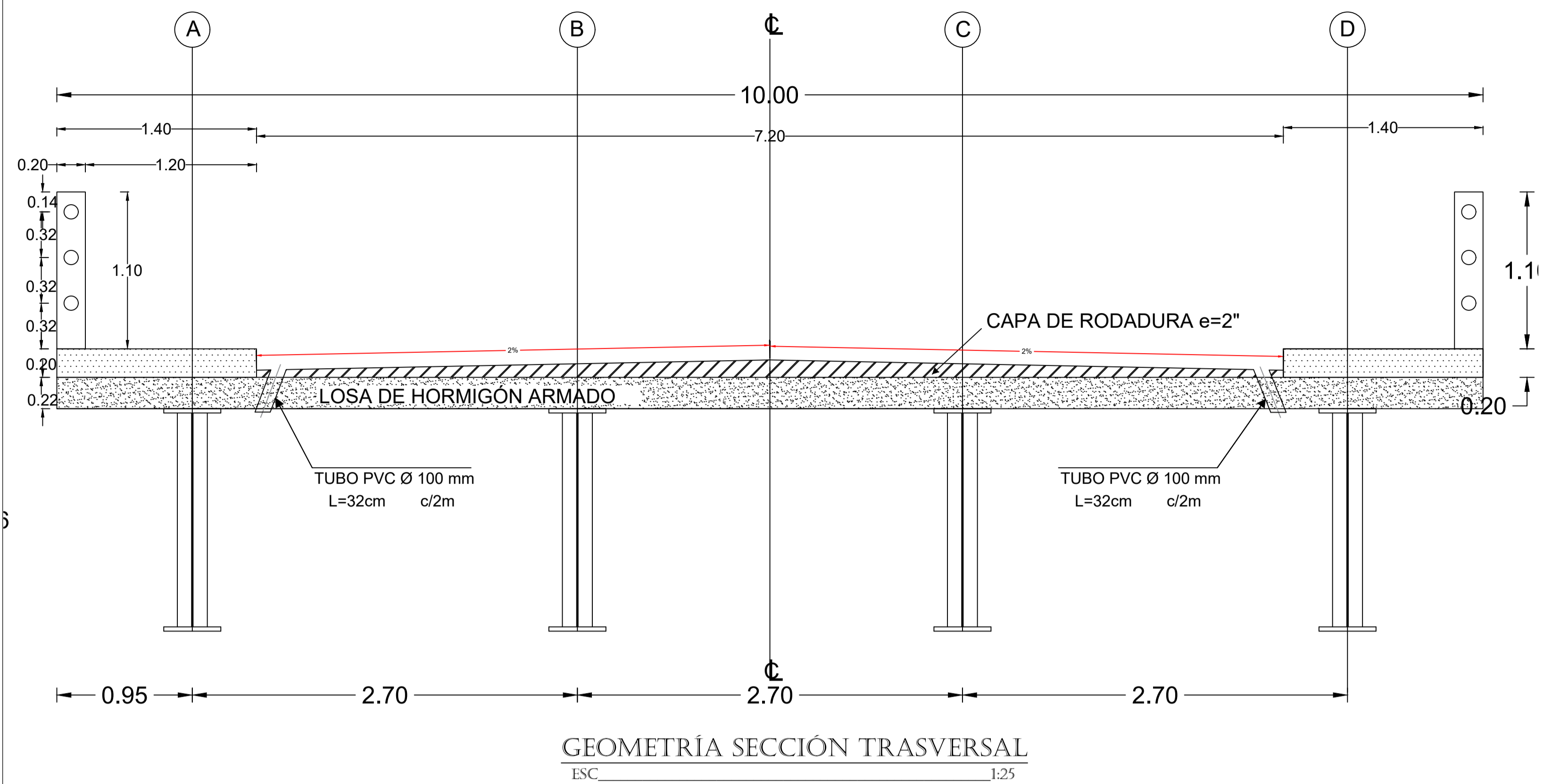
Ing. Cív. Juan Solís Quintuña  
Director de Tesis

N° LAMINA: 2/6

CONTIENE: Planta y perfil del emplazamiento de Puente

ESCALA 1:150

**ANEXO VI: PLANOS DEL DISEÑO DEL  
PUENTE (SUPERESTRUCTURA E  
INFRAESTRUCTURA)**

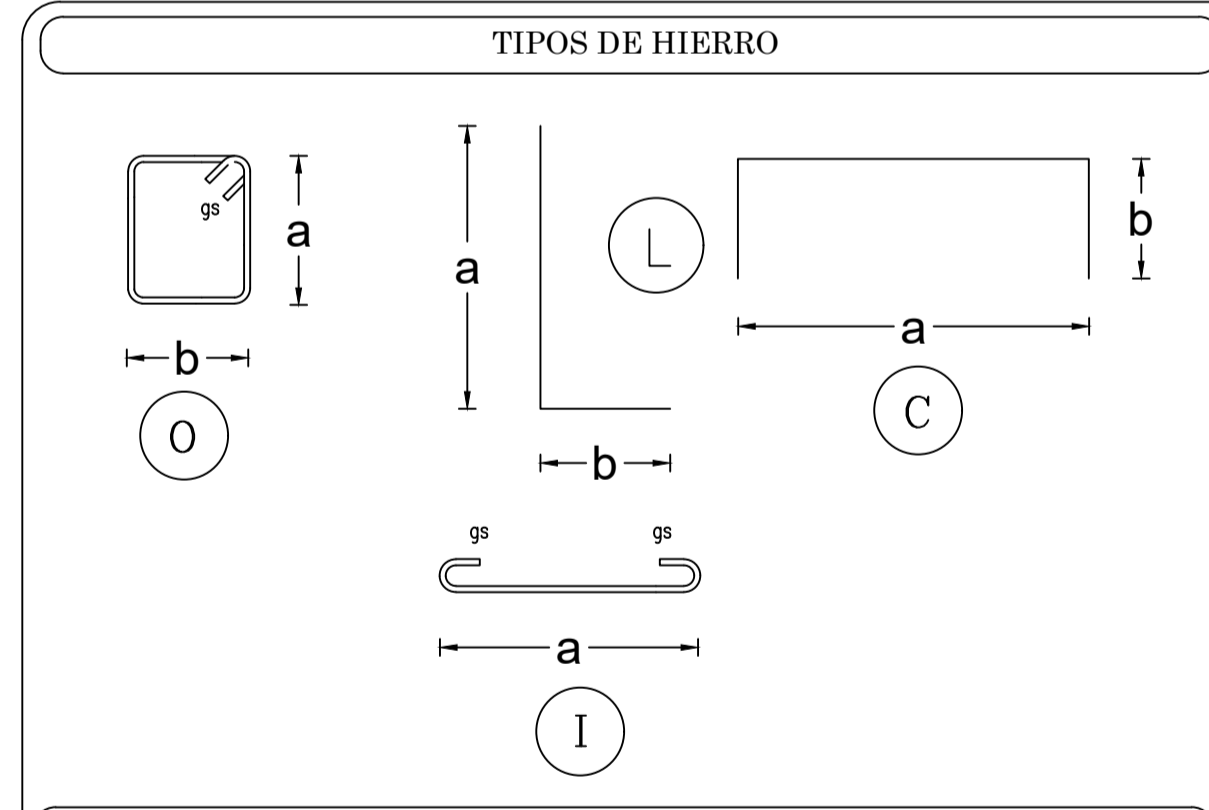


**PLANILLA DE HIERROS**

MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL
				a	b	c	d		
LOSA									
401	16	C	169	9,9	0,06	---	---	10,02	1693,38
402	12	C	51	31,9	0,06	---	---	32,02	1633,02
403	12	C	51	31,9	0,06	---	---	32,02	1633,02
404	16	C	161	9,9	0,06	---	---	10,02	1613,22
POSTES									
301	22	L	68	1,425	0,1	---	---	1,525	103,7
302	12	L	68	1,425	0,1	---	---	1,525	103,7
303	8	O	306	0,15	0,15	---	0,06	0,72	220,32

**RESUMEN DE HIERROS**

D	LONG	PESO	#VAR
mm	m	Kg	(12 m)
8	220,32	90,06	19
12	3.369,74	2.994,34	281
16	3.306,60	5.226,34	276
22	103,70	322,27	9
<b>TOTAL</b>		<b>8.633,00</b>	



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.

LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:

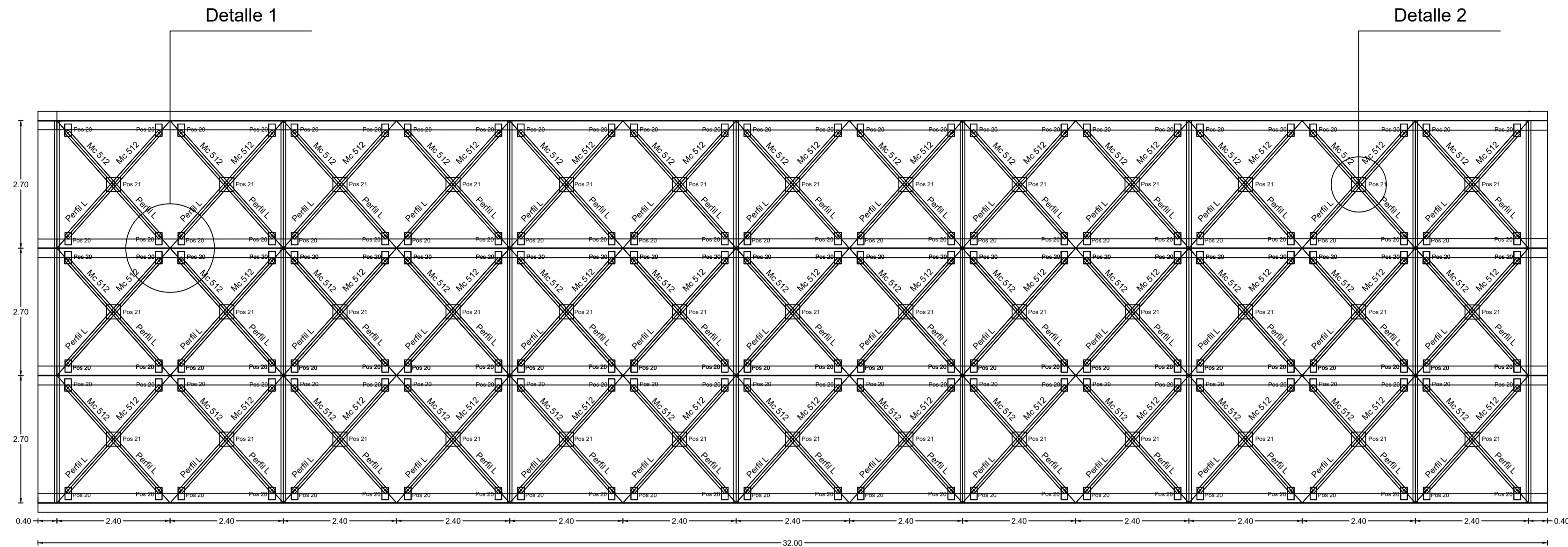
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- LOS CUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
- EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE  $15 \text{ tn/m}^2$
- EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

