



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO
CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTÓN
LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

WILSON LEONARDO FERNÁNDEZ GALARZA

DIRECTOR

ING. M.SC. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA

2018

DECLARACIÓN

Yo, **WILSON LEONARDO FERNÁNDEZ GALARZA**, 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 he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Wilson Leonardo Fernández Galarza

Cl. 0104178512

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por **WILSON LEONARDO FERNÁNDEZ GALARZA**, bajo mi supervisión.

Ing. Civil. Msc. Juan Medardo Solá Quintuña

DEDICATORIA

A Dios por permitirme llegar a este momento tan importante de mi vida, dándome la oportunidad de cada día ser mejor persona.

A mis padres por darme todo su apoyo durante este duro camino, que con su ejemplo me han enseñado a no rendirme ante nada corrigiendo mis errores y celebrando mis triunfos.

A mis hermanas Lilibeth, Camila y mi cuñado Fabián por ayudarme a afrontar los problemas dándome su confianza y consejos a lo largo de toda mi vida.

A mi tía Silvana por ser una guía en mi vida con su ayuda y con sus consejos desde lo lejos es muy importante en mi vida.

A mi tía Mary por ser una gran persona y ayudarme en los momentos más difíciles que aunque este lejos siempre le llevo en mi corazón y mi mente.

A Estefanía que con su amor y apoyo, me ayudo para poder concluir con mi carrera universitaria.

A mi hijo Dante que con sus sonrisas me ayudaba a seguir adelante y no darme por vencido hasta conseguir mi objetivo.

AGRADECIMIENTOS

A mi mami Jaqui quien con sus consejos me ha dado fuerzas en los momentos más difíciles durante toda mi vida haciendo una mejor persona.

Al Ingeniero Juan Solá, Director de mi Tesis, por su valiosa guía y asesoramiento fue posible la realización de este proyecto.

A todas las personas que formaron parte de este proyecto de forma directa e indirecta.

RESUMEN

El presente proyecto investigativo tiene como objetivo el diseño estructural de un puente mixto, sobre el río Yavintza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.

El actual documento hace una breve descripción sobre puentes y las cargas que actúan sobre la estructura. Contiene toda la información de los estudios preliminares, empezando desde el levantamiento topográfico que detalla las condiciones altimétricas y planimétricas del terreno, permitiendo definir el lugar donde se emplazará el puente. El estudio hidráulico e hidrológico determina el caudal máximo, calado máximo y la socavación para un período de retorno de 100 años. El estudio de suelos al presentarse sobre roca establece las propiedades físicas y mecánicas de la misma recomendando el tipo de cimentación y su profundidad.

Para el diseño estructural se utilizaran las normas técnicas NEC-SE-CG, AASHTO, ACI 318-14, AISC 360-10, NEVI-12 cumpliendo con cada parámetro de seguridad. Se realizó el diseño la superestructura e infraestructura constituida por el tablero de hormigón armado, parapeto, vigas metálicas y elementos secundarios (rigidizadores, contravientos, conectores de corte, conexiones por soldadura y pernos) definiendo las medidas de cada elemento y se detallan los estribos asentados en roca mediante dados. Finalmente con los planos topográficos y estructurales integrando los componentes y especificaciones técnicas que servirán para elaborar el presupuesto referencial en base de precios unitarios, concluyendo con el presupuesto general.

PALABRAS CLAVES: PUENTE MIXTO, ALTIMÉTRICA, PLANIMÉTRICA, ENSAYO EN ROCA, VIGAS DE ACERO, ENSAYO HIDRAÚLICO E HIDROLÓGICO.

ABSTRACT

The present research project has as an objective the structural design of a mixed bridge, on the Yavintza river in the canton Limón Indanza, province of Morona Santiago. Starting from the topographic survey that details the altimetric and planimetric conditions of the area, the place is defined where the bridge will be located. The hydraulic and hydrological study determines the maximum flow, defines the maximum draft and the undermining for a return period of 100 years. The soil study establishes the physical and mechanical properties of the same one recommending the type of foundation and its depth. For the structural design, the technical standards NEC-SECG, AASHTO, ACI 318-14, AISC 360-10, NEVI-12 will be used, complying with each safety parameter. It was designed the superstructure and infrastructure constituted by the reinforced concrete board; parapet; metallic beams; and, secondary elements (stiffeners, windbreaks, cutting connectors, connections for welding and bolts) defining the measurements of each element and detailing the abutments seated in rock by means of cyclopean concrete dice. Finally, with the topographic and structural plans, the components and technical specifications that will serve to elaborate the referential budget based on unit prices are integrated, concluding with the general budget.

KEY WORDS: MIXED BRIDGE, ALTIMETRIC, PLANIMETRIC, TEST IN ROCK, STEEL BEAMS, HYDRAULIC AND HYDROLOGICAL TEST.

Tabla de Contenido

Tabla de Contenido	VII
1. CAPÍTULO.Generalidades	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación	2
1.3 Objetivos	3
1.3.1 General	3
1.3.2 Específicos	3
1.4 Marco Teórico.....	4
1.4.1 Estudios básicos de ingeniería para el diseño de un puente	4
1.4.2 Obras de arte especiales	4
1.5 Metodología	7
1.5.1 Ubicación del proyecto.....	7
1.5.2 Estudios topográficos	7
1.5.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico	7
1.5.4 Estudio Geológico y Geotécnico.....	8
1.5.5 Estudio Estructural	8
CAPÍTULO 2. Estudios Preliminares.....	9
2.1 Localización	9
2.2 Población.....	10

2.3 Ubicación y elección del tipo de puente	10
2.4 Mapa y cartografía del sector.....	11
2.5 Concepto de un puente.....	11
2.5.1 Componentes de un puente	11
2.5.2 Puentes de acuerdo al material y a su función	12
2.5.2.1 Según su función	12
2.5.2.2 Según su material de construcción.....	12
2.6 Estudio Topográfico.....	15
2.6.1 Objetivos	15
2.6.2 Levantamiento Topográfico	15
2.6.3 Estado de las vías	16
2.6.4 Situación actual del puente.....	18
2.6.5 Emplazamiento de puente	18
2.7 Estudio Hidráulico – Hidrológico.....	20
2.7.1 Objetivos	20
2.7.2 Información Aplicada.....	20
2.7.2.1 Cartografía.....	20
2.7.2.2 Polígono de thiesen	21
2.7.3 Hidrometeorológica.....	21
2.7.3.1 Cuenca hidrográfica	22

2.7.4	Parámetros Morfométricos	23
2.7.4.1	Longitud del cauce principal	23
2.7.4.2	Área de la cuenca	23
2.7.4.3	Perímetro de la cuenca	23
2.7.4.4	Curva hipsométricas de la cuenca	23
2.7.4.5	Pendiente media de la cuenca	24
2.7.4.6	Pendiente media del cauce principal	25
2.7.4.7	Síntesis de la información básica de la cuenca	26
2.7.5	Análisis hidrológico	27
2.7.5.1	Tiempo de concentración	27
2.7.5.2	Coeficiente de escorrentía	28
2.7.5.3	Análisis estadístico de datos hidrometeorológicos	28
2.7.5.4	Distribución de Gumbel	29
2.7.6	Periodo de retorno	31
2.7.6.1	Intensidad máxima en 24 horas	31
2.7.6.2	Determinación de la precipitación de diseño	32
2.7.7	Elaboración de curvas intensidad duración y frecuencia (idf)	32
2.7.8	Determinación del caudal de diseño para un período de retorno de 100 años	35
2.7.8.1	Método Racional	35
2.8	Análisis hidráulico	36

2.8.1	Modelación hidráulica utilizando HEC-RAS.....	36
2.8.2	Coeficiente de rugosidad de Manning.....	37
2.8.3	Resultados de la modelación del río Yavintza	38
2.8.4	Estimación de la socavación del río Yavintza.....	40
2.8.4.1	Método de Lischtvan-Levediev.....	40
2.8.4.2	Resultados de la socavación.....	41
2.9	Estudio geológico y geotécnico	44
2.9.1	Objetivos	44
2.9.2	Alcance.....	44
2.9.3	Esclerómetro.....	45
2.9.3.1	Pasos para la realización del ensayo	46
2.9.4	Geología de la zona del proyecto	49
2.9.5	Resultados de la lectura con el esclerómetro	55
2.9.6	Estribo al margen izquierdo	55
2.9.6.1	Clasificación geomecánica RMR.....	55
2.9.6.2	La resistencia del material a compresión simple.....	57
2.9.6.3	El RQD índice de calidad de la roca	58
2.9.6.4	El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas	59
2.9.6.5	El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas.....	59
2.9.6.6	La presencia de agua	59

2.9.6.7	Corrección por la orientación de las discontinuidades.....	59
2.9.7	Estribo A1 Margen Derecho	60
2.9.7.1	Clasificación geomecánica RMR.....	60
2.9.7.2	La resistencia del material a compresión simple.....	61
2.9.7.3	El RQD índice de calidad de la roca	61
2.9.7.4	El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas	62
2.9.7.5	El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas.....	62
2.9.7.6	La presencia de agua	63
2.9.7.7	Corrección por la orientación de las discontinuidades.....	63
2.9.8	Clasificación del macizo rocoso según RMR	63
2.9.9	Capacidad de carga.....	64
CAPÍTULO 3. Estudio Estructural y de Diseño.....		70
3.1	Consideraciones de carga.....	70
3.1.1	Carga permanentes	70
3.1.1.1	Carga muerta	70
3.1.1.2	Empuje de Tierras	71
3.1.2	Cargas Variables	71
3.1.2.1	Carga Viva	71
3.1.2.2	Carga de fatiga	73
3.1.2.3	Fuerzas en las protecciones laterales (Bordillo).....	73

3.1.2.4	Carga Dinámica.....	74
3.1.2.5	Fuerza de frenado.....	74
3.1.2.6	Variaciones de temperatura.....	74
3.1.2.7	Cargas de viento.....	76
3.1.2.8	Fuerzas sísmicas.....	77
Capítulo 4. Diseño de la Superestructura y de la Infraestructura		79
4.1	Denominación de las Cargas.....	79
4.2	Factores de carga y combinaciones de cargas.....	80
4.3	Diseño de la superestructura del puente.....	82
4.3.1	Pre dimensionamiento de la protección lateral	83
4.3.1.1	Características de los materiales utilizados en el diseño del parapeto	84
4.3.2	Pre dimensionamiento del tablero de hormigón armado.....	85
4.3.2.1	Espaciamiento entre vigas (S) y longitud del voladizo (<i>LV</i>)	85
4.3.2.2	Espesor del tablero	86
4.3.3	Diseño del tablero de hormigón	88
4.3.3.1	Carga permanente solicitante	88
4.3.3.2	Carga de las protecciones laterales	88
4.3.3.3	Carga de la superficie de rodadura.....	89
4.3.3.4	Carga de la losa del tablero	89
4.3.3.5	Carga de la acera	90

4.3.4	Aplicación de carga muerta para la obtención de momentos flectores y reacciones en los apoyos	90
4.3.4.1	Carga de la losa del tablero	91
4.3.4.2	Peso de losa en voladizo	92
4.3.4.3	Carga producida por la acera.....	92
4.3.4.4	Carga producida por la protección lateral	93
4.3.4.5	Carga de la capa de rodadura	93
4.3.5	Solicitud de Carga viva.....	94
4.3.5.1	Carga viva en el vuelo del tablero momento negativo	94
4.3.5.2	Carga viva momento máximo positivo	96
4.3.5.3	Una vía cargada.....	96
4.3.6	Momento máximo negativo por carga viva en apoyos internos del tablero.....	97
4.3.6.1	Reacción máxima en la viga externa.....	98
4.4	Diseño del refuerzo	99
4.4.1	Determinación de solicitaciones máximas para la Combinación Resistencia 1..	99
4.4.2	Momento máximo positivo $M_{MAX} +$	101
4.4.3	Momento máximo negativo $M_{MAX} -$	101
4.4.4	Verificación de la geometría de la sección transversal de la superestructura ...	102
4.4.5	Determinación de los momentos de diseño.....	103
4.4.5.1	Momento Positivo de diseño	103