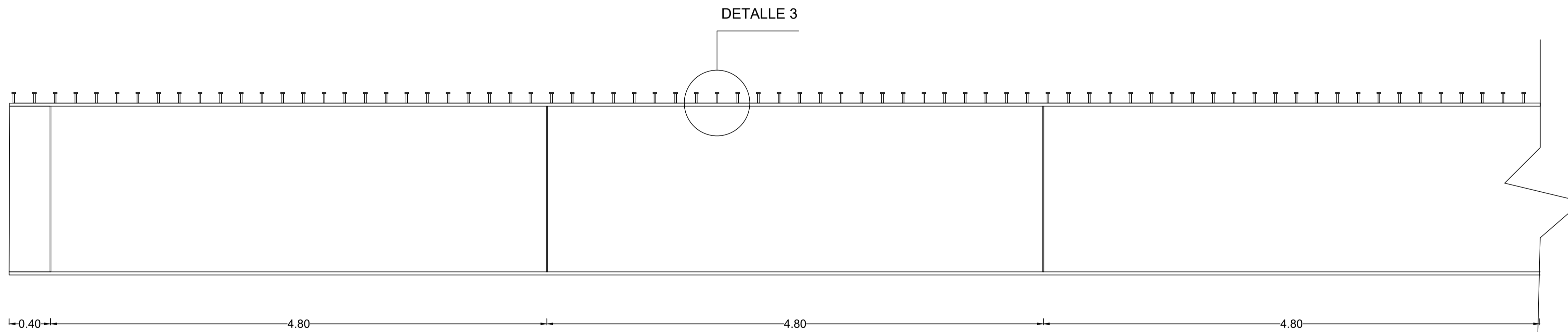
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUÉS

REVISIÓN:	DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Enero de 2018
	Nº LAMINA: 3/6

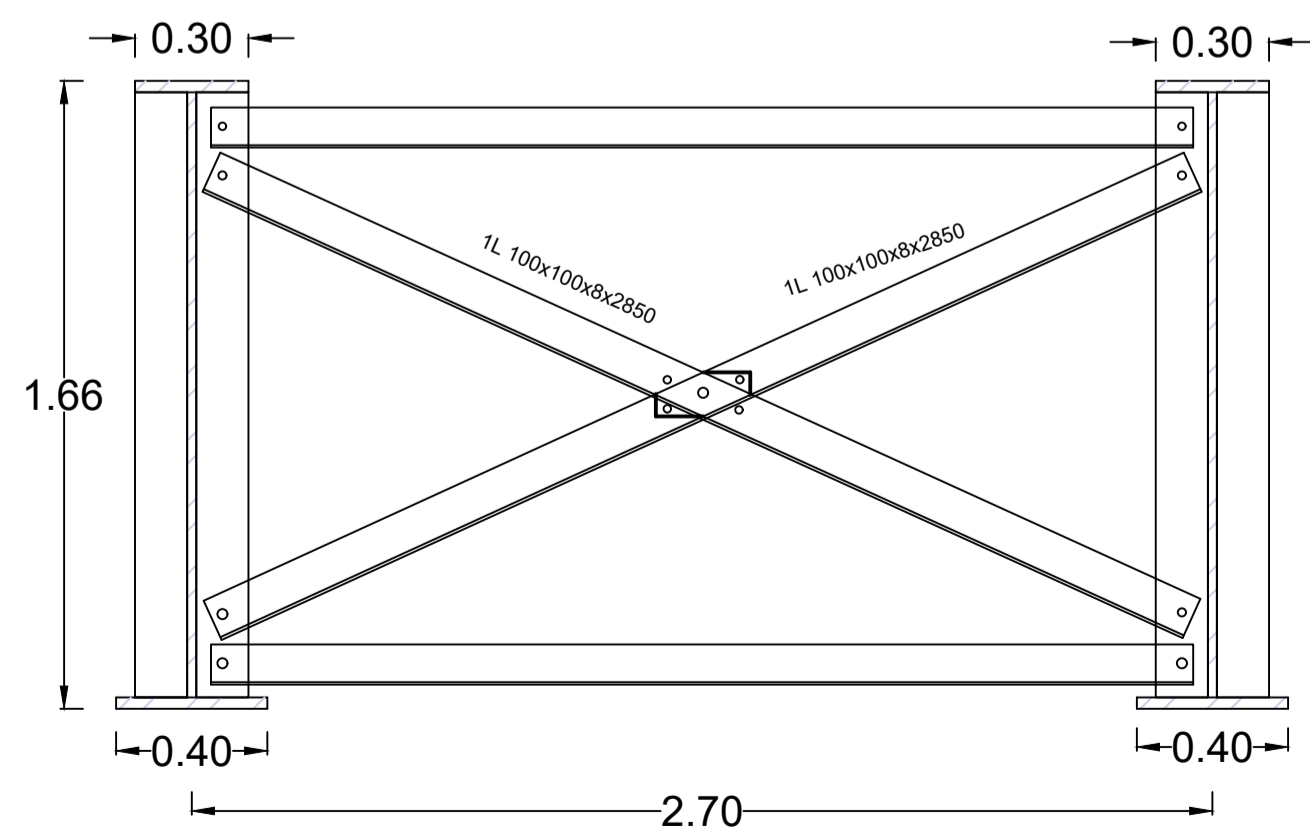
CONTIENE: TABLERO, POSTES, PASAMANOS, ACERAS, LOSA Y RESUMEN DE MATERIALES



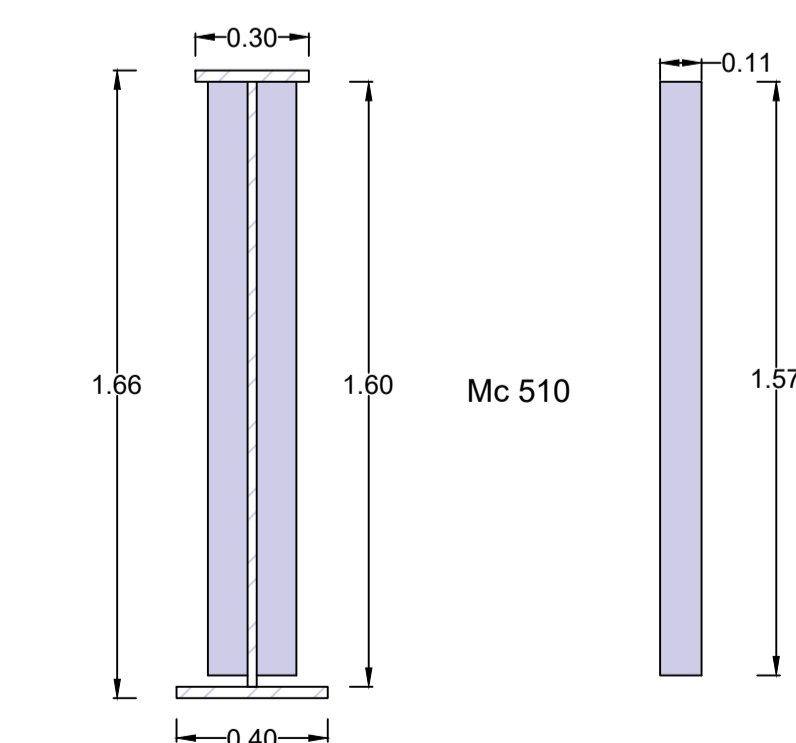
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR  
ESC. 1:50



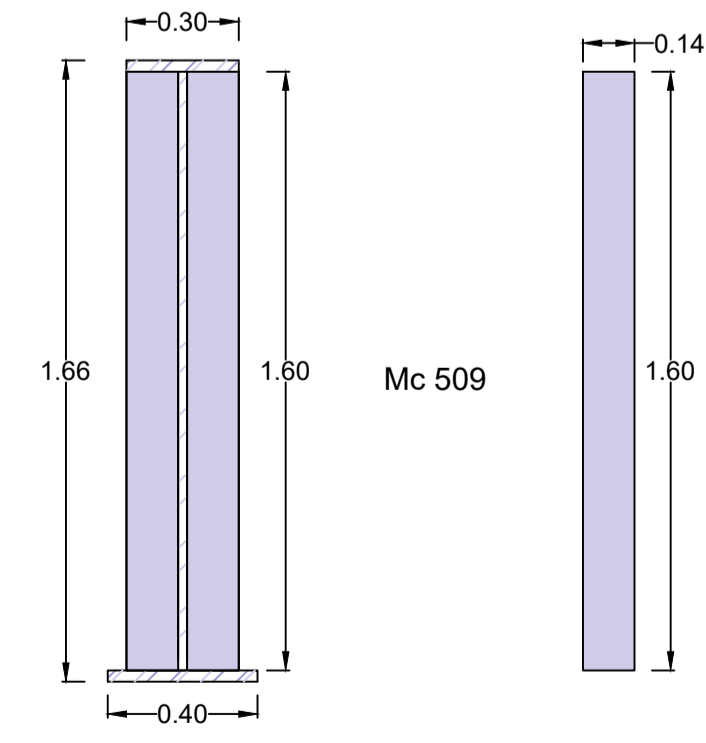
ARMADO DE CONECTORES DE CORTE  
ESC. 1:20



DETALLE DEL DIAFRAGMA  
ESC. 1:20



RIGIDIZADOR INTERMEDIO  
ESC. 1:20



RIGIDIZADOR DE APOYO  
ESC. 1:20

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL										
VIGAS A-588										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
500	RECTANGULAR	24	4.8	0.03	0.3	0.0432	1.0368	7850	8138.88	Patín Superior
501	RECTANGULAR	1	2.4	0.03	0.3	0.0216	0.0216	7850	169.56	Patín Superior
502	RECTANGULAR	2	0.4	0.03	0.3	0.0036	0.0072	7850	56.52	Patín Superior
503	RECTANGULAR	24	4.8	1.6	0.024	0.18432	4.42368	7850	34725.89	Alma
504	RECTANGULAR	1	2.4	1.6	0.024	0.09216	0.09216	7850	723.46	Alma
505	RECTANGULAR	2	0.4	1.6	0.024	0.01536	0.03072	7850	241.15	Alma
506	RECTANGULAR	24	4.8	0.03	0.4	0.0576	1.3824	7850	10851.84	Patín Inferior
507	RECTANGULAR	1	2.4	0.03	0.4	0.0288	0.0288	7850	226.08	Patín Inferior
508	RECTANGULAR	2	0.4	0.03	0.4	0.0048	0.0096	7850	75.36	Patín Inferior
TOTAL									55208.74	