4.4.5.2	Momento Negativo de diseño	103
4.4.6	Diseño de la armadura de refuerzo principal	107
4.4.6.1	Recubrimiento	107
4.4.6.2	Máxima separación de la armadura principal	107
4.4.6.3	Determinación del refuerzo principal AS +, perpendicular al tráfico.	108
4.4.6.4	Determinación del refuerzo principal AS -, perpendicular al tráfico.	111
4.4.6.5	Acero de distribución secundaria	114
4.4.6.6	Armadura por variación temperatura y contracción del hormigón armado.	115
4.4.7	Control de fisuración	116
4.4.7.1	Verificación AS + combinación de cargas del estado límite de servicio I ..	116
4.4.8	Verificación f esfuerzo de servicio	118
4.4.8.1	Verificación AS + del estado límite de servicio la combinación de cargas I.	119
4.4.8.2	Verificación AS - del estado límite de servicio combinación de cargas I ...	121
4.4.9	Armado de tablero para vanos internos	123
4.4.10	Diseño de Protección lateral	124
4.4.10.1	Cargas aplicadas	125
4.4.10.2	Diseño del poste	125
4.4.10.3	Diseño a corte del poste	129
4.4.10.4	Diseño de los tubos de acero galvanizado	130
4.4.10.5	Análisis a corte de los tubos de acero galvanizado	132

4.4.11	Diseño de la losa en volado.....	135
4.4.11.1	Análisis de momentos en la sección crítica con las cargas que actúan sobre la losa de volado.....	135
4.4.11.2	Armaduras de volado	139
4.5	Diseño de Vigas Metálicas.....	141
4.5.1	Pre dimensionamiento de vigas metálicas.....	141
4.5.1.1	Material a ser utilizado es el ASTM A588.....	142
4.5.2	Análisis de cargas.....	145
4.5.2.1	Secciones de análisis de viga metálica.....	147
4.5.3	Análisis de viga sola en el centro de luz, sección obligatoria	148
4.5.3.1	Primera etapa análisis de construcción del tablero armado.	148
4.5.3.2	Segunda etapa sección compuesta solicitación del peso propio	152
4.5.3.3	Tercera etapa puente en servicio sección compuesta.....	161
4.5.4	Análisis por corte	173
4.5.4.1	Esfuerzo de cortante último análisis de sección crítica.....	174
4.5.5	Análisis a flexión.....	176
4.5.5.1	Cálculo de la capacidad del momento resistente en el centro de la luz	177
4.5.5.2	Análisis de los elementos que constituyen sección transversal compuesta .	178
4.5.5.3	Sección resistente compuesta ubicación de sus tres casos el eje neutro	179
4.5.5.4	Análisis si la sección es compacta en su parte crítica	182

4.5.5.5 Control de deflexiones	183
4.5.5.6 Contra flecha	184
4.6 Elementos Secundarios	186
4.6.1 Rigidizador transversal de apoyo	186
4.6.1.1 Cortante máxima resistente	189
4.6.1.2 Cálculo del esfuerzo admisible del rigidizador	190
4.6.2 Rigidizadores intermedios transversales	191
4.6.2.1 Cortante máxima resistente	194
4.6.2.2 Cálculo del esfuerzo admisible del rigidizador	195
4.6.3 Atiesadores longitudinales	196
4.6.4 Conectores de Corte	196
4.6.4.1 Resistencia a la fatiga.....	197
4.6.4.2 Frecuencia	197
4.6.4.3 Resistencia del conector a corte	200
4.6.4.4 Fuerza de corte nominal	201
4.6.4.5 Verificación separación longitudinal de los pernos o conectores de corte ..	203
4.6.4.6 Recubrimiento de hormigón en los conectores	205
4.6.5 Contravientos horizontales (Diafragmas).....	206
4.6.5.1 Comprobación de esbeltez	207
4.6.5.2 Carga de viento de forma lateral sobre las vigas.....	208

4.6.6	Análisis de contravientos verticales sobre las diagonales	210
4.6.6.1	Comprobación de esbeltez	210
4.6.7	Diagonales interiores para el contraviento horizontal.....	212
4.6.7.1	Comprobación de esbeltez	213
4.6.8	Diseño de soldadura	215
4.6.8.1	Soldadura de tipo filete de patín inferior con la placa metálica, donde se colocará las diagonales inferiores.	216
4.6.8.2	Soldadura de tipo filete del alma con el patín inferior y superior.	220
4.6.8.3	Soldadura de tipo filete del rigidizador con el patín inferior y superior.	222
4.6.8.4	Soldadura tipo filete del alma con el rigidizador transversal	224
4.6.8.5	Soldadura tipo filete del patín superior con el conector o perno de corte	225
4.6.9	Diseño de conexiones que son ensambladas con pernos	227
4.6.9.1	Conexión entre diagonales de forma horizontales con placa metálica.....	227
4.6.9.2	Conexión entre arriostramiento horizontal o diafragmas y atiesador transversal de apoyo	230
4.6.9.3	Conexión de atiesador transversal tramo con diafragma mediante perno....	232
4.6.9.4	Conexión de diagonales verticales con atiesador transversal.....	234
4.6.9.5	Conexión entre las diagonales verticales	235
4.6.9.6	Conexión entre el atiesador transversal de apoyo y las diagonales que estan de forma vertical	235

4.6.9.7	Conexión entre el atiesador transversal de tramo y las diagonales que estan de forma vertical	237
4.6.9.8	Conexión entre placa metálica y diagonales verticales	239
4.6.9.9	Conexión entre diagonales horizontales.....	241
4.6.10	Diseño del neopreno de apoyo	243
4.6.10.1	Anclaje del aparato de apoyo	246
4.6.10.2	Comprobación del neopreno al deslizamiento	247
4.6.10.3	Deformación real por temperatura y frenado	248
Capítulo 5	Cálculo de Infraestructura y Cimentación.....	250
5.1	Estribos	250
5.2	Diseño de estribos	250
5.3	Análisis de las cargas aplicadas sobre el estribo.....	253
5.3.1	Reacciones por la carga muerta.....	253
5.3.2	Reacciones por Carga Viva.....	255
5.4	Determinación del Coeficiente activo del suelo	256
5.5	Sobrecarga Viva	256
5.5.1.1	Cargas verticales	257
5.5.1.2	Cargas horizontales	259
5.6	Combinaciones de carga y los estados límites	261
5.6.1	Puente vacío sin estar en servicio.....	261

5.7 Determinación de estabilidad y Esfuerzo	263
5.7.1 Análisis del vuelco del punto Z.....	264
5.7.2 Análisis de deslizamiento en base al estribo alrededor del punto Z.....	264
5.7.3 Presiones que actúan en la base del estribo.....	266
5.8 Puente en servicio	2721
5.8.1 Determinación de estabilidad y Esfuerzo.....	270
5.8.2 Análisis del vuelco del punto Z.....	270
5.8.3 Análisis de deslizamiento en base al estribo alrededor del punto Z.....	271
5.8.4 Presiones que actúan en la base del estribo.....	272
5.9 Análisis de la Fuerza Sísmica	272
5.10 Diseño de cabezal y de pantalla	278
5.10.1 Sección del cabezal	279
5.10.2 Sección de la pantalla.....	282
5.10.3 Cálculo del acero de temperatura	284
5.10.4 Análisis por Corte.....	286
5.11 Diseño de Zapata.....	287
5.11.1 Diseño de Talón	287
5.11.1.1 Análisis por Corte	291
5.11.2 Diseño del dedo.....	292
5.11.2.1 Análisis por Corte	295

5.12 Diseño de viga de asentamiento	311
5.12 Diseño de muro tipo Ala.....	314
Conclusiones	335
Recomencaciones.....	335
Bibliografía	335
Anexos	335

Lista de Tablas

Tabla 1 Ubicación de la zona de estudio.....	9
Tabla 2 Datos de la estación meteorológica cercana a la cuenca de estudio	22
Tabla 3 Determinación de la curva hipsométrica.....	24
Tabla 4 Determinación de la pendiente de la cuenca.....	25
Tabla 5 Pendiente del cauce principal.....	26
Tabla 6 Información morfológica de la cuenca.....	26
Tabla 7 Distribución de Gumbel en la estación de Sevilla de Oro	30
Tabla 8 Precipitaciones para diferentes períodos de retorno	31
Tabla 9 Análisis de las curvas IDF para distintos periodos de retorno	34
Tabla 10 Parámetros hidráulicos río Yavintza.....	38
Tabla 11 Aplicación del Método de Lischvan-Levediev para encontrar la socavación (1/2). 42	
Tabla 12 Aplicación del Método de Lischvan-Levediev para encontrar la socavación (2/2). 43	
Tabla 13 Ubicación del ensayo	47
Tabla 14 Lecturas del margen derecho	53
Tabla 15 Lecturas del margen izquierdo.....	54
Tabla 16 Margen Izquierdo.....	60
Tabla 17 Margen Derecho.....	63
Tabla 18 Pesos específicos de materiales a ser utilizados.....	70
Tabla 19 Cargas de diseño para las protecciones laterales.....	83
Tabla 20 Carga muerta y carga viva estado limite de resistencia I.....	100

Tabla 21 Reacciones y momentos máximos.	102
Tabla 22 Carga muerta y carga viva para A-A.....	106
Tabla 23 Propiedades geométricas de la viga en el centro de su luz	149
Tabla 24 Propiedades geométricas de la sección compuesta	156
Tabla 25 Cortantes máximas en viga sin factorar peso propio (primera y segunda etapa)...	160
Tabla 26 Momentos máximas en viga sin factorar peso propio (primera y segunda etapa).	161
Tabla 27 Tercera etapa propiedades de la viga en el centro de la luz.	168
Tabla 28 Cortantes ultimas en secciones obligatorias.....	174
Tabla 29 Esfuerzos flexionantes últimos en secciones obligatorias.	177
Tabla 30 Propiedades geométricas de perfil tipo C.	207
Tabla 31 Propiedades Geométricas de perfil tipo L.....	212
Tabla 32 Cargas verticales aplicadas al Estribo.....	259
Tabla 33 Cargas Horizontales aplicadas en el Estribo	260
Tabla 34 Fuerzas verticales F_v	262
Tabla 35 Momentos verticales M_v	262
Tabla 36 Fuerzas horizontales F_H	263
Tabla 37 Momentos horizontales M_H	263
Tabla 38 Vuelco alrededor del punto Z.....	264
Tabla 39 Deslizamiento en el punto Z	265
Tabla 40 Deslizamiento en el punto Z con FDS	266
Tabla 41 Carga máxima y carga mínima producida en la base de la cimentación.	267
Tabla 42. Fuerzas F_v , puente en servicio.	268
Tabla 43 Momentos M_v , puente en servicio.....	269

Tabla 44 Fuerzas F_h , puente en servicio.	269
Tabla 45 Momentos M_{hu} , puente en servicio.	270
Tabla 46 Vuelco alrededor del punto Z, puente en servicio.	270
Tabla 47 Deslizamiento en el punto Z, puente en servicio.	271
Tabla 48 Deslizamiento en el punto Z con FDS, puente en servicio	271
Tabla 49 Carga máxima y carga mínima producida en la cimentación, puente en servicio ..	272
Tabla 50 Carga y momento del estribo.	273
Tabla 51 Determinación de momentos que actúan en la sección superior del estribo.....	279
Tabla 52 Cargas que actúan en el talón.....	288
Tabla 53 Cargas verticales aplicadas al talón	291
Tabla 54 Cargas que actúan en el muro ala.....	304
Tabla 55 Fuerzas verticales aplicadas a muro ala	304
Tabla 56 Momentos verticales aplicadas a muro ala	305
Tabla 57 Fuerzas horizontales aplicadas a muro ala.....	305
Tabla 58 Momentos horizontales aplicadas a muro ala	306
Tabla 59 Vuelco de muro ala.	306
Tabla 60 Comprobación si el muro se desliza	307
Tabla 61 Análisis de esfuerzos estructura vs suelo.....	307
Tabla 62 Cargas y momentos muro ala.....	307
Tabla 63 Momentos últimos de cada sección del muro ala.	312
Tabla 64 Cargas que actúan en el talón.....	322
Tabla 65 Cargas verticales aplicadas al talón	326

Lista de figuras

Figura 1. Ubicación Google Earth. Elaborado por: Autor	9
Figura 2. Haciendas ganaderas del cantón Limón Indanza. Elaborado por: Autor	10
Figura 3. Cartografía del cantón Limón Indanza. Elaborado por: Autor	11
Figura 4. Puente de hormigón armado avenida 12 de abril, Cuenca. Elaborado por: Autor ..	13
Figura 5. Puente de mampostería, tres puentes Cuenca. Elaborado por: Autor.....	13
Figura 6. Puente peatonal en estructura metálica, Otorongo Cuenca. Elaborado por: Autor .	14
Figura 7. Puente peatonal en madera, Cumtza Limón Indanza. Elaborado por: Autor	14
Figura 8. Levantamiento del sector “Río Yavintza”. Elaborado por: Autor	16
Figura 9. Levantamiento de la sección del río. Elaborado por: Autor	16
Figura 10. Vía de acceso entrada al Río Yavintza. Elaborado por: Autor	17
Figura 11. Trocha de ingreso a donde estará el puente. Elaborado por: Autor.....	17
Figura 12. Puente provisional sobre el Río Yavintza. Elaborado por: Autor	18
Figura 13. Levantamiento topográfico de la zona de estudio. Elaborado por: Autor	19
Figura 14. Estación más cercana a la cuenca de estudio. Elaborador por: Autor	21
Figura 15. Delimitación de la cuenca sobre el río Yavintza. Elaborado por: Autor	22
Figura 16. Curva hipsométrica. Elaborado por: Autor.....	24
Figura 17. Valores del coeficiente según la forma de la cuenca. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.....	28
Figura 18. Estación Sevilla de Oro precipitaciones máximas 24 horas. Fuente: INAMHI	29
Figura 19. Ajuste de Gumbel precipitaciones máximas de 24 horas. Elaborado por: Autor.	32

Figura 20. Zonificación de intensidades de la demarcación del Santiago. Fuente: INAMHI, 2015.....	33
Figura 21. Coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.....	37
Figura 22. Perfil longitudinal del río Yavintza. Elaborado por: Autor	38
Figura 23. Datos obtenidos tras modelación del río Yavintza abscisa 0+105. Elaborador por autor.....	36
Figura 24. Perfil transversal abscisa 0+105 modelación de calado máximo. Elaborador por autor.....	39
Figura 25. Coeficiente de β . Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.....	41
Figura 26. Coeficiente de ψ en función del peso específico. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.....	41
Figura 27. Coeficiente X. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.....	41
Figura 28. Perfil transversal de la socavación en la abscisa 0+105. Elaborado por: Autor	42
Figura 29. Esclerómetro. Elaborado por: Autor.....	46
Figura 30. Ubicación Google Earth. Elaborado por: Autor	47
Figura 31. Margen izquierdo y derecho de la ubicación del puente. Elaborado por: Autor ...	47
Figura 32. Cuadrícula de ambos márgenes para la utilización esclerómetro. Elaborado por: Autor.....	48
Figura 33. Angulo de utilización de esclerómetro. Elaborado por: Autor	48
Figura 34. Realización de lecturas. Elaborado por: Autor	49
Figura 35. Ubicación geológica donde se emplazara el puente. Fuente: INIGEMM, 2014 ...	49
Figura 36. Formación geológica. Fuente: INIGEMM, 2017	50

Figura 37. Valores de peso específico y porosidad de las rocas. Fuente: González de Vallejo, 2002.....	50
Figura 38. Valores c y ϕ para roca sana. Fuente: González de Vallejo et al., 2002.	51
Figura 39. Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote. Fuente: González de Vallejo. 2002	52
Figura 40. Clasificación del macizo rocoso RMR. Fuente: González de Vallejo. 2002.	57
Figura 41. Tipos de macizo rocosos RMR. Fuente: González de Vallejo. 2002	64
Figura 42. Cargas superficiales hacia distintos tipos de rocas. Fuente: González de Vallejo. 2002.....	64
Figura 43. Gráfico parámetro de Hoek, que depende del tipo de roca, clase y textura. Fuente: González de Vallejo. 2002.	66
Figura 44. Coeficiente de Carga de Hundimiento $N\beta$ en Función de la Carga Exterior Normalizada y del Ángulo de Inclinación de las cargas. Fuente: González de Vallejo. 2002.	68
Figura 45. Camión de diseño HL-93. Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.4.2.1.2.1, 2004 .	72
Figura 46. Características de Tándem. AASHTO-LRFD, Sección 3.4.2.1.2.2, 2004	72
Figura 47. Características de Tándem de. AASHTO-LRFD, Sección 3.4.2.1.2.3, 2004.....	72
Figura 48. Factor de presencia múltiple.Fuente:AASHTO-LRFD, Sección 3.6.1.1.2, 2004 .	73
Figura 49. Incremento Carga Dinámica.Fuente:AASHTO-LRFD,Sección 3.6.2.1, 2004	74
Figura 50. Rangos de Temperatura distintos ambientes.Fuente:Rodríguez Serquén,2016. ...	75
Figura 51. Temperaturas que definen los Gradientes. Fuente: Rodríguez Serquén, 2016.....	75
Figura 52. Valores de las constantes C , Z_0 . Fuente: Manual de diseño de Puentes, 2010.	76

Figura 53. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.Fuente:AASHTO,Sección 3.4.1, 2004.....	81
Figura 54. Factores para cargas permanentes, γ_p . Fuente: AASHTO, Sección 3.4.1, 2004...	81
Figura 55. Vista en planta del tablero. Elaborado por: El autor.....	82
Figura 56. Sección longitudinal de la superestructura. Elaborado por: El autor	82
Figura 57. Sección transversal de la superestructura. Elaborado por: El autor	82
Figura 58. Cargas en una baranda metálica, donde se aplican tanto en altura y longitud de distribución horizontal. Fuente: AASHTO, Sección A13.2, 2004.....	83
Figura 59. Vista longitudinal de las parapetos del puente. Elaborado por: El autor.....	84
Figura 60. Vista transversal de las parapetos del puente. Elaborado por: El autor.....	84
Figura 61. Sección transversal de la superestructura. Elaborado por: El autor	87
Figura 62. Viga equivalente representada diagrama de momentos. Elaborado por: Autor	91
Figura 63. Carga distribuida de la losa del tablero. Elaborado por: Autor	91
Figura 64. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	92
Figura 65. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	92
Figura 66. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	93
Figura 67. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	93
Figura 68. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	94

Figura 69. Carga de rueda en máxima excentricidad. Elaborado por: Autor.....	95
Figura 70. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	96
Figura 71. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	97
Figura 72. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	98
Figura 73. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	99
Figura 74. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.....	103
Figura 75. Alturas efectivas para el armado del tablero. Elaborado por: Autor.	108
Figura 76. Distancias entre ejes longitudinales de las vigas. Elaborado por: Autor.	114
Figura 77. Ubicación del Eje Neutro para la verificación del As positivo. Elaborado por: Autor.....	119
Figura 78. Ubicación del Eje Neutro para la verificación del As negativo. Elaborado por: Autor.....	121
Figura 79. Armado de tablero de tramos interno. Elaborado por: Autor	124
Figura 80. Carga actuante en parapeto y sección transversal. Elaborado por: Autor	125
Figura 81. Carga vehicular actuante en parapeto. Elaborado por: Autor.....	133
Figura 82. Armado de acero de la protección lateral. Elaborado por: Autor	134
Figura 83. Juntas de dilatación armado longitudinal de la protección lateral. Elaborado por: Autor.....	134

Figura 84. Sección crítica de los volados con las cargas que actúan. Elaborado por: Autor	135
Figura 85. Máxima excentricidad del camión de diseño. Elaborado por: Autor	136
Figura 86. Armado de volado. Elaborado por: Autor	140
Figura 87. Forma y partes de viga metálica. Elaborado por: Autor	141
Figura 88. Dimensiones adoptada para la viga central V2. Elaborado por: Autor	144
Figura 89. Sección transversal de la superestructura del puente. Elaborado por: Autor	145
Figura 90. Primera etapa de sección resistente. Elaborado por: Autor	148
Figura 91. Primera etapa del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga. Elaborado por: Autor	150
Figura 92. Diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor	152
Figura 93. Segunda etapa sección resistente. Elaborado por: Autor	153
Figura 94. Primera etapa del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga. Elaborado por: Autor	156
Figura 95. Segunda etapa diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor	159
Figura 96. Diagrama de esfuerzos finales. Elaborado por: Autor	160
Figura 97. Análisis de la carga crítica camión de diseño HL-93. Elaborado por: Autor	161
Figura 98. Localización de la resultante R. Elaborado por: Autor	162
Figura 99. Diagrama de cortante y de momento por carga viva del camión de diseño HL - 93 en sección crítica. Elaborado por: Autor	165
Figura 100. Diagrama de cortante y de momento por carga viva del camión de diseño HL - 93 en sección crítica. Elaborado por: Autor	166
Figura 101. Puente en servicio sección resistente. Elaborado por: Autor	167

Figura 102. Segunda y tercera etapa, grafica del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga. Elaborado por: Autor	168
Figura 103. Tercera etapa diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor.....	171
Figura 104. Puente en servicio en el centro de la luz abscisa 1000 mm diagrama de esfuerzos finales. Elaborado por: Autor.....	172
Figura 105. Carga resistente por los elementos del tablero y viga. Elaborado por: Autor ...	177
Figura 106. Eje neutro plástico ubicación en sus tres casos. Elaborado por: Autor	179
Figura 107. Eje neutro plástico ubicado en el alma de la viga. Elaborado por: Autor	180
Figura 108. Grafica para el análisis del momento resistente. Elaborado por: Autor	181
Figura 109. Viga metálica definida su sección. Elaborado por: Autor	186
Figura 110. Rigidizador de apoyo transversal. Elaborado por: Autor	188
Figura 111. Rigidizador transversal de tramo. Elaborado por: Autor.....	193
Figura 112. Parámetro de tráfico de camiones que dependen del número de carriles. Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.4.2.1.....	198
Figura113. Tráfico de camiones dependiendo de la vía.Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.4.2.1.....	198
Figura 114. Facto n de los ciclos por cada pasa de un camión.Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.2.5.2.....	199
Figura 115. Tabla de tipos de pernos existente. Fuente: ASTM, Fichas técnicas de pernos.	200
Figura 116. Yc de segunda etapa. Elaborado por: Autor.	204
Figura 117. Perfil escogido tipo C. Elaborado por: Autor	206
Figura 118. Diagonales verticales y contraviento horizontal, perfil C. Elaborado por: Autor	211

Figura 119. Perfil tipo L. Elaborado por: Autor	212
Figura 120. Ubicación de placa en la parte inferior del patín. Elaborado por: Autor	213
Figura 121. Diagonales inferiores. Elaborado por: Autor	215
Figura 122. Tamaño mínimo y máximo de la soldadura de filete. Fuente: AASHTO/AWS	
D1.5M/D1.5	216
Figura 123. Tipo de electrodo según el material a soldar. Fuente: AASHTO/AWS	
D1.5M/D1.5	217
Figura 124. Soldadura de filete su aporte. Fuente: AASHTO/AWS D1.5M/D1.5	217
Figura 125. Metal base esfuerzo de soldadura tipo filete. Fuente: AASHTO/AWS	
D1.5M/D1.5	218
Figura 126. Unión de patín inferior con placa mediante soldadura de filete. Elaborado por:	
Autor	220
Figura 127. Vista lateral de cordón de soldadura del alma con el patín superior e inferior.	
Elaborado por: Autor	221
Figura 128. Vista frontal de la viga con soldadura tipo filete. Elaborado por: Autor	222
Figura 129. Vista frontal de la soldadura tipo filete. Elaborado por: Autor	223
Figura 130. Vista frontal de cordón de soldadura tipo filete unión alma con rigidizadores.	
Elaborado por: Autor	225
Figura 131. Vista lateral del conector a corte con el patín superior. Elaborado por: Autor .	226
Figura 132. Tabla de pernos y tuercas A-490. Fuente: Especificaciones ASTM RCSC.....	227
Figura 133. Conexión mediante perno entre diagonal inferior y placa metálica. Elaborado	
por: Autor	229

Figura 134. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	229
Figura 135. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	231
Figura 136. Conexión por medio de un perno de diafragma horizontal con atiesador de apoyo medidas en cm. Elaborado por: Autor	232
Figura 137. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	233
Figura 138. Conexión por medio de un perno de diafragma horizontal con atiesador intermedio medidas en cm. Elaborado por: Autor	234
Figura 139. Conexión por medio de un perno diagonal vertical con atiesador transversal de apoyo medidas en cm. Elaborado por: Autor.....	234
Figura 140. Conexión por medio de un perno diagonal vertical con atiesador transversal de intervalo medidas en cm. Elaborado por: Autor	235
Figura 141. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	236
Figura 142. Conexión de diagonales verticales distanciadas por el atiesador de apoyo. Elaborado por: Autor	237
Figura 143. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	238
Figura 144. Conexión de diagonales verticales distanciadas por el atiesador de intervalo. Elaborado por: Autor	238