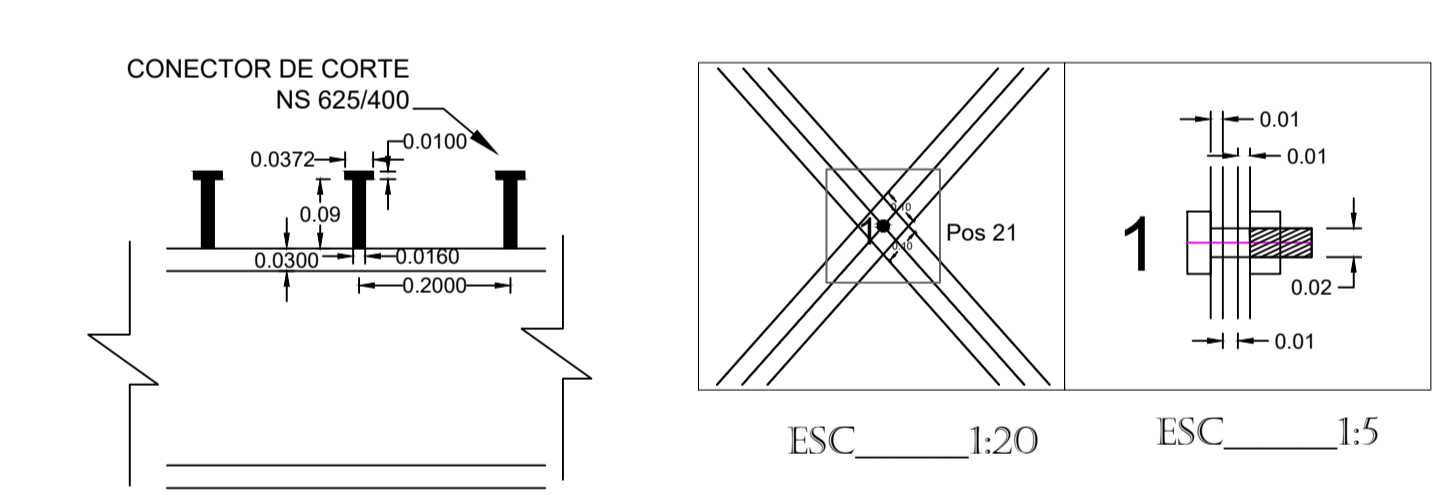
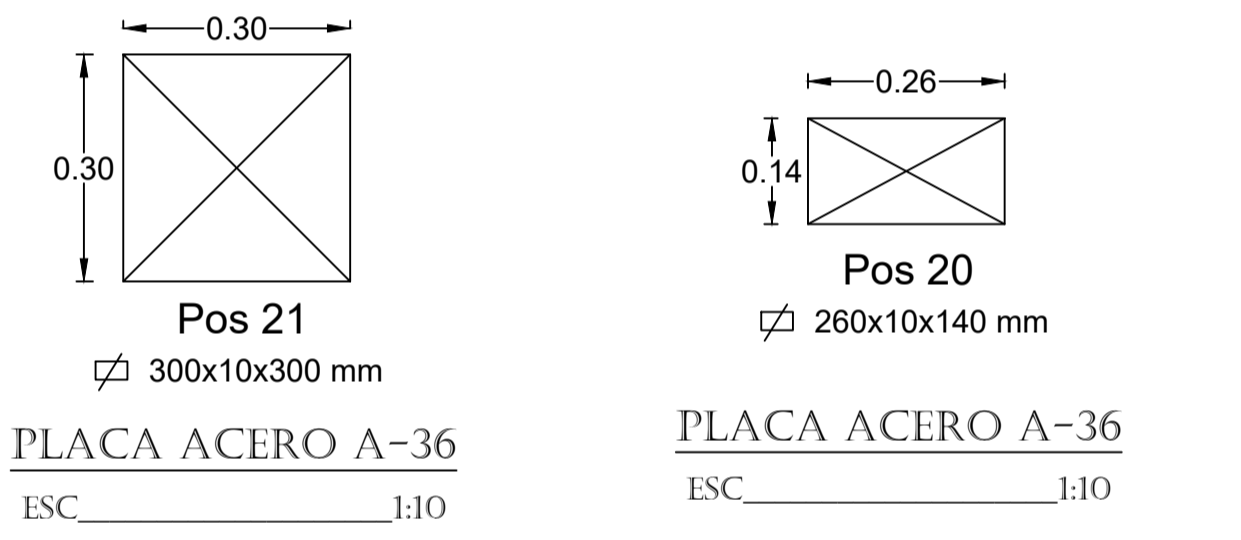
ACERO A36 (RIGIDIZADORES TRANSVERSALES)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
509	RECTANGULAR	16.000	1.600	0.138	0.016	0.004	0.057	7850.000	443.720	De Apoyo
510	RECTANGULAR	56.000	1.570	0.105	0.010	0.002	0.092	7850.000	724.681	Intermedio
TOTAL									1168.400	

ACERO A-36 (PLACAS)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Peso (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
511	RECTANGULAR	124	0.26	0.14	0.01	0.000364	0.045136	7850	354.318	POS 20
516	RECTANGULAR	39	0.3	0.3	0.01	0.0009	0.0351	7850	275.535	POS 21
TOTAL									629.853	

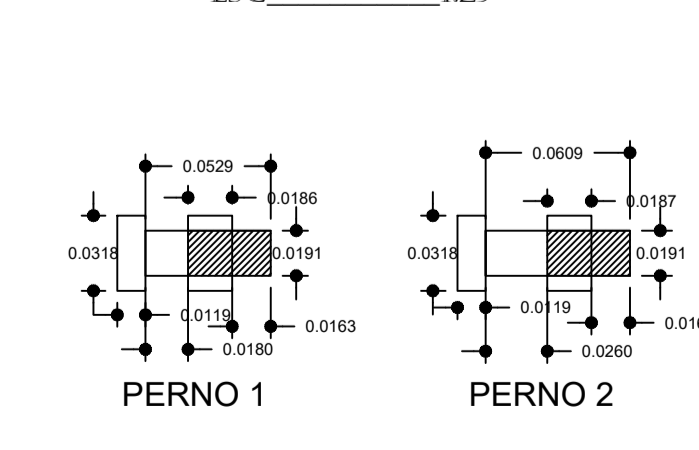
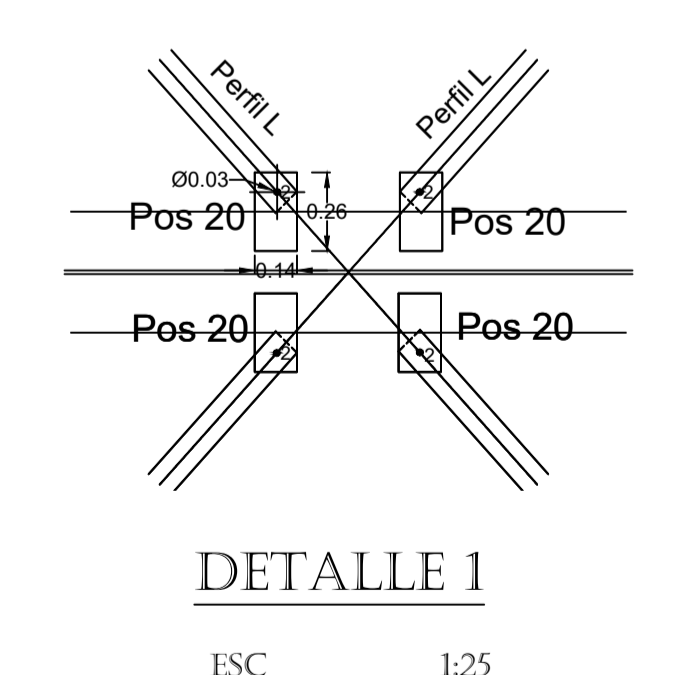
ACERO A-36 (PERFIL(DIAGONALES VERTICALES, INFERIORES Y HORIZONTALES))									
Mc	Tipo	No	Sección transversal (a)		Volúmen Parcial	Volúmen Total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			(a)	(b)					
512	L	78	0.00481	3	0.01443	1.12554	7850	8835.489	Diagonales Inferiores

ACERO A-36 (CONECTORES DE CORTE)				
Mc	Número	Longitud (m)	Peso Unitario (Kg)	Peso total (Kg)
513	692	10.16	0.2273	157.2916

ACERO A-490 (PERNOS)												
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES					Volúmen parcial (m <sup>3</sup> )	Volúmen total (m <sup>3</sup> )	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c	d	e					
514	1	39	0.03175	0.01191	0.05293	0.01905	0.01865	3.39659E-05	0.00132	7850	10.399	D=1.905 cm
515	2	132	0.03175	0.01191	0.06093	0.01905	0.01865	3.62461E-05	0.00478	7850	37.558	D=1.905 cm
TOTAL											47.957	




DETALLE 3 ESC. 1:10  
DETALLE 2 ESC. 1:20 ESC. 1:5



DETALLE PERNOS DE CONEXÓN  
ESC. 1:5

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 625/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)

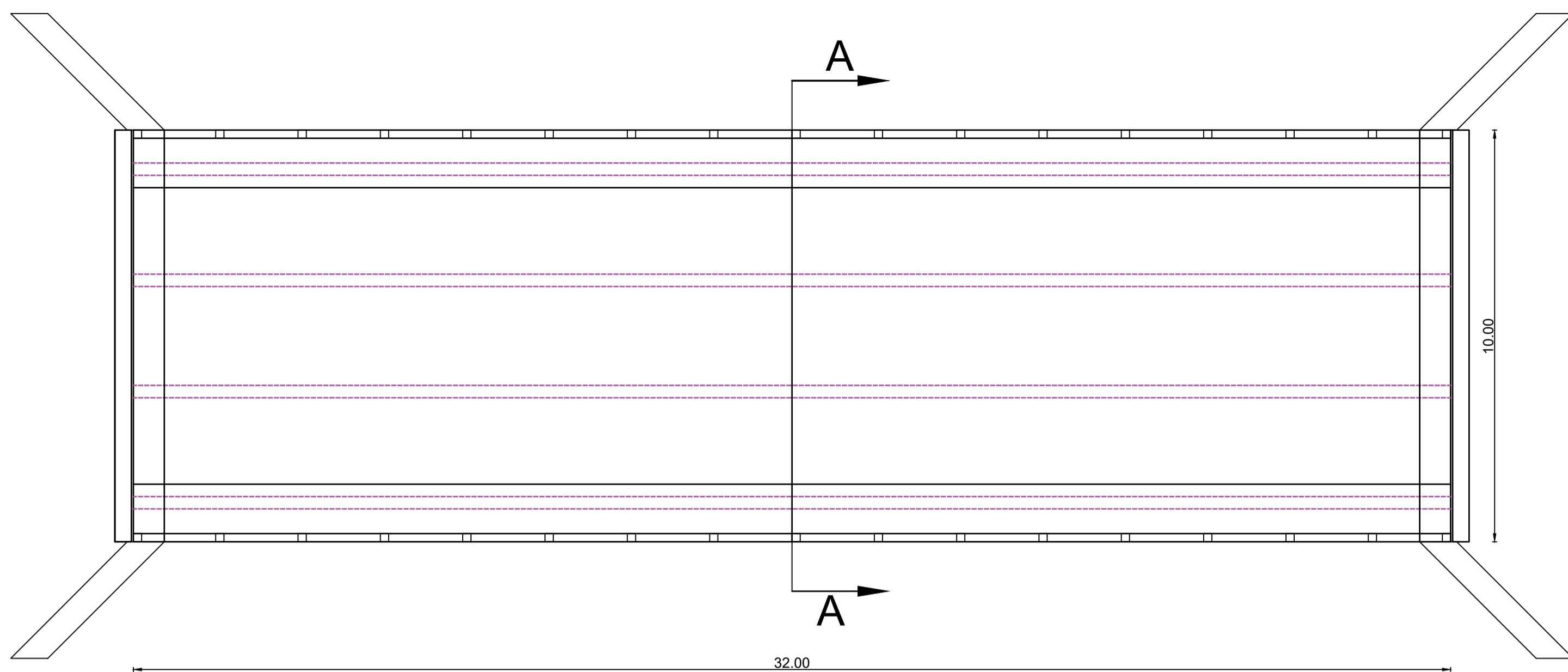


**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY,  
UBICADO EN LA ZONA 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES

REVISIÓN:	DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega
	FECHA: Enero de 2018
Ing. Cív. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	Nº LAMINA: 4/6

CONTIENE: VIGAS METÁLICAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, CONTRAVIENTOS Y DIAGONALES INFERIORES



PLANTA

ESC. 1:100

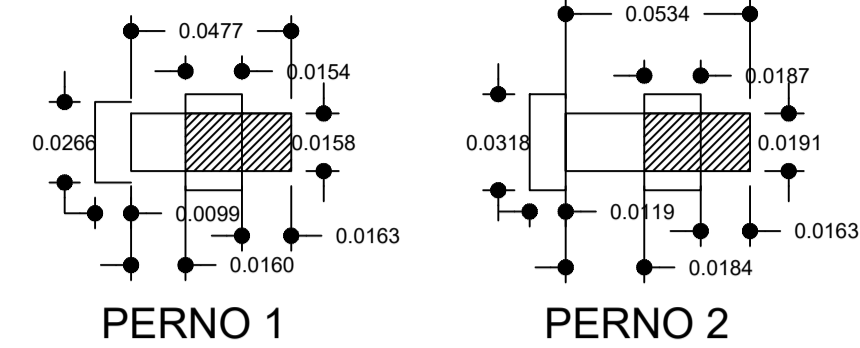
ACERO A-490 (PERNOS)												
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES					Volúmen parcial (m³)	Volúmen total (m³)	Densidad de acero (Kg)	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c	d	e					
517	1	168	0.02669	0.00992	0.0477	0.01588	0.01548	2.05923E-05	0.003459511	7850	27.15716123	D=1.588 cm
518	2	84	0.03175	0.01191	0.0534	0.01905	0.01865	3.40999E-05	0.00286	7850	22.485	D=1.905 cm
TOTAL										49.643		

ACERO A-36 (PLACAS)											
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volúmen Parcial	Volúmen Total	Peso (Kg/m3)	Peso (Kg)	Observaciones	
			a	b	c						
519	RECTANGULAR	124	0.25	0.12	0.01	0.0003	0.0372	7850	292.020	POS 23	
TOTAL										292.020	

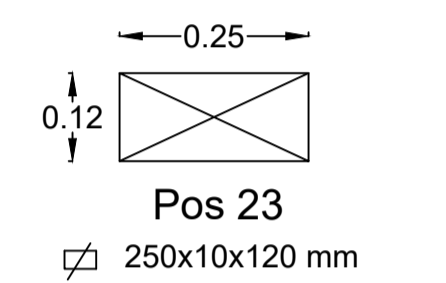
  

ACERO A-36 (PERFIL (DIAGONALES VERTICALES, INFERIORES Y HORIZONTALES))											
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES		Volúmen Parcial (m³)	Volúmen Total (m³)	Densidad de acero (Kg/m³)	Peso (Kg)	Observaciones		
			Sección transversal (a)	(b)							
520	L	42	0.001481	2.84	0.00420604	0.17665368	7850	1386.731	Contraviento horizontal		
521	L	42	0.001133	2.63	0.00297979	0.12515118	7850	982.437	Contraviento vertical		
TOTAL										2369.168	