Figura 145. Características geométricas del perno y tuerca centrales a ser utilizadas en la conexión con separación de atiesador intermedio. Elaborado por: Autor	239
Figura 146. Características geométricas del perno y tuerca de contorno a ser utilizadas en la conexión con separación de atiesador intermedio. Elaborado por: Autor	240
Figura 147. Conexión de diagonales verticales con placa metálica expresada en cm. Elaborado por: Autor	241
Figura 148. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor	242
Figura 149. Conexión por perno de diagonales horizontales. Elaborado por: Autor.....	243
Figura 150. Carga equivalente para el apoyo fijo. Elaborado por: Autor	246
Figura 151. Carga muerta de la superestructura. Elaborado por: Autor.	254
Figura 152. Carga viva camión de diseño HL-93. Elaborado por: Autor	255
Figura 153. Suelo equivalente para carga vehicular. Fuente: AASHTO, Sección 3.11.6.4.	256
Figura 154. Cargas que actúan en el estribo. Elaborado por: Autor	257
Figura 155. Dimensiones de estribo con sus cargas verticales y horizontales. Elaborado por: Autor	261
Figura 156. Carga que actúa en la de la base de estribo por deslizamiento. Elaborado por: Autor	265
Figura 157. Distribución de presiones en base de la cimentación. Elaborado por: Autor	266
Figura 158. Cargas que actúan en estribo. Elaborado por: Autor	268
Figura 159. Cargas que actúan en el estribo provocado por sismo. Elaborado por: Autor...	273
Figura 160. Cargas que actúan en la pantalla. Elaborado por: Autor	278
Figura 161. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor....	287

Figura 162. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor....	292
Figura 163. Carga que actúan sobre la viga de asentamiento. Elaborado por: Autor	297
Figura 164. Ubicación de la viga de asentamiento. Elaborado por: Autor	297
Figura 165. Gráfico de cortantes y momentos producidos por las cargas que actúan en la viga de asiento. Elaborado por: Autor	299
Figura 166. Viga de asentamiento de la superestructura. Elaborado por: Autor	299
Figura 167. Vista superior del estribo con los muros ala. Elaborado por: Autor.....	302
Figura 168. Dimensiones de muro ala. Elaborado por: Autor	302
Figura 169. Secciones de la pantalla a ser analizadas. Elaborado por: Autor.....	311
Figura 170. Detalle de la pantalla del muro de ala. Elaborado por: Autor	321
Figura 171. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor....	322
Figura 172. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor....	327

1. CAPÍTULO. Generalidades

1.1 Introducción

El presente trabajo investigativo previo a la obtención del título de ingeniero civil consiste en el diseño de un puente metálico mixto sobre el Río Yavintza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago. En la zona donde se va a ejecutar el proyecto, existió un puente que fracasó debido a la crecida del Río Yavintza.

En la actualidad existen unos troncos que simulan un puente para que la gente pueda cruzar. Por tal motivo el GAD de Limón Indanza presidido por su Alcalde el Dr. Freddy Torres planteó el diseño de un puente metálico mixto.

Los estudios para su diseño son:

- Levantamiento topográfico: En los alrededores de la zona a una escala 1:500 y 1:2000 y de mayor detalle donde va a ir implantado a escala de 1:100 y de 1:200, se obtendrán todos los detalles del terreno (curvas de nivel, perfiles del río, zonas de riesgo), que permitan tomar decisiones para el análisis del sitio.
- Estudio Hidrológico e Hidráulico: Básicamente obtendremos el espejo de agua del río con su caudal máximo y la socavación con la ayuda del software HEC-HMS, HEC-RAS, con los cuales modelamos dichos factores y así obtener la luz y altura del puente.
- Revisión de los estudios geológico y geotécnico que dispone el GAD de Limón Indanza los cuales deben definir las características básicas del terreno donde va a ir las cimentaciones del puente, de tal forma que puede resistir a su propio peso, al peso de los vehículos y demás cargas (empuje, socavación, sísmica) .Con estos estudios preliminares se realizara (El Análisis y Diseño Estructural).

- Analizada la estructura se diseña en Acero Estructural y Hormigón Armado aplicando las respectivas normas (AASHTO, ACI, AISC, NEC) así como la integración del presupuesto para realizar el proyecto con sus respectivas especificaciones técnicas. Finalmente siguiendo todos estos lineamientos se obtendrá una infraestructura y superestructura confiable económica y segura para los usuarios

1.2 Justificación

Para satisfacer las necesidades de movilidad y mejorar la calidad de vida de los habitantes del Cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago, el GAD de Limón Indanza se ha planteado una alternativa para poder resolver este problema y así brindar una solución de comunicación, beneficiando y mejorando condiciones de este sector con la implementación de un puente sobre el río Yavintza.

Actualmente en la zona donde va a ser implantado el puente se dispone de unos troncos para que las personas puedan circular, lo cual genera riesgo a la integridad de los usuarios. Por tal motivo se necesita de prioridad un puente carrozable, para que no solo la gente pueda circular con tranquilidad si no también puedan sacar sus productos ya que es una zona ganadera; ayudará para que 15 fincas puedan transportar sus productos. Dada las facilidades que nos dio el señor Alcalde del GAD de Limón Indanza, en un alto porcentaje existe la posibilidad que el puente se construya de manera inmediata.

Se justifica el diseño del puente sobre el río Yavintza ya que su construcción es viable en el sitio donde se tiene planificado implantar, dado que los materiales para su construcción son de fácil acceso. En cuanto al diseño es posible porque el impulsor principal de este proyecto es la Municipalidad de Limón Indanza a través del Dr. Freddy Torres Montenegro conjuntamente con

el Sr. Wilson Leonardo Fernández Galarza egresado de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca, con los asesores de la Unidad Académica de Industria, Construcción y del GAD de Limón Indanza, se podrán desarrollar los estudios preliminares (el topográfico, hidráulico e hidrológico, suelos) para finalmente realizar el diseño y cálculo estructural del puente.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

- Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable de 27 metros de luz, sobre el Río Yavintza ubicado en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago

1.3.2 Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico a escala 1:500, 1:2000 de la zona determinada y con mayor detalle a escala de 1:100, 1:200 del sitio donde será emplazado el puente.
- Realizar el estudio Hidrológico e Hidráulico para obtener el nivel máximo de agua y la socavación.
- Revisión de los estudios geológicos y geotécnicos con que cuenta el GAD de Limón Indanza, y si es pertinente tomar muestras del suelo para analizar las características básicas del terreno donde va a ir las cimentaciones del puente, de tal forma que puede resistir a su propio peso y al peso de los vehículos.
- Elaborar el cálculo y diseño estructural óptimo, eficiente y seguro del puente carrozable sobre el río Yavintza considerando las normas técnicas establecidas para este tipo de

estructura.

- Elaborar los planos estructurales del puente carrozable que ayudaran para la construcción del mismo.
- Establecer las cantidades de obra para obtener el presupuesto referencial de la construcción del proyecto con sus debidas especificaciones técnicas.

1.4 Marco Teórico

1.4.1 Estudios básicos de ingeniería para el diseño de un puente

Es el conjunto de estudios necesario para llevar a cabo el proyecto:

- Topografía
- Hidrológico e hidráulico
- Geológico y geotécnico
- Riesgo Sísmico
- Impacto ambiental
- Tráfico, trazado geométrico de la vía
- Complementarios

1.4.2 Obras de arte especiales

Son obras estructurales tales como: alcantarillas, puentes, viaductos, muros de gran tamaño y otros, las mismas que por su magnitud requieren proyectos específicos desarrollado por ingenieros especialistas.

Son instrucciones que definen de los materiales, los equipos y los procedimientos constructivos.

Estudio Topográfico, cuyo objetivo y alcance es realizar los trabajos de campo para elaborar los planos topográficos, proporcionar la información base para los estudios de geotecnia, geológicos, hidrológicos e hidráulicos y de impactos ambientales. Definir la ubicación de los elementos estructurales obteniendo puntos de referencia. Elaborar el levantamiento topográfico 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a 1 metro, a 100 metros en longitudinal en todo el lado. Definir la topografía y sus accesos a 1:100 y 1:200 curvas de nivel menores a 1 metro

Estudio Hidrología e Hidráulica, cuyo objetivo y alcance es establecer las características hidrológicas y los regímenes de las crecidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una apreciación del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de su riesgo permitido o aceptable para la estructura

- Ubicación óptima de cruce
- Caudal máximo
- Área de flujo confinada por el puente
- El nivel máximo del agua bajo el puente
- El nivel para el tablero del puente
- Profundidades de socavación
- Profundidades mínimas recomendadas para la cimentación
- Obras de protección necesarias

Estudio Geológico y Geotécnico, cuyos objetivos y alcance es establecer las características y parámetros que tiene el suelo en el punto de implantación del puente (estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas), para el diseño de la cimentación así como la estabilización del suelo de cimentación.

- EL alcance del estudio es considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio
- Descripción de las condiciones del suelo e identificación de los estratos
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente

Estudio Estructural, en base a la normativa de la AASHTO, requiere que los puentes sean diseñados para soportar cargas muertas, vivas y efecto dinámico de la carga viva. Para lo cual se clasifican las cargas de la siguiente manera:

- Cargas permanentes que actúan toda la vida sobre la estructura como son el peso propio del elemento estructural, como la capa de rodadura, etc.
- Cargas variables son aquellas que tienen variaciones frecuentes y significativas como son el peso de los vehículos y personas. Así como los efectos dinámicos las fuerzas de frenado.

Las estructuras deben diseñarse para resistir las siguientes cargas y fuerzas:

- Carga muerta o peso propio
- Carga viva
- Impacto o efecto de la carga viva
- Cargas originadas por el viento
- Otras fuerzas como las siguientes:
- Fuerzas de origen térmico
- Fuerzas longitudinales
- Presión de la corriente de agua
- Fuerzas sísmicas

1.5 Metodología

En la presente investigación se realizarán estudios de campo y estudios de gabinete.

Los Estudios de campo consisten en:

- Ubicación del proyecto
- Topografía del lugar de implantación del puente
- Estudios Geológico y Geotécnico.

1.5.1 Ubicación del proyecto

Se procedería a recorrer el sitio donde va a ir la de implantación de la superestructura, con la ayuda de fotografías y softwares y con un GPS tendríamos coordenadas exactas.

1.5.2 Estudios topográficos

Se realizará el levantamiento planímetro y altimétrico a escala de 1:500 y 1:200 desde donde va a ir implantado el puente, se tomará una radio de 1 hectárea aproximadamente así obtendremos la información principal a escala de 1:100 y 1:200 para poder seguir con los siguientes estudios.

Los Estudios de gabinete consisten en realizar los estudios Hidráulico, Hidrológico y Estructural.

1.5.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico

Con la ayuda del Arc-gis se procede a obtener una cuenca, en la cual se ubica la estación pluviométrica más cercana, para con ayuda de los anuarios del INAMHI obtener las precipitaciones máximas, de tal forma poder modelar en el Hec-ras Hec-hms. Finalmente tendríamos el espejo de agua y el caudal máximo del río Yavintza.

1.5.4 Estudio Geológico y Geotécnico

Revisión de dicho estudio que dispone el GAD de Limón Indanza los cuales deben establecer las características y parámetros que tiene el suelo en el punto de emplazamiento del puente, es decir, la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables donde se colocaran los estribos.

1.5.5 Estudio Estructural

Para el diseño se tomará en cuenta las características del material que se aplicará en la losa, vigas transversales, longitudinales y elementos constitutivos necesarios.

Se elaborará el presupuesto referencial del proyecto con sus debidas especificaciones técnicas.

Se determinarán las conclusiones y recomendaciones relacionadas directamente con el proyecto en el sector analizado.

CAPÍTULO 2. Estudios Preliminares

2.1 Localización

El presente trabajo investigativo es el diseño de un puente que sería el único acceso vehicular que está sobre el Río Yavintza perteneciente al Cantón Limón Indanza a 15 minutos en vehículo aproximadamente de la cabecera cantonal, provincia de Morona Santiago.