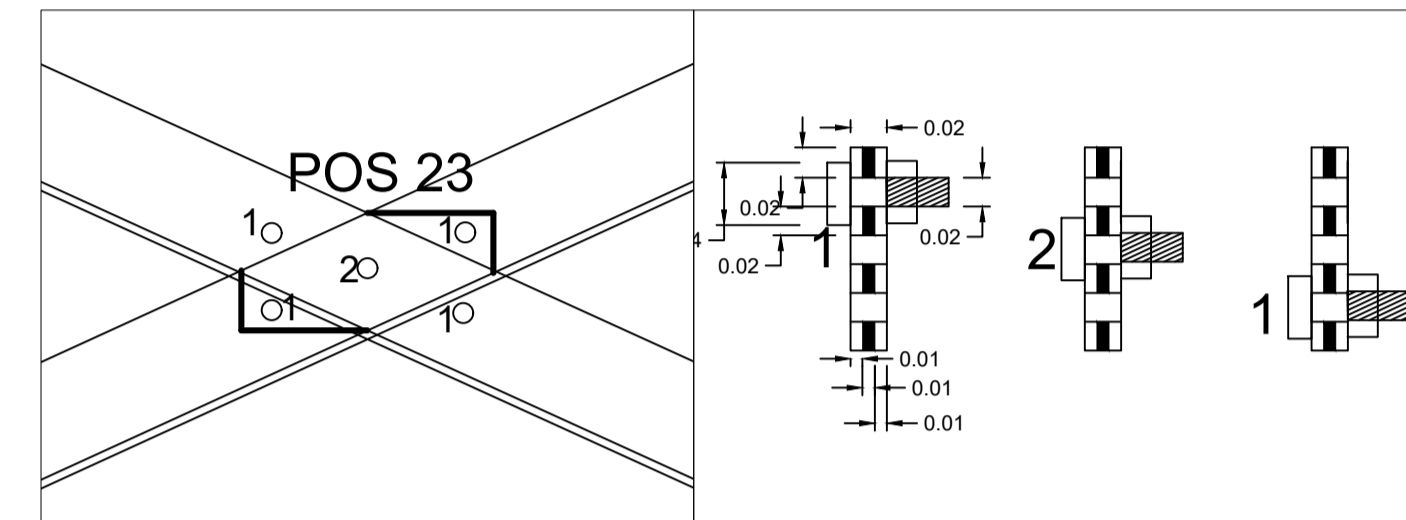
DETALLE DE PERNOS DE CONEXION

ESC. 1:5



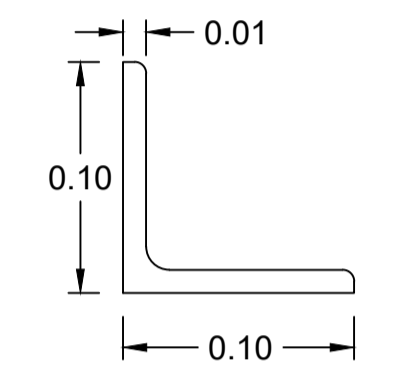
PLACA ACERO A-36

ESC. 1:10



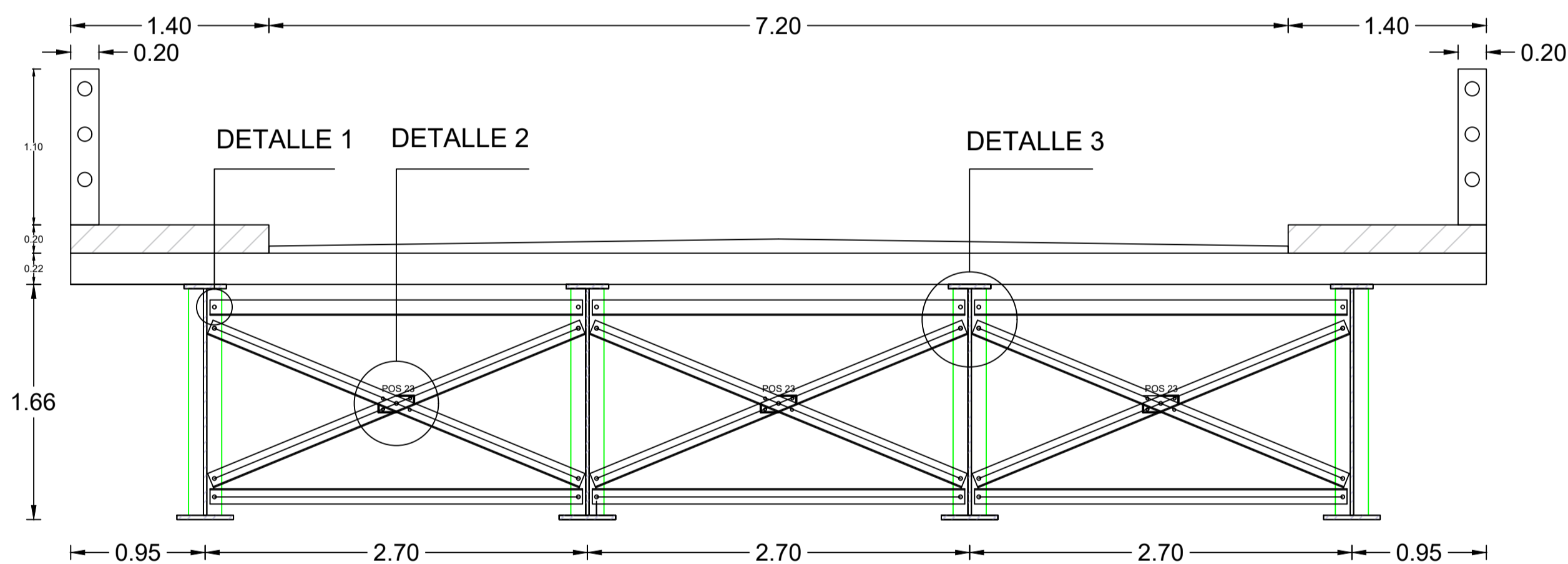
DETALLE 2

ESC. 1:5



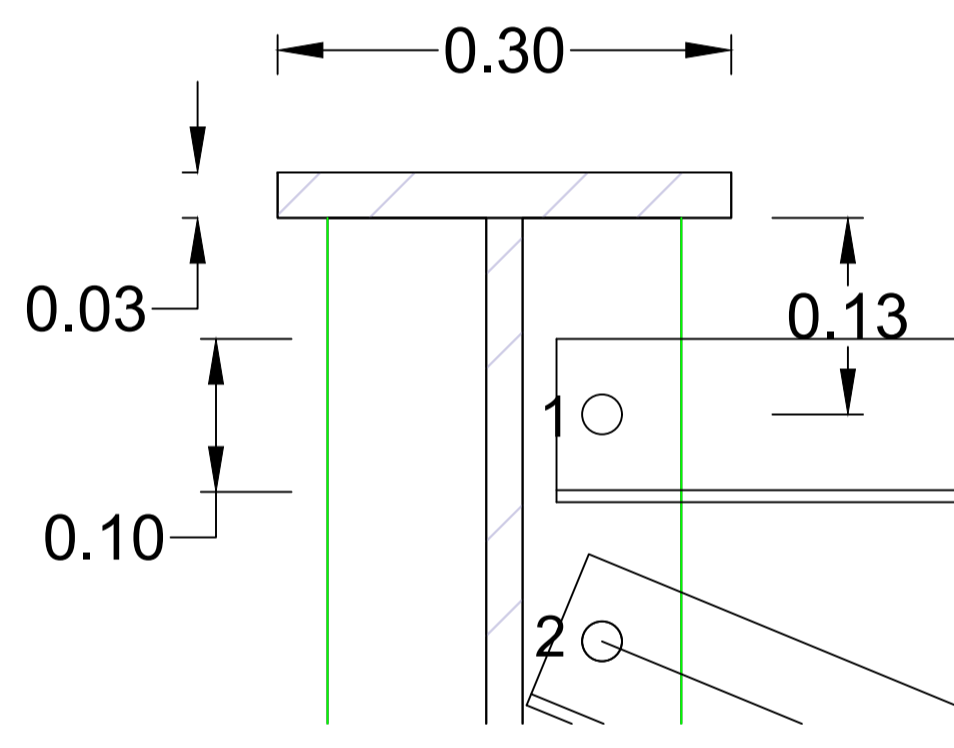
DETALLE PERFIL L

ESC. 1:5



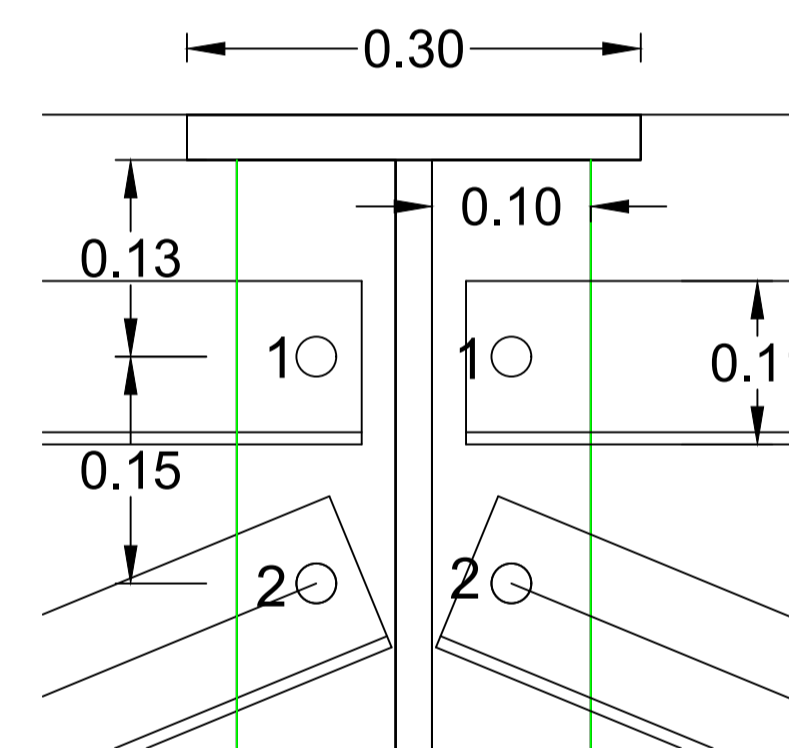
CORTE A-A

ESC. 1:30



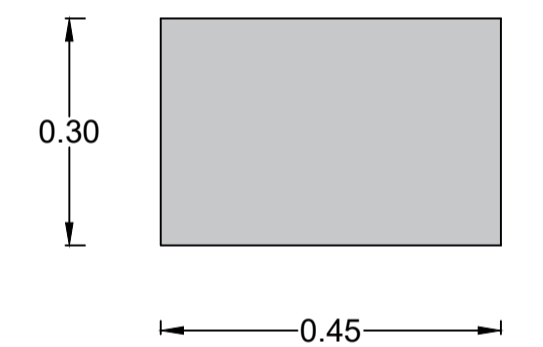
DETALLE 1

ESC. 1:5

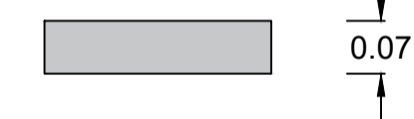


DETALLE 3

ESC. 1:5

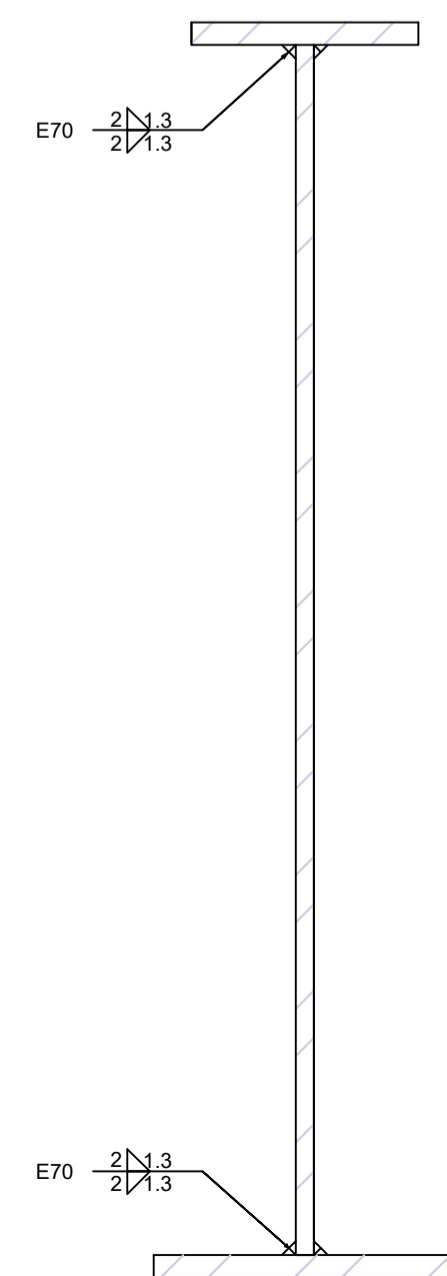


Neopreno Simple 70 mm Dureza SHORE 70



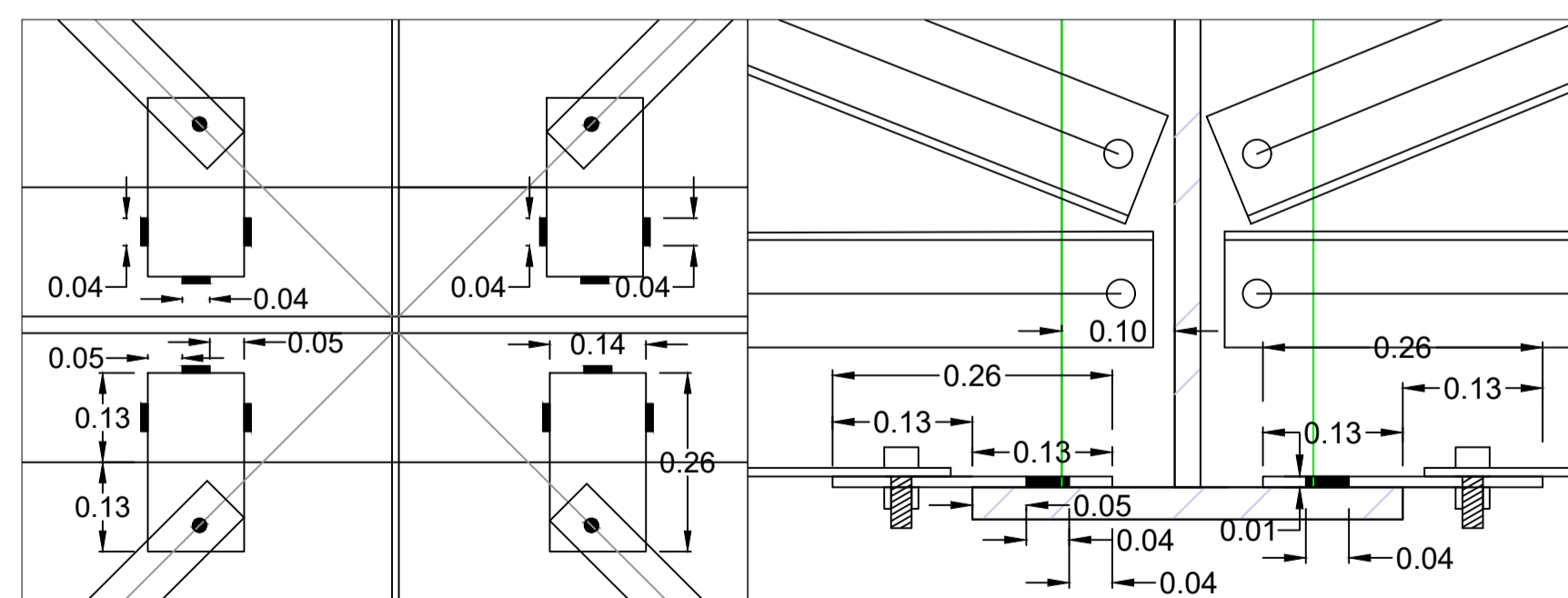
DETALLE DEL NEOPRENO

ESC. 1:10



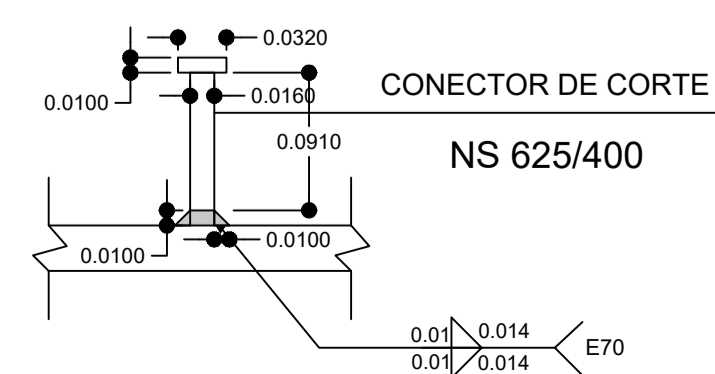
SOLDADURA DE FILETE PATÍN-ALMA

ESC. 1:10



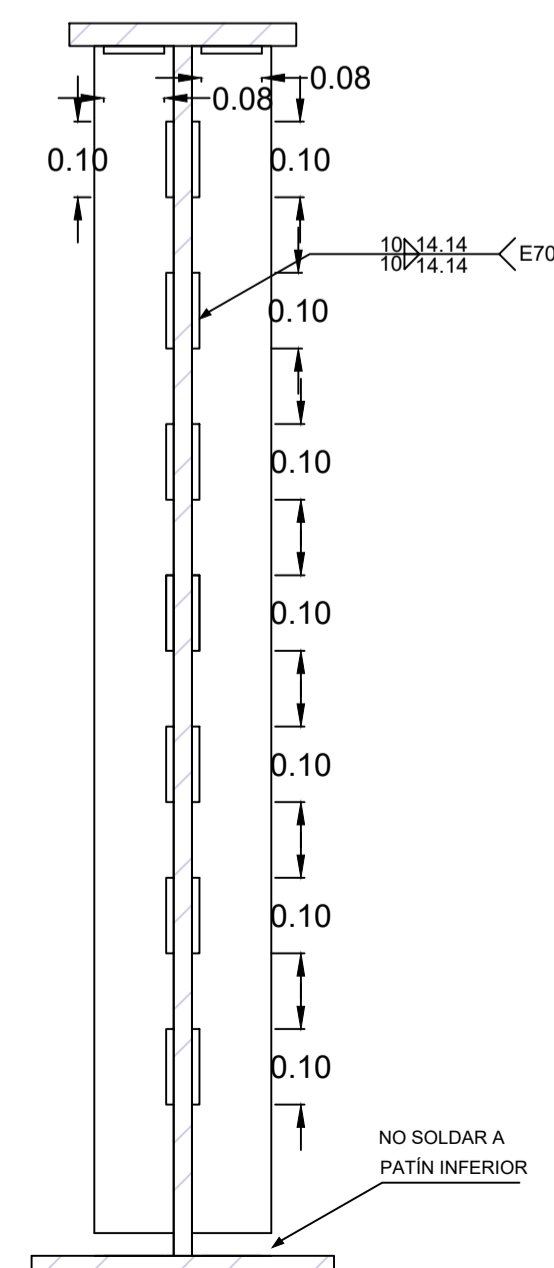
SUELDA DE FILETE PLACA - PATÍN INFERIOR

ESC. 1:10



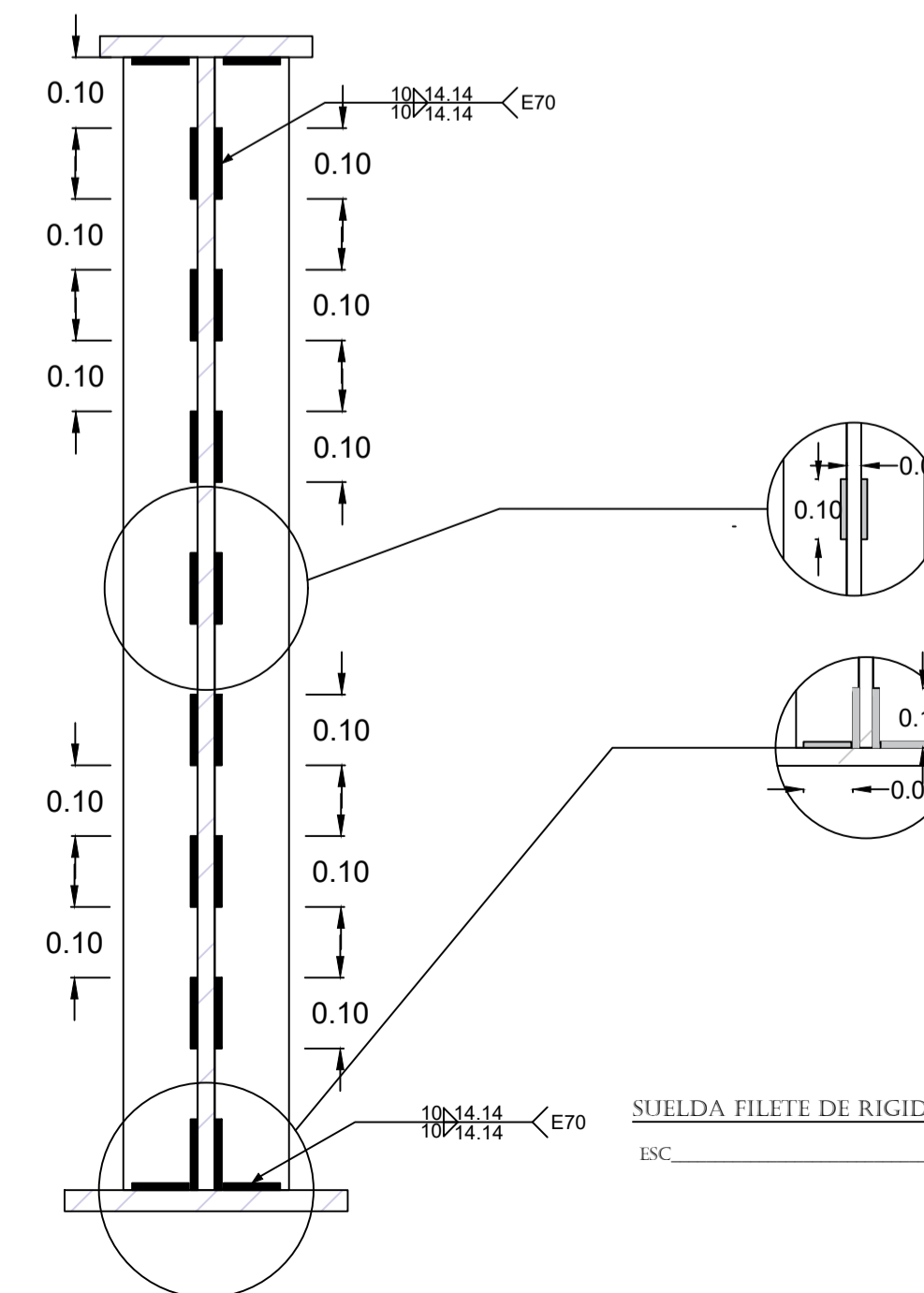
SUELDA DE FILETE ENTRE CONECTOR DE CORTE

ESC. 1:5



SOLDADURA DE FILETE RIGIDIZADOR INTERMEDIO-ALMA

ESC. 1:10



SUELDA FILETE DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL-ALMA

ESC. 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 625/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES

REVISIÓN:

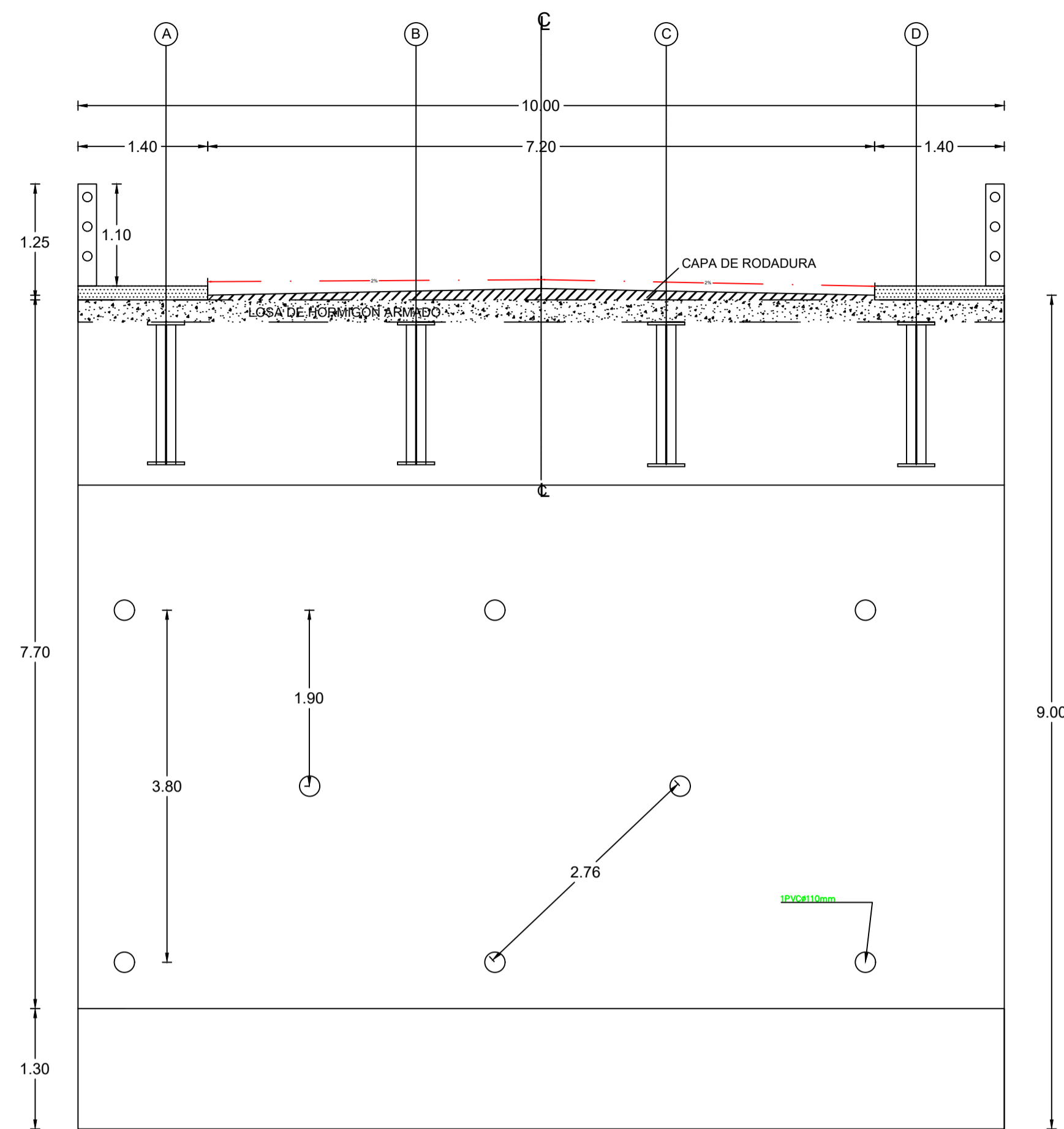
DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega

FECHA: Enero de 2018

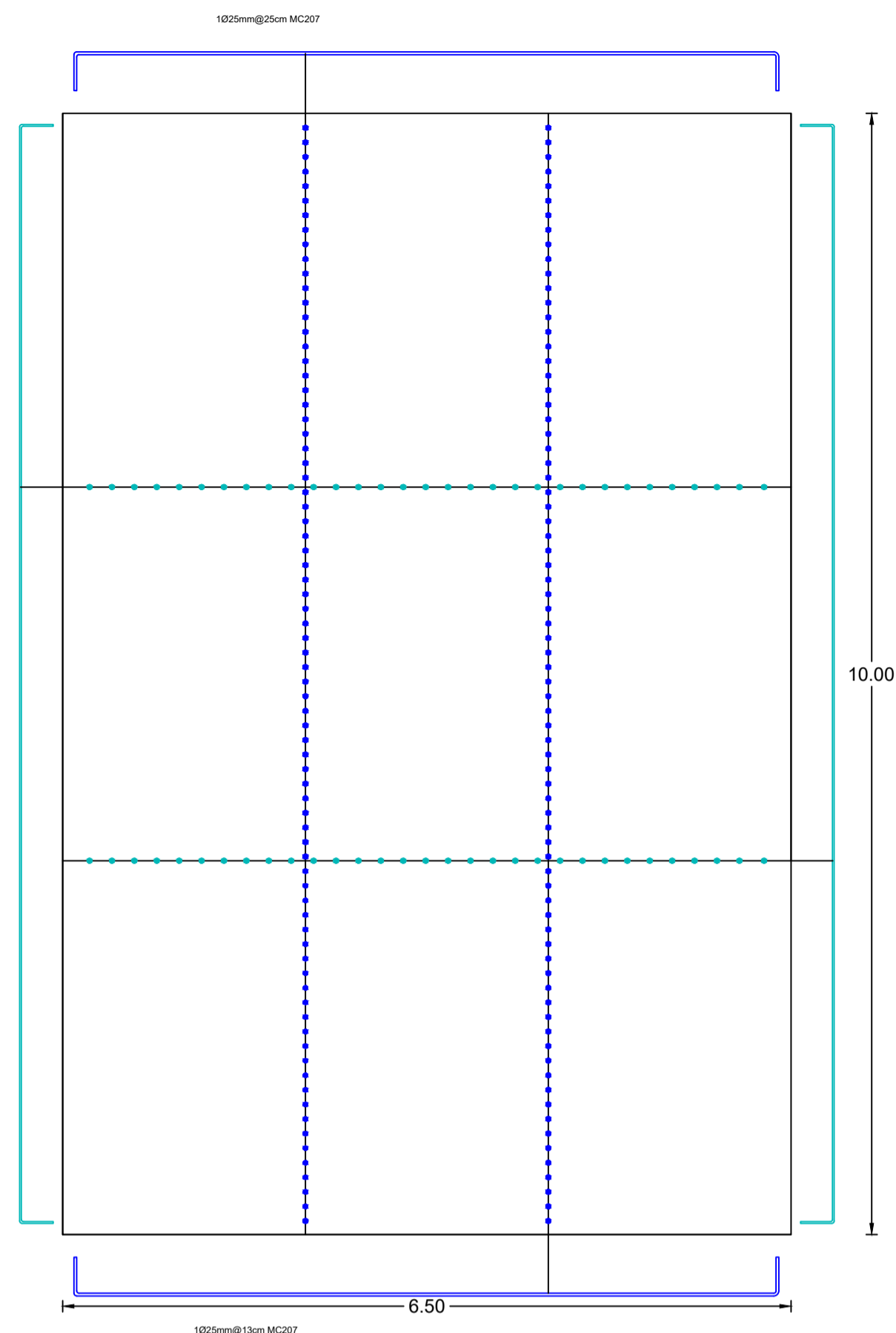
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña  
Director de Tesis