Tabla 1
Ubicación de la zona de estudio

Cantón	Limón Indanza
Datum	UTM-WGS84
Latitud	2°56'18.97"S
Longitud	78°26'19.91"O
Altitud	1130.3 msnm

Elaborado por: Autor



Figura 1.Ubicación Google Earth. Elaborado por: Autor

2.2 Población

Este es un puente metálico mixto sobre el Río Yavintza, que ayudara con la conexión de las fincas que se encuentran en los alrededores de la implantación del puente con la cabecera cantonal Limón Indanza.



Figura 2. Haciendas ganaderas del cantón Limón Indanza. Elaborado por: Autor

2.3 Ubicación y elección del tipo de puente

La ubicación del puente es en la trocha que cruza el Río Yavintza y conecta Limón Indanza con fincas ganaderas.

Para elegir el tipo de puente debemos considerar el peso, fabricación, montaje, mantenimiento y dando prioridad a la seguridad. También debemos considerar la construcción aspectos como la disposición del material, personal calificado, equipos, máquinas, y principalmente el costo de los materiales fabricación y transporte.

Seguido del análisis de las consideraciones antes mencionadas se puede optar por elegir el tipo de puente más conveniente para el sector en estudio donde el tipo de puente es recto, compuesto de losa de hormigón armado, con una estructura metálica y subestructura de hormigón armado.

2.4 Mapa y cartografía del sector

La cartografía a ser utilizada es la obtenida por el instituto geografico militar a distintas escalas donde podemos apreciar curvas de nivel, poblacion, vías, estaciones metereológicas, ríos y quebradas.

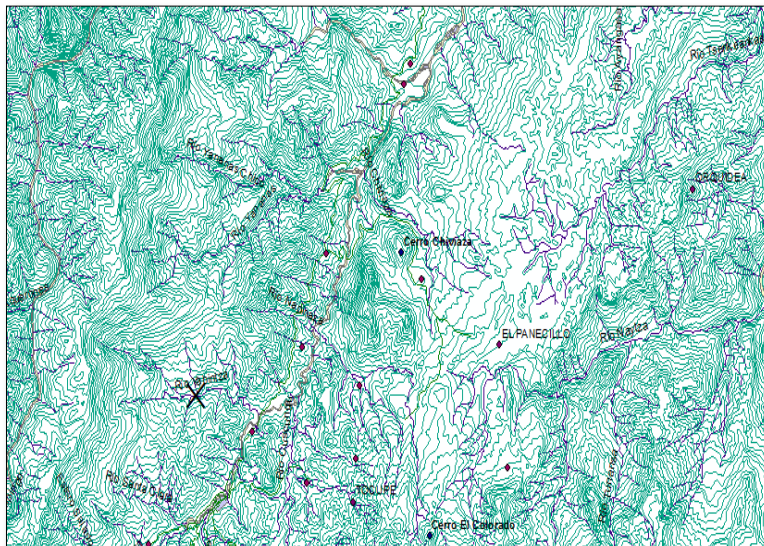


Figura 3. Cartografía del cantón Limón Indanza. Elaborado por: Autor

2.5 Concepto de un puente

Es una estructura que une dos puntos que salvan una depresión de un terreno o un curso de agua generando una circulación continua de forma rápida y segura.

2.5.1 Componentes de un puente

Básicamente puede clasificarse en dos partes:

Superestructura, son elementos que conforman la estructura como su nombre lo indica es la parte superior como protecciones laterales, veredas, capa de rodadura, tablero, vigas

longitudinales, etc, recibiendo las cargas que actúan sobre el mismo y transmitiéndolas a los apoyos.

Infraestructura son elementos que se encuentran en la parte inferior de la estructura encargados de sostener a la superestructura y transmitir los esfuerzos generados por la misma al suelo. Conformada por estribos, pilares, y fundaciones.

2.5.2 Puentes de acuerdo al material y a su función

2.5.2.1 Según su función

- Puentes peatonales
- Puentes para tránsito vehicular de carretera
- Puentes para ferrocarriles
- Puentes para servicio mixto y viaducto

2.5.2.2 Según su material de construcción

- Madera
- Hormigón armado
- Hormigón pre – esforzado
- Acero estructural
- Mampostería
- Sección compuesta

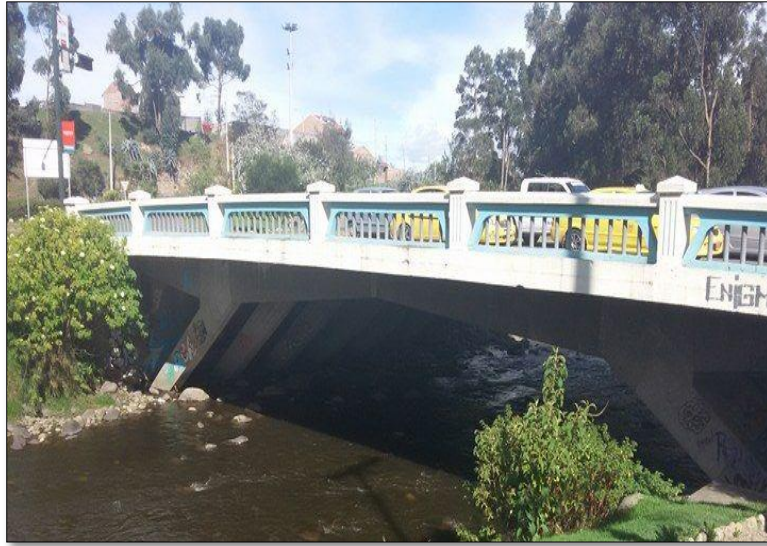


Figura 4. Puente de hormigón armado avenida 12 de abril, Cuenca. Elaborado por: Autor

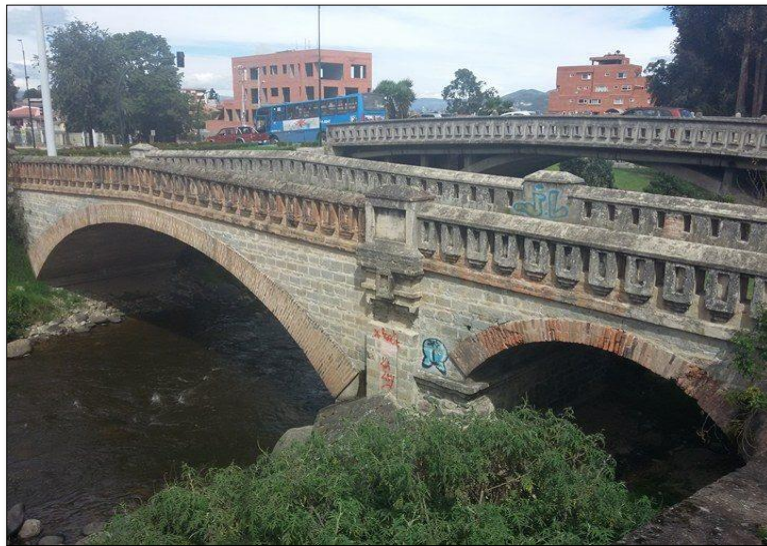


Figura 5. Puente de mampostería, tres puentes Cuenca. Elaborado por: Autor



Figura 6. Puente peatonal en estructura metálica, Otorongo Cuenca. Elaborado por: Autor



Figura 7. Puente peatonal en madera, Cuntza Limón Indanza. Elaborado por: Autor

2.6 Estudio Topográfico

A partir de su información obtenida del levantamiento altimétrico se realizan los siguientes estudios teniendo en cuenta todos los detalles que nos de este estudio.

2.6.1 Objetivos

- Elaborar los planos topográficos a detalle de la zona de estudio
- Proporcionar la información principal para los consiguientes estudios como es el hidrológico e hidráulico, geotécnico y ver sus afecciones con el medio ambiente
- Tener puntos de replanteo para su construcción
- Tener la ubicación precisa y las dimensiones de los elementos estructurales

2.6.2 Levantamiento Topográfico

Es el estudio que primero se debe realizar, para obtener los detalles de la zona de estudio que aproximadamente se levantó 4 hectáreas a partir de donde ira ubicada la estructura.

Para ello se utilizó la Estación Total Trimble 3M propiedad de la Universidad Católica de Cuenca. Se procedió a estacionar 8 puntos fijos o estaciones para tener la mayor visibilidad posible dado que la vegetación era demasiado espesa.

El levantamiento se lo hizo aproximadamente en 3 días obteniendo el mayor detalle posible de la zona principalmente donde ira la estructura y también 100 metros aproximadamente aguas arriba como aguas abajo.

Ya obtenida la topografía con la ayuda del programa CIVIL 3D 2014 METRIC se elaboraron los Planos a escala 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a cada metro en toda la zona de estudio. (Anexo 2).



Figura 8. Levantamiento del sector “Rio Yavintza”. Elaborado por: Autor



Figura 9. Levantamiento de la sección del río. Elaborado por: Autor

2.6.3 Estado de las vías

El tipo de calzada que se tiene, es de tierra con una sección de aproximadamente 3 metros, cabe recalcar que hay una distancia de 50 metros, donde solo se tiene un camino para poder acceder al puente improvisado que se tiene en la actualidad, en la salida del puente solo se tiene un camino

hacia las fincas del sector dificultando su libre circulación especialmente en épocas de invierno que es demasiado peligro caminar por ese sector.



Figura 10. Vía de acceso entrada al Río Yavintza. Elaborado por: Autor



Figura 11. Trocha de ingreso a donde estará el puente. Elaborado por: Autor

2.6.4 Situación actual del puente

En la actualidad se tiene dos troncos cruzados de cada uno de los extremos que simulan un puente que es usado como peatonal y un barandal a un lado para que la gente se pueda sujetar ya que la humedad en el sector lleva a que los troncos sean resbalosos.

El puente improvisado tiene una pila en el centro que descansa sobre una roca que ayuda de cierta forma a sostener a la estructura provisional pero dado el paso de los años la roca se encuentra muy socavada y hay el peligro que con una crecida del Río Yavintza pueda desplazar dicha roca y con ello se llegaría a caer la estructura.



Figura 12. Puente provisional sobre el Río Yavintza. Elaborado por: Autor

2.6.5 Emplazamiento de puente

Se debe analizar minuciosamente los siguientes parámetros:

- Ubicación del puente en un sitio apropiado, teniendo en cuenta su pendiente, su alineamiento y rasante.

- Tipo de estructura que sea más adecuado para el sitio de implantación teniendo en consideración su economía, estética y principalmente su seguridad.
- Análisis de sus accesos, dimensiones su forma geométrica tanto de infraestructura como de superestructura.
- Análisis de obras complementarias como: rectificación del cauce, protección de los márgenes y si fuera necesario reforestación de taludes e iluminación.
- Análisis de obras especiales: Se debe considerar aspectos muy importantes como la recomendación de sistemas constructivos, las diferentes etapas de construcción los equipos a ser utilizados y todo aspecto que se debe considerar para una excelente ejecución y estabilidad de la obra.

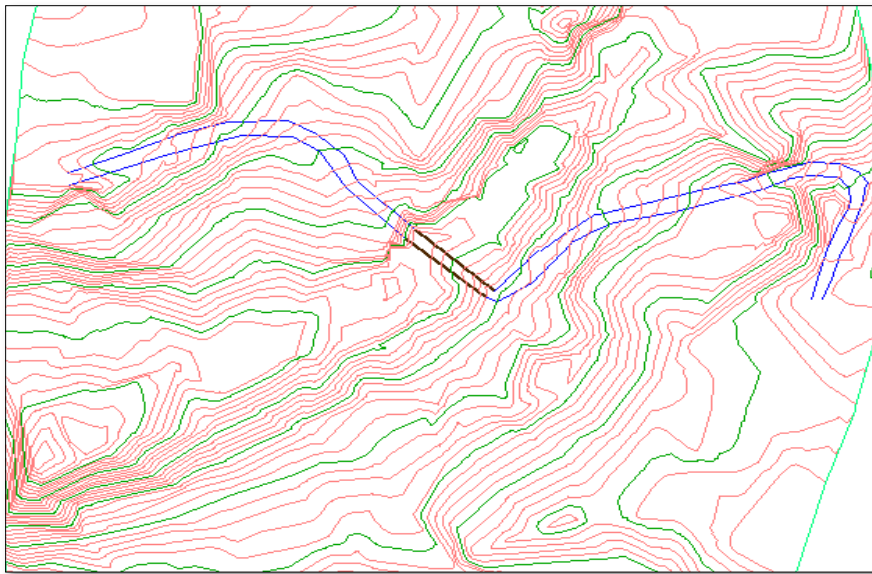


Figura 13. Levantamiento topográfico de la zona de estudio. Elaborado por: Autor

2.7 Estudio Hidráulico – Hidrológico

Es un estudio que permite conocer la característica hidrológica es decir su caudal máximo para cierto periodo de diseño y mediante el estudio hidráulico con ayuda del programa HEC-RAS obtenemos el nivel de crecida máximo del agua y así determinar la altura de su gálibo de seguridad adecuado lo que facilita establecer la longitud óptima de un puente y su costo, se analizan aspectos relacionados con la estabilidad del cauce y de la estructura para el proyecto del puente ubicado en el Rio Yavintza en el cantón Limón Indanza en las coordenadas (WGS84) ESTE 784708.766 NORTE 9674554.137.

2.7.1 Objetivos

- Revisar la información Hidrometeorológica en la zona del proyecto.
- La morfología e hidrología de la cuenca de estudio.
- Mediante el programa HEC RAS realizar las características del cauce en la zona de estudio (socavación).
- Obtener la ubicación más segura para el puente.

2.7.2 Información Aplicada

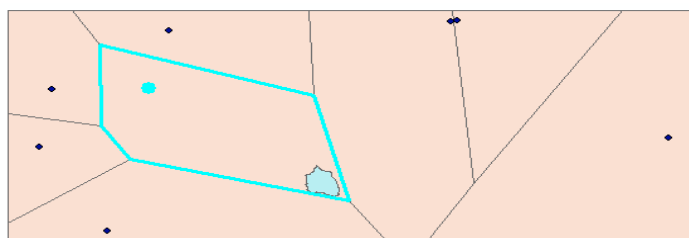
2.7.2.1 Cartografía

Se tiene información cartográfica obtenida del Instituto Geográfico Militar IGM a escala 1:100.000, 1:50.000 a partir de ello se procede a generar modelo digital de elevaciones del sitio de estudio.

2.7.2.2 Polígono de thiesen

Es uno de los métodos de interpolación simple, se crean a partir de los puntos entre sí generando sus mediatrices de sus segmentos llamadas isoyetas finalmente el cruce de ellas son los distintos polígonos.

Con la ayuda del Gis se procede a ubicar todas las estaciones activas que se encuentran en el registro del INAMHI ya sean estas pluviométricas, climatológica ordinaria o principal, automática, agrometereológica. Con el fin de generar polígonos y así encontrar las estaciones que se encuentren cerca de la cuenca en análisis, en este caso solo la estación pluviométrica de Sevilla de Oro se encuentra cerca de la cuenca.



FID	Shape *	cod_ant_re	cod_red_E_	nombre_E_M	tipo	temeteo	estado_fun	x	y	fecha_inst
0	Punto	M045	M0045	PALMAS-AZUAY	CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	CP	Activa	763294	9699159	15/05/1974
1	Punto	M138	M0138	PAUTE	CLIMATOLOGICA ORDINARIA	CO	Activa	748475	9689908	01/07/1976
2	Punto	M139	M0139	GUALACEO	CLIMATOLOGICA PRINCIPAL	CP	Activa	746943	9680846	03/05/1969
3	Punto	M431	M0431	SEVILLA DE ORO	PLUVIOMETRICA	PV	Activa	760680	9690161	07/08/1992
4	Punto	M501	M0501	MENDEZ INAMHI	PLUVIOMETRICA	PV	Activa	799643	9700651	28/12/1975
5	Punto	M539	M0539	BUENOS AIRES-AZUAY	PLUVIOMETRICA	PV	Inactiva	826215	9682358	<Nulo>
6	Punto	M668	M0668	MATAGLO-GULAG	PLUVIOMETRICA	PV	Inactiva	755413	9667770	<Nulo>
7	Punto	M676	M0676	MENDEZ INECEL	PLUVIOMETRICA	PV	Inactiva	798716	9700560	<Nulo>

Figura 14. Estación más cercana a la cuenca de estudio. Elaborador por: Autor

2.7.3 Hidrometeorológica

Con los registro del INAMHI, de una estación pluviométrica que es la más cercana a la cuenca hidrográfica del sitio de estudio, correspondiente a las precipitaciones máximas producidas en el lapso de 24 horas.

Tabla 2

Datos de la estación meteorológica cercana a la cuenca de estudio

Código	Nombre de Estación	Tipo	X	Y
M0431	Sevilla de Oro	Pluviométrica	760680	9690161

Elaborado por: autor

2.7.3.1 Cuenca hidrográfica

Se define como aquella que posee una forma geométrica específica dependiendo mucho de su topografía que encierra uno u varios ríos.

Con la ayuda de la cartografía existente se puede delimitar el área de influencia de drenaje sobre el río Yavintza, con la ayuda del programa ArcGis 10.4.1 y su herramienta Hydrologyc de ESRI. Generándonos una cuenca hidrológica con características únicas y muy indispensables para un análisis idóneo para el estudio.

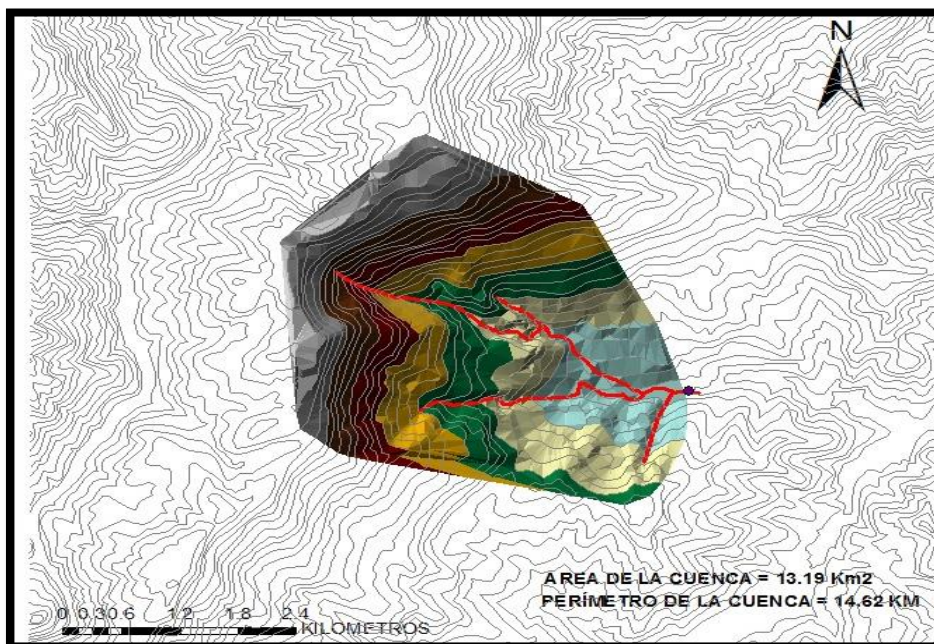


Figura 15. Delimitación de la cuenca sobre el río Yavintza. Elaborado por: Autor

2.7.4 Parámetros Morfométricos

Son los parámetros que nos permiten analizar el funcionamiento de un sistema hidrológico la cuenca en estudio se encuentra dentro de un grupo de estimaciones lineales, de relieve y superficie, para una correcta toma de decisiones.

2.7.4.1 Longitud del cauce principal

Es la medida desde el punto alto de la cuenca hasta el punto de su salida. La medida del cauce principal es de 5.37 km.

2.7.4.2 Área de la cuenca

Es la superficie en proyección horizontal que es encerrada por los márgenes de la cuenca en estudio. El área generada mediante las herramientas del Gis basado en la poligonización es de 13.18 km².

2.7.4.3 Perímetro de la cuenca

Es la longitud de los márgenes de la cuenca en análisis dándonos un perímetro de 15.88 km.

2.7.4.4 Curva hipsométricas de la cuenca

En un análisis hidrológico, la topografía o las pendientes distintas de una cuenca influyen más que su forma. Por tal motivo el relieve que define una cuenca podemos obtenerlos con la ayuda de la curva hipsométrica que es básicamente el porcentaje de área de la cuenca que existe dependiendo de cierta cota determinada.

Tabla 3
Determinación de la curva hipsométrica.

Nro	Cota(msnm)			Área (km2)			
	Mínimo	Máximo	Prom	Intervalo	Acumulado	% Acum	% Inter
1	1130.16	1239.30	1184.73	0.65	13.18	0.72	0.04
2	1239.36	1348.43	1293.89	1.59	12.52	0.68	0.09
3	1348.47	1457.61	1403.04	1.62	10.94	0.60	0.09
4	1457.63	1566.74	1512.19	1.62	9.31	0.51	0.09
5	1566.79	1675.90	1621.34	1.23	7.70	0.42	0.07
6	1675.93	1785.07	1730.50	1.24	6.46	0.35	0.07
7	1785.09	1894.23	1839.66	1.04	5.23	0.29	0.06
8	1894.23	2003.36	1948.80	1.04	4.19	0.23	0.06
9	2003.39	2112.49	2057.94	0.86	3.14	0.17	0.05
10	2112.55	2221.63	2167.09	0.88	2.29	0.13	0.05
11	2221.69	2330.82	2276.26	1.16	1.41	0.08	0.06
12	2330.89	2440.00	2385.45	0.25	0.25	0.01	0.01

Elaborado por: Autor

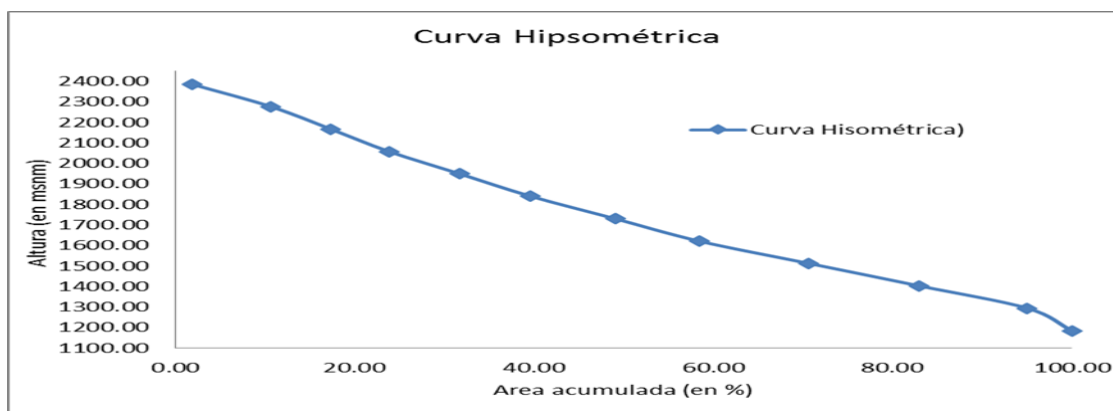


Figura 16. Curva hipsométrica. Elaborado por: Autor

2.7.4.5 Pendiente media de la cuenca

Debido a la gran variación de desniveles de la cuenca de análisis, fue necesario generar un índice promedio que la represente donde se coloca varios rangos separados por cierta cantidad para obtención de la pendiente media.

Tabla 4
Determinación de la pendiente de la cuenca

Nro	Rango Pendiente (%)			Número de ocurrencias (2)	(1)x(2)
	Inferior	Superior	Promedio (1)		
1	0	10	5	3973	19865
2	10	20	15	4041	60615
3	20	30	25	11173	279325
4	30	40	35	14485	506975
5	40	50	45	12476	561420
6	50	60	55	7337	403535
7	60	70	65	3408	221520
8	70	80	75	1329	99675
9	80	90	85	303	25755
10	90	100	95	41	3895
TOTAL=				58566	2182580

Elaborado por: Autor

$$\text{PENDIENTE MEDIA} = \frac{2182580}{58566} = 37.27\%$$

2.7.4.6 *Pendiente media del cauce principal*

Mediante los modelos matemáticos de los valores extremos hemos obtenido la pendiente media. Se basa en obtener los desniveles entre los extremos más bajos y los más altos, después se los divide entre su longitud.

$$\text{Pendiente media} = \frac{\text{Diferencia de nivel de cada sección}}{\text{Longitud de la sección}} \times 100$$

Ecua. 1

Tabla 5
Pendiente del cauce principal

Orden de la Red Hídrica	Número de Veces (1)	Pendiente Promedio (%) (2)	(1)x(2)
1	3612	4.22	15258.00
2	1065	3.86	4113.00
3	338	3.37	1138.00
4	307	2.60	799.00
5	43	1.44	62.00
Total=	5365		21370.00
Pendiente Promedio=		3.98 %	

Elaborado por: Autor

2.7.4.7 Síntesis de la información básica de la cuenca

Es la información básica generada con la ayuda del programa ArcGis de la cuenca sobre el río Yavintza, se pudo analizar y definir todos los aspectos esenciales para proseguir con los cálculos hidrológicos, hidráulicos (figura 15).