Nº LAMINA: 5/6

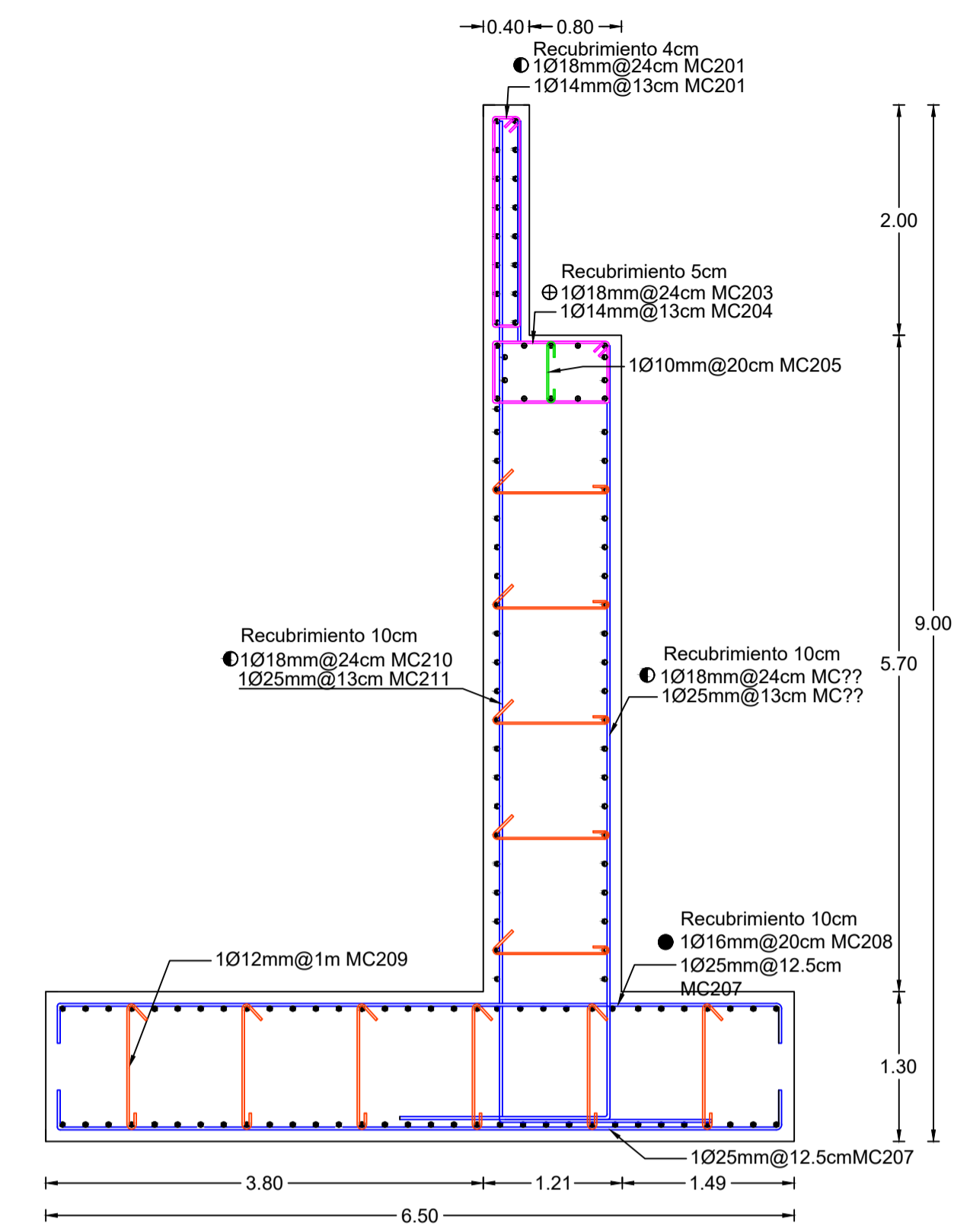
CONTIENE: CONTRAVIENTO, DIAFRAGMAS, DIAGONALES VERTICALES Y SOLDADURA



ESTRIBO VISTA FRONTAL  
ESC 1:50



ARMADO DE ZAPATA- VISTA EN PLANTA  
ESC 1:50



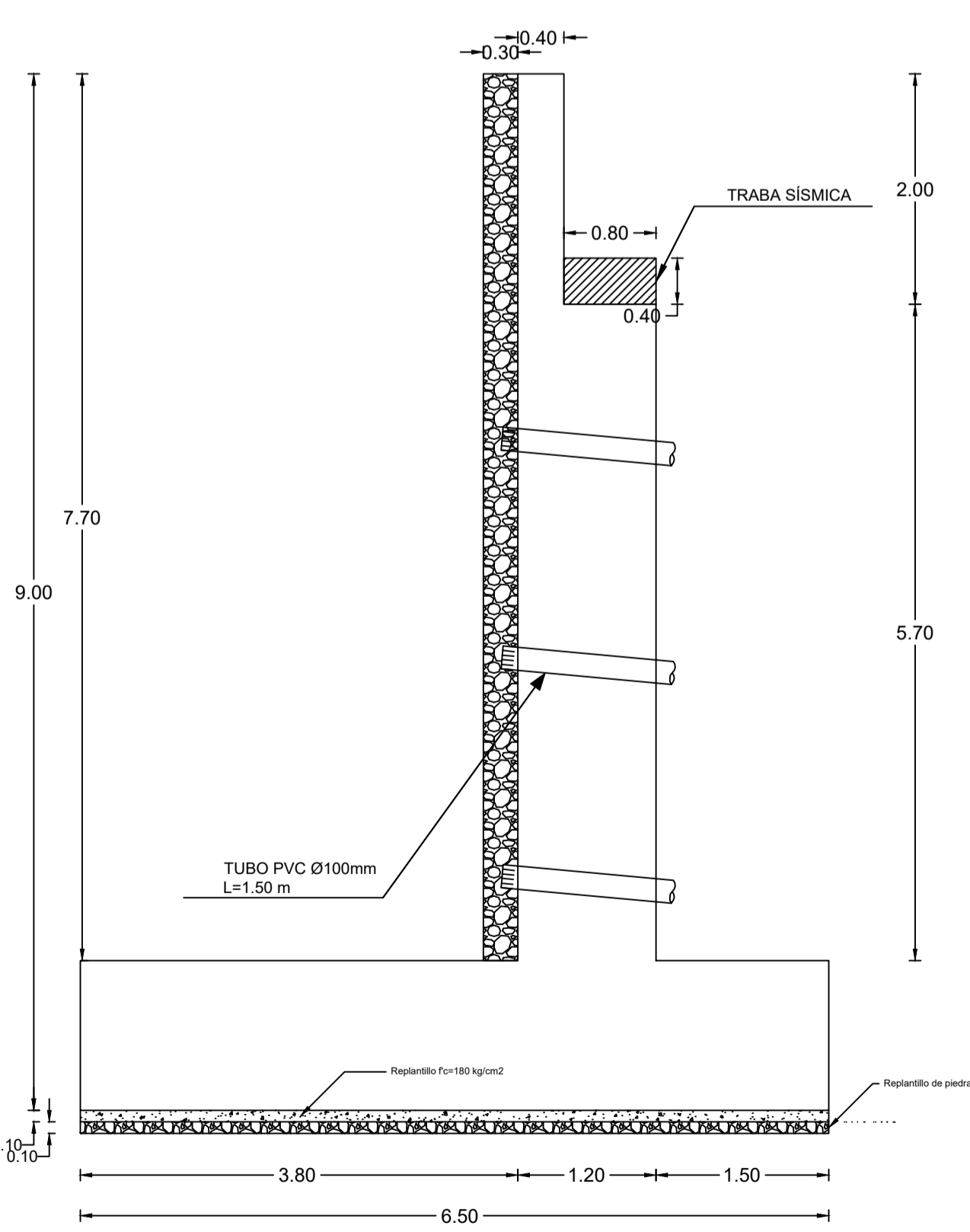
ARMADO DEL ESTRIBO  
ESC 1:50

PLANILLA DE HIERROS										
MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL	
				a	b	c	d			
ESTRIBO										
201	18	C	18	9,8	0,072	---	---	9,944	178,992	
202	14	O	67	1,92	0,32	---	0,06	4,6	308,2	
203	18	C	16	9,8	0,072	---	---	9,944	159,104	
204	14	O	99	0,54	1,01	---	0,06	3,22	318,78	
205	10	I	50	0,54	---	---	0,04	0,62	31	
206	25	C	77	6,3	0,1	---	---	6,5	500,5	
207	25	C	77	6,3	0,1	---	---	6,5	500,5	
208	18	C	66	9,8	0,072	---	---	9,944	656,304	
209	12	I	44	1,1	---	---	0,048	1,196	52,624	
210	18	C	46	9,8	0,072	---	---	9,944	457,424	
211	25	L	67	6,8	1,85	---	---	8,65	579,55	
211	25	L	67	2	0,76	---	---	2,76	184,92	
211	25	L	67	8,8	1,85	---	---	10,65	713,55	