Tabla 6
Información morfológica de la cuenca

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR
Area	km ²	13.18
Perímetro de la cuenca	km	15.88
Cota máxima	msnm	2440.00
Cota mínima	msnm	1124.14
X centroide	m	782571.48
Y centroide	m	9675413.86
Z centroide	msnm	1828.45
Altitud media	msnm	1828.45
Altitud más frecuente	msnm	1512.19
Altitud de frecuencia media (1/2)	msnm	1766.89
Pendiente promedio de la cuenca	%	37.27
Longitud del curso principal	km	5.37
Longitud de la red hídrica	km	84.54
Pendiente Promedio de la Red Hídrica	%	3.98

Elaborado por: Autor

2.7.5 Análisis hidrológico

La hidrología es muy importante ya que ayuda fundamentalmente en el estudio del uso de los recursos hidráulicos, básicamente nos permite conocer los caudales máximos de ríos, quebradas bajo cierto periodo de retorno.

2.7.5.1 Tiempo de concentración

Es el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía a la salida de la cuenca en estudio. Para el cálculo del tiempo de concentración (T_c), en horas, se emplea la fórmula de Kirpich, la misma que determina resultados satisfactorios:

$$T_c = 0.87 \times \left(\frac{Lc^3}{Hd} \right)^{0.385} \quad \text{Ecu. 2}$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (horas).

Lc : Longitud del cauce principal (m)

Hd : El desnivel entre el extremo más alto de la cuenca y el punto de descarga (m).

Los valores de los tiempos de concentración (T_c) obtenido, mediante la fórmula de Kirpich, para la cuenca interesada, en minutos, es el siguiente:

$$T_c = 0.0195^3 \times \left(\frac{5370}{2440 - 1124.14} \right)^{0.385} = 24.96 \text{ minutos}$$

El tiempo de concentración es un valor a ser utilizado en las fórmulas de intensidad de lluvia de la zona del proyecto, y su aplicación en el método racional modificado para la obtención de caudales máximos de diseño.

2.7.5.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente a emplearse en la fórmula del método racional adoptado en función de la pendiente de la cuenca, del tipo de suelos y de la cobertura vegetal es de 0.44.

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35 Escarpado con gradientes > 30%	0,20-0,28 Montañoso con gradientes entre 10% y 30%	0,14-0,20 Con cerros y gradientes entre 5% y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con gradientes < 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a buena, 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente, 90% del área con praderas, bosques o cobertura similar
Almacenamiento superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Bajo, sistema de cauces superficiales pequeños, bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos
Si T > 10 años multiplicar resultado de C por 1,10 (para 25 años), por 1,20 (para 50 años) y por 1,25 (para 100 años)				

Figura 17. Valores del coeficiente según la forma de la cuenca. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.

2.7.5.3 Análisis estadístico de datos hidrometeorológicos

Para este análisis tenemos una sola estación (figura 14) en análisis que es la Pluviométrica de Sevilla de Oro con la ayuda de los registro del INAMI obtenemos la precipitación máxima en 24 horas de los años 1983 hasta 2015.

Año	Precipitación	Año	Precipitación
1983	40.2	2000	23.9
1984	31	2001	41.2
1985	36.4	2002	33.9
1986	31.4	2003	38
1987	30.8	2004	43.3
1988	38.4	2005	41.2
1989	30.5	2006	31.3
1990	30.2	2007	38.3
1991	40.7	2008	33.4
1992	42.6	2009	61.2
1993	60.2	2010	46.5
1994	48	2011	55.2
1995	26.9	2012	25.2
1996	31	2013	31.4
1997	30.6	2014	40.1
1998	32.2	2015	36.5
1999	34.6		

Figura 18. Estación Sevilla de Oro de precipitaciones máximas 24 horas (mm). Fuente: INAMHI.

2.7.5.4 Distribución de Gumbel

Para poder tener un análisis óptimo de las precipitaciones en 24 horas máximas con el fin de así poder determinar el caudal de diseño, se emplea el método estadístico de Gumbel la cual es la siguiente.

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

Donde:

F(x): frecuencia teórica acumulada

X: el valor asumir

d y u: parámetros

e : base de los logaritmos neperianos

Se procede a despejar x obteniendo:

$$x = u - \frac{\ln(-\ln(f(x)))}{d} \quad \text{Ecu. 4}$$

Los parámetros d y u los obtenemos de la siguiente forma

$$u = \bar{x} - 0.450047 S$$

$$\frac{1}{d} = 0.779696 S$$

Donde:

\bar{x} = Media aritmética “precipitación máxima en 24 horas”

S = desviación típica “precipitación máxima en 24 horas”

Los resultados obtenidos aplicando Gumbel son muy satisfactorios para los valores independientes extremos y se ajusta de una buena forma a los valores máximos de la precipitación.

Tabla 7
Distribución de Gumbel en la estación de Sevilla de Oro

Resultados obtenidos	
\bar{x} :	37.46
S :	9.02
u :	33.40
d :	0.14

Elaborado por: Autor

2.7.6 Periodo de retorno

Es el tiempo que transcurre entre un evento de determinadas características y un próximo evento de esas mismas características. El libro B de la NEVI-12 del MTOP nos recomienda un periodo igual a 100 años.

2.7.6.1 Intensidad máxima en 24 horas

Ya ajustado a la fórmula de Gumbel, se procede a calcular las precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retornos.

$$\text{Precipitación} = u - \frac{\ln(-\ln(f(x)))}{d} \quad \text{Ecu. 5}$$

Tabla 8
Precipitaciones para diferentes períodos de retorno

T (Años)	F(x)=1-(1/T)	Precipitación (mm)
5	0.8	43.95
10	0.9	49.23
25	0.96	55.90
50	0.98	60.85
100	0.99	65.76

Elaborado por: Autor

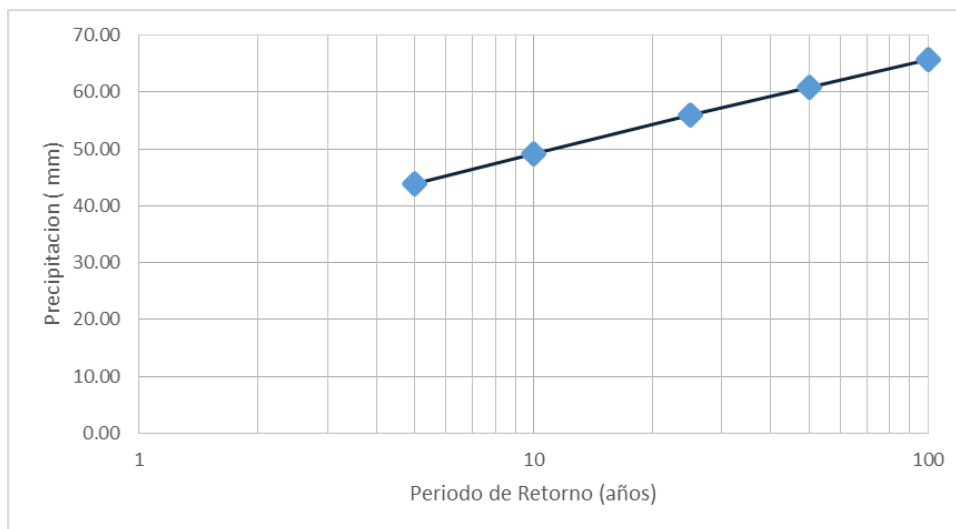


Figura 19. Ajuste de Gumbel para precipitaciones máximas de 24 horas. Elaborado por: Autor

2.7.6.2 Determinación de la precipitación de diseño

Para obtener la precipitación de diseño de la zona en análisis es aplicado el método aritmético el cual es la siguiente expresión.

$$\text{Precipitación de diseño} = \frac{\sum \text{Precipitación de diseño máximo}}{\text{numero de estaciones}} \quad \text{Ecu. 6}$$

$$\text{Precipitación de diseño} = \frac{65.79}{1} = 65.76 \text{ mm}$$

$$\text{Intensidad} = \frac{\text{Precipitación de diseño}}{\text{Duración de la Precipitación}} \quad \text{Ecu. 7}$$

$$\text{Intensidad} = \frac{65.79}{24} = 2.74 \text{ mm/h}$$

2.7.7 Elaboración de curvas intensidad duración y frecuencia (idf)

El INAMHI a dividido en zonas a Ecuador para periodos de retorno mayores nuestra cuenca en análisis se encuentra ubicada en la zona 45.

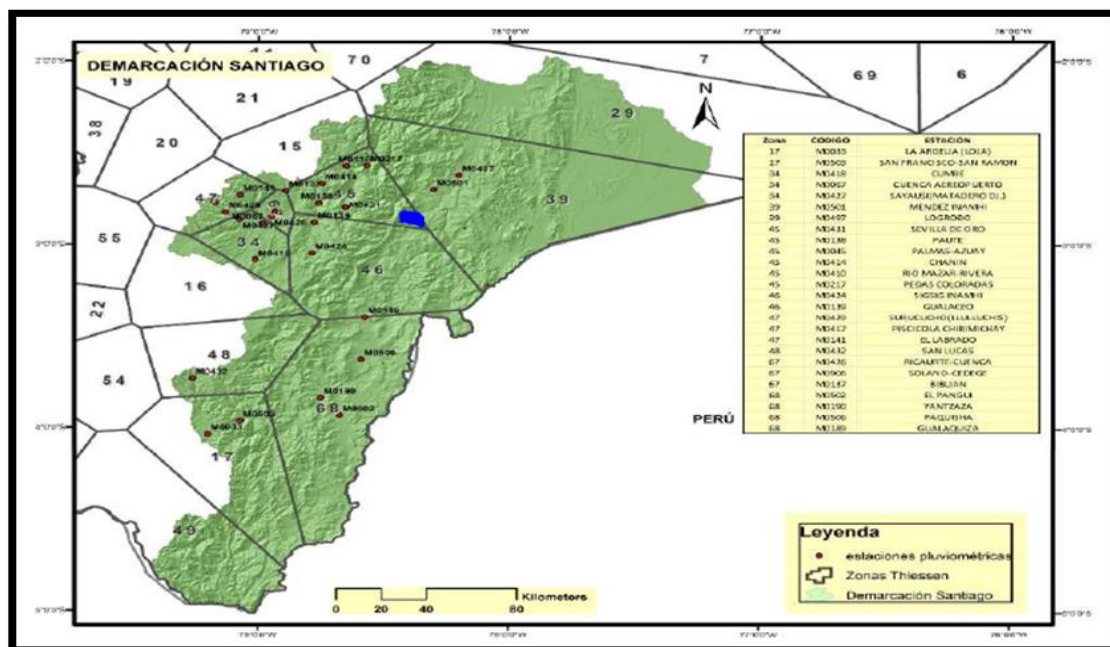


Figura 20. Zonificación de intensidades de la demarcación del Santiago. Fuente: INAMHI, 2015.

La siguiente ecuación correspondiendo a dicha zona 45. Ésta nos permite desarrollar las curvas de IDF a partir de la precipitación máxima en 24 horas a partir de la siguiente ecuación.

$$\text{Entre: } 5 \text{ min} < 44.9 \text{ min}; \quad I = 90.127 * Id * t^{-0.398} \quad \text{Ecu. 8}$$

$$\text{Entre: } 44.9 \text{ min} < 1440 \text{ min}; \quad I = 510.8 * Id * t^{-0.854} \quad \text{Ecu. 9}$$

Donde:

I: Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno (mm/h).

Id: Intensidad diaria para un periodo de retorno dado (mm/h).

t : Duración de la lluvia (minutos), asimilable al tiempo de concentración calculado.