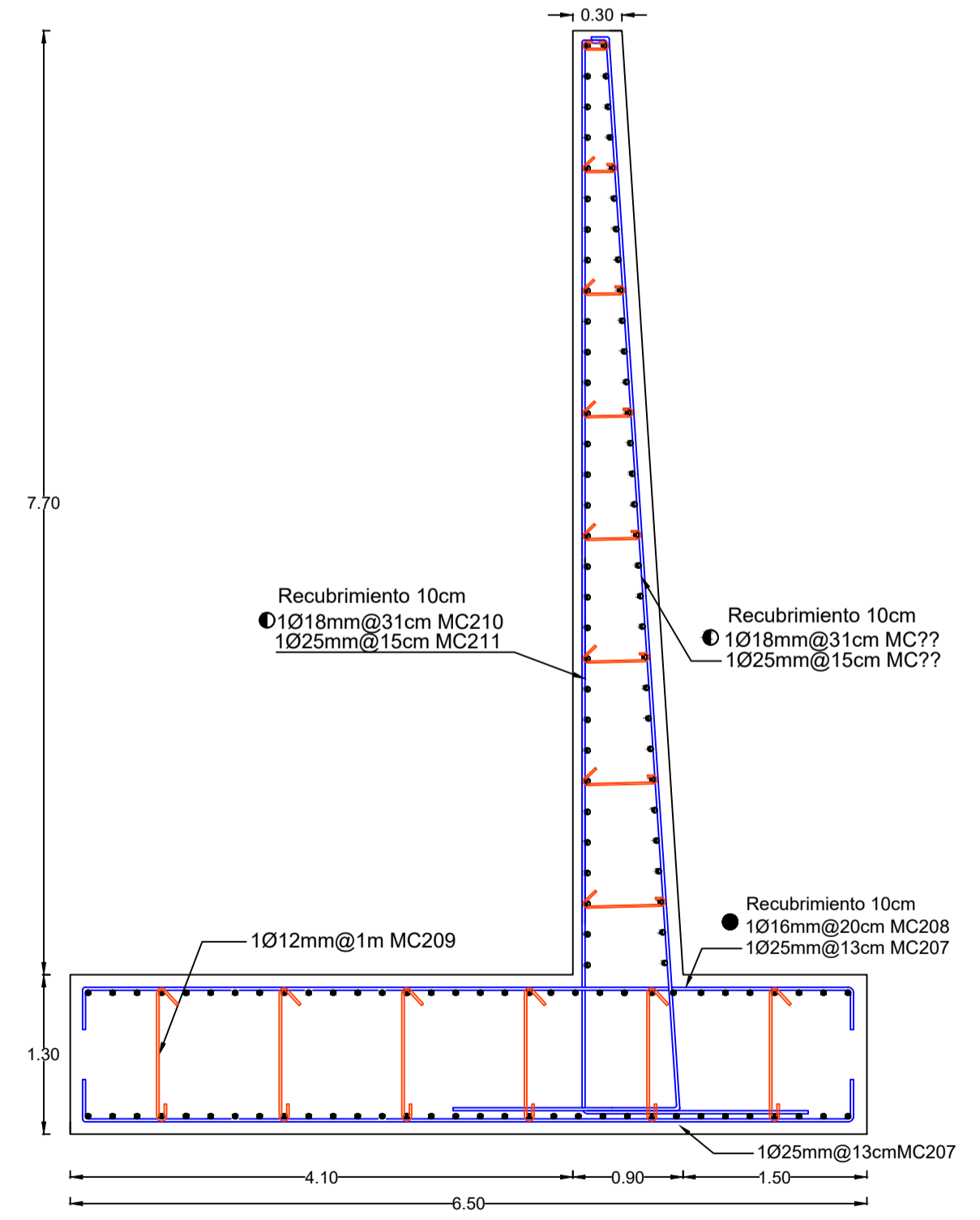
PLANILLA DE HIERROS										
MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL	
				a	b	c	d			
MURO DE ALA										
101	18	C	64	3,8	0,072	---	---	3,944	252,416	
102	25	L'	27	8,8	1,85	---	0,1	10,75	290,25	
103	25	L	27	8,76	1,85	---	0,1	10,71	289,17	
104	25	C	62	6,3	0,1	---	---	12,8	793,6	
105	16	C	40	3,8	0,064	---	---	3,928	157,12	
106	12	I	20	1,1	---	---	0,048	1,196	23,92	

RESUMEN DE HIERROS				
ESTRIBO				
D	LONG	PESO	#VAR	
mm	m	Kg	(12 m)	
10	31.00	22.21	3	
12	52.62	53.28	5	
14	626.98	768.29	53	
18	1,451.82	2,901.10	121	
25	2479.02	9,570.85	207	
<b>TOTAL</b>		<b>3,744.88</b>		
<b>TOTAL ESTRIBOS</b>		<b>7,489.75</b>		

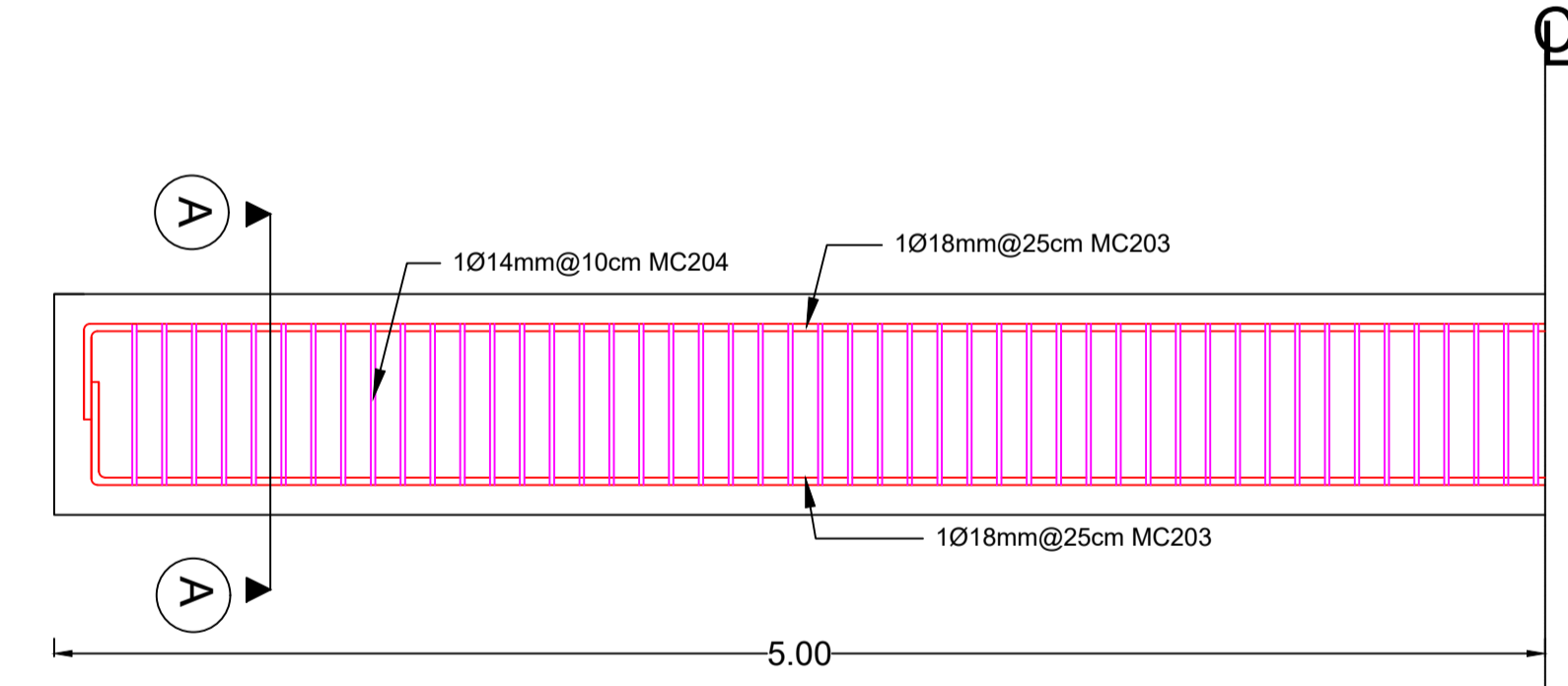
RESUMEN DE HIERROS				
MURO DE ALA				
D	LONG	PESO	#VAR	
mm	m	Kg	(12 m)	
12	23.92	21.31	2	
16	157.12	265.10	14	
18	252.42	527.47	22	
25	793.60	3,097.81	67	
<b>TOTAL</b>		<b>3,911.70</b>		
<b>TOTAL MUROS DE ALA</b>		<b>7,823.40</b>		



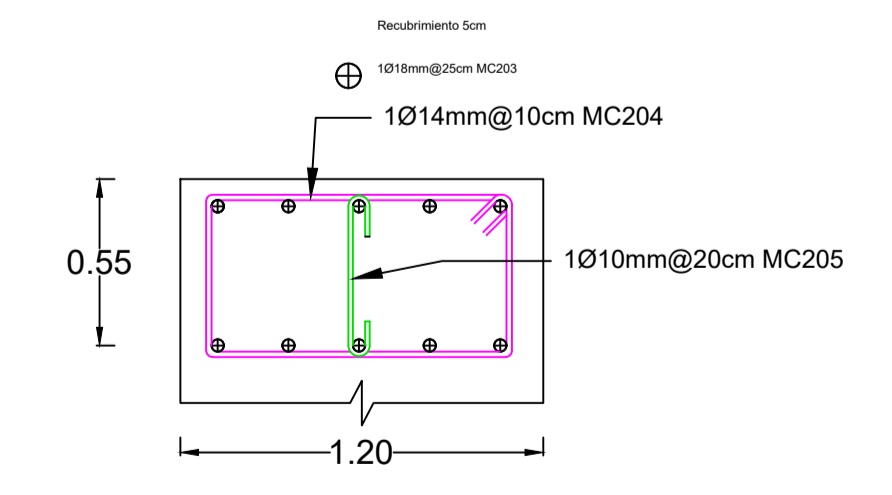
GEOMETRÍA DE ESTIBO - VISTA LATERAL  
ESC 1:50



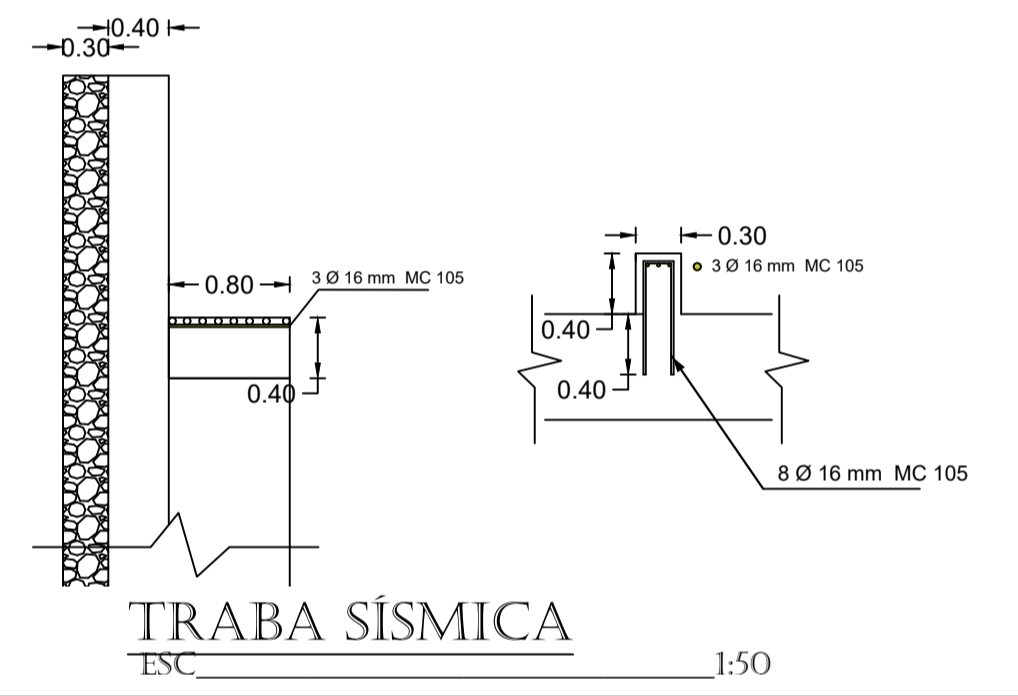
ARMADO MURO DE ALA  
ESC 1:50



ARMADO DE VIGA DE ASIENTO  
ESC 1:25



ESTRIBO VISTA FRONTAL  
ESC 1:25



TRABA SÍSMICA  
ESC 1:50

TIPOS DE HIERRO

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.
- LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
  - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA  $f_y = 230 \text{ Kg/cm}^2$
  - LOS RECURRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
  - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE  $40 \text{ tn/m}^2$
  - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
  - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA



DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RIO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA - 5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUES

REVISIÓN:	DISEÑO: Jorge Leonardo Pugo Vega
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Enero de 2018
	Nº LAMINA: 6/6