Tabla 9

Análisis de las curvas IDF para distintos periodos de retorno

TIEMPO (min)	INTENSIDADES				
	PERIODO DE RETORNO (Años)				
	5	10	25	50	100
60	28.35	31.75	36.05	39.24	42.41
120	15.68	17.57	19.94	21.71	23.46
180	11.09	12.42	14.11	15.36	16.60
240	8.68	9.72	11.03	12.01	12.98
300	7.17	8.03	9.12	9.93	10.73
360	6.14	6.87	7.80	8.50	9.18
420	5.38	6.03	6.84	7.45	8.05
480	4.80	5.38	6.10	6.65	7.18
540	4.34	4.86	5.52	6.01	6.49
600	3.97	4.44	5.05	5.49	5.94
660	3.66	4.10	4.65	5.06	5.47
720	3.40	3.80	4.32	4.70	5.08
780	3.17	3.55	4.03	4.39	4.74
840	2.98	3.33	3.79	4.12	4.45
900	2.81	3.14	3.57	3.88	4.20
960	2.66	2.97	3.38	3.68	3.97
1020	2.52	2.82	3.21	3.49	3.77
1080	2.40	2.69	3.05	3.32	3.59
1140	2.29	2.57	2.92	3.17	3.43
1200	2.19	2.46	2.79	3.04	3.28
1260	2.11	2.36	2.68	2.91	3.15
1320	2.02	2.27	2.57	2.80	3.03
1380	1.95	2.18	2.48	2.70	2.91
1440	1.88	2.10	2.39	2.60	2.81

Elaborado por: Autor

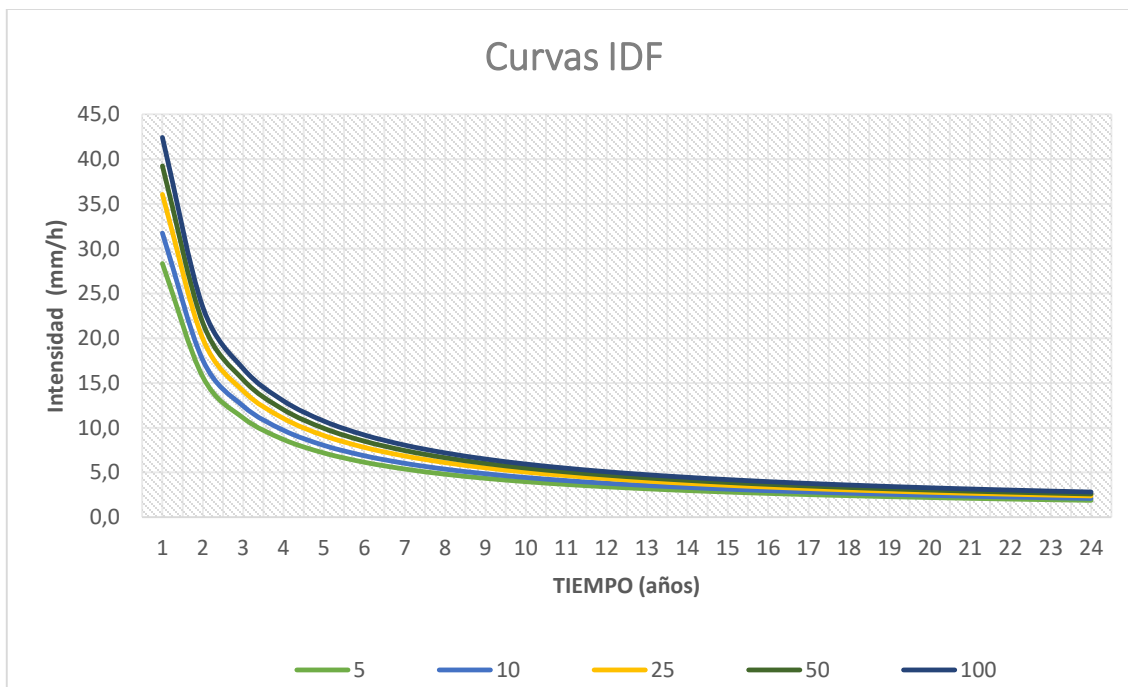


FIGURA 20. Curvas de Intensidad Duración Frecuencia para diferentes períodos de retorno. Elaborado por: Autor

2.7.8 Determinación del caudal de diseño para un período de retorno de 100 años

2.7.8.1 Método Racional

La fórmula del método racional puede ser aplicada cuando se cumple la hipótesis de que una determinada lluvia de intensidad uniforme (I) cae sobre una parte importante de la cuenca y dura el tiempo necesario para que todas sus partes contribuyan al derrame en el punto de descarga. El caudal resultante será directamente proporcional a la intensidad de precipitación, al área de la cuenca y al coeficiente de escorrentía.

$$Q = \frac{C_x I_x A}{3.6} \quad \text{Ecua. 10}$$

Donde:

Q: caudal máximo en m³/s

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad de lluvia en mm/hora

A = área de drenaje de la cuenca en km²

$$Q_{\max} = \frac{0.44 \times 68.62 \times 13.18}{3.6}$$

Finalmente tras hacer todos los análisis de la cuenca del río Yavintza con un periodo de diseño de 100 años nos da un caudal máximo de:

$$Q_{\max} = 110.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.8 Análisis hidráulico

El presente estudio nos ayuda a representar de una forma hidráulica el flujo que transcurre por su cauce y sus márgenes, de tal forma obtener un modelo que represente las condiciones naturales de los niveles de flujo del río y la socavación que esto produce en el punto de interés.

Con la ayuda de la topografía que se levantó del lecho del río desde donde se encuentra el puente provisional se procedió a levantar 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo cada 10 metros para poder modelar en el programa HEC-RAS.

2.8.1 Modelación hidráulica utilizando HEC-RAS

Hydrological Engineering Center – River Analysis System es un software de análisis unidimensional que me permite la modelización de flujo en régimen permanente, en régimen no permanente, del transporte de sedimentos y análisis de la calidad de agua.

Para poder modelar el río en estudio se necesita, coeficiente de Manning, tipo de régimen, condición de contorno.

2.8.2 Coeficiente de rugosidad de Manning

Para la elección del coeficiente de rugosidad no existe ningún método aplicativo exacto para su selección es estimar la resistencia al flujo en un canal o en un río, lo que es importante la experiencia del autor. Para el análisis de la cuenca en estudio se utilizó la tabla de Ven Te Chow.

TIPO DE CANAL		MINIMO	MEDIO	MAXIMO
Cursos Menores (Ancho Superficial < 30 m)				
a)	De Llanuras o Planicies (Baja Pendiente)			
	Limpios, rectos, a capacidad plena sin vados o charcas profundas	0,025	0,030	0,033
	Idem, con más piedras y malezas	0,033	0,035	0,040
	Limpio, con curvas, algunas pozas y bancos de arena	0,035	0,040	0,045
	Idem, con algo de maleza y piedras	0,040	0,045	0,050
	Idem, a niveles bajos y secciones y pendientes irregulares	0,045	0,048	0,055
	Idem anterior pero más pedregosa	0,050	0,050	0,060
	Tramos descuidados con maleza, pozas profundas	0,075	0,070	0,080
	Tramos con mucha maleza, pozas profundas o cauces de crecida con árboles y arbustos		0,100	0,150
b)	De Montaña (Alta Pendiente), sin vegetación en el canal, riberas usualmente empinadas, árboles y arbustos sumergidos a lo largo de las riberas			
	Fondo: grava, ripio y pocos bolones	0,030	0,040	0,050
	Fondo: ripio y grandes bolones	0,040	0,050	0,070
Planicies de Inundación				
a)	Pastizales, sin Matorrales			
	Pasto pequeño	0,025	0,030	0,035
	Pasto alto	0,030	0,035	0,050
b)	Áreas Cultivadas			
	Sin cosechas	0,020	0,030	0,040
	Cultivos crecidos, plantación en surcos	0,025	0,035	0,045
	Cultivos crecidos, plantación a campo traviesa	0,030	0,040	0,050
c)	Matorrales			
	Matorrales dispersos, grandes malezas	0,035	0,050	0,070
	Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
	Pocos matorrales y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
	Mediana a gran cantidad de matorrales, en invierno	0,045	0,070	0,110
	Mediana a gran cantidad de matorrales, en verano	0,070	0,100	0,160
d)	Árboles			
	Sauces densos, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
	Tierra despejada con postes o troncos de árboles, sin brotes	0,030	0,040	0,050
	Idem, con gran cantidad de brotes o ramas	0,050	0,060	0,080
	Troncos o postes, pocos árboles caídos, pequeños cultivos, nivel crecida bajo las ramas	0,080	0,100	0,120
	Idem, pero el nivel de crecida alcanza las ramas	0,100	0,120	0,160
Cursos Mayores (Ancho Superficial >30 m). El valor de n es menor que para el caso de corrientes menores similares, ya que las riberas ofrecen menos resistencia efectiva				
a)	Sección Regular sin Rocas o Matorrales	0,025		0,060
b)	Secciones Irregulares y Rugosas	0,035		0,100

Figura 21. Coeficiente de rugosidad de Manning para cauces naturales. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.

Debido que la cuenca de estudio es una zona de altos relieves con variación de pendientes y que la zona contiene en su lecho grandes piedras y ripio se escoge dos diferentes tipos de rugosidad para el cauce principal su coeficiente es 0.050 y para los márgenes se escogió 0.36.

2.8.3 Resultados de la modelación del río Yavintza

Donde se desea implantar el puente está ubicado en la abscisa 0+105 del perfil longitudinal es el punto de interés donde se procedió analizar minuciosamente los resultados. Teniendo una crecida máxima de 1.79 metros.

Tabla 10
Parámetros hidráulicos río Yavintza

Caudal (m ³ /s)	Cota del Cauce (m.s.n.m.)	Cota del Calado Máximo (m.s.n.m.)	Velocidad (m/s)	Número de FROUDE
110.51	1127.19	1128.98	7.07	2.39

Elaborado por: Autor

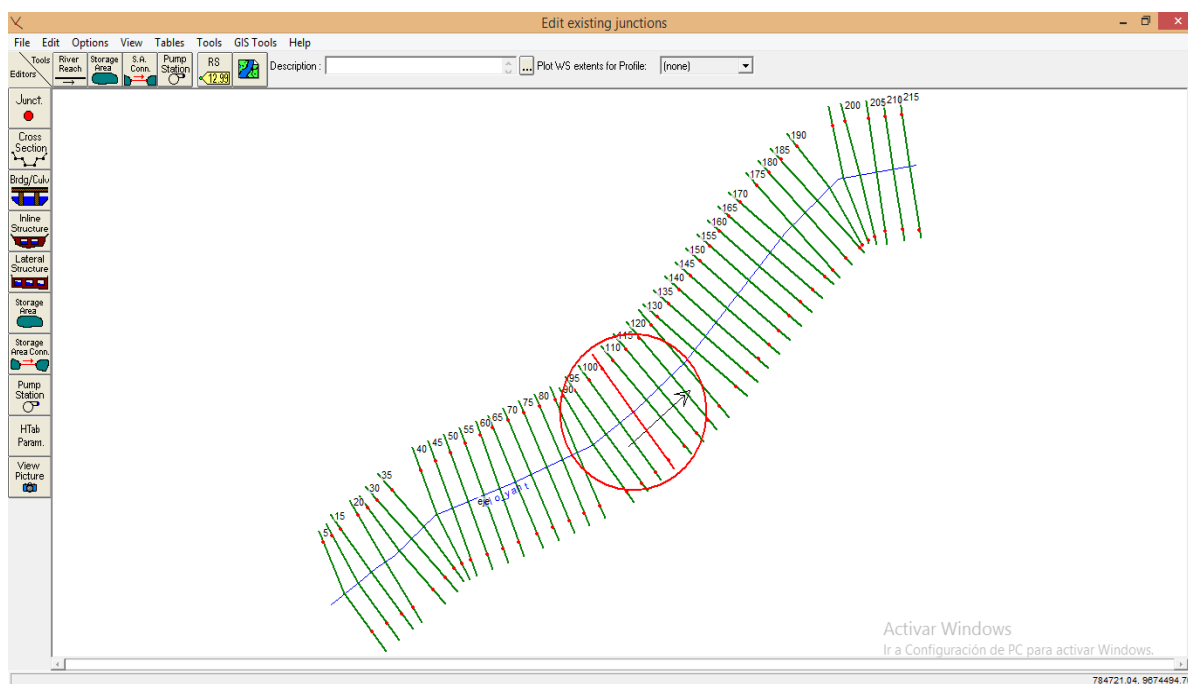


Figura 22. Perfil longitudinal del río Yavintza. Elaborado por: Autor

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: plan_1 River: rio_yant Reach: eje Profile: PF 1 Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Cr. W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
eje	215	PF 1	110.51	1137.93	1139.10	1139.62	1140.79	0.100081	5.77	19.16	21.65	1.96
eje	210	PF 1	110.51	1137.91	1139.40	1139.58	1140.25	0.036613	4.09	27.06	24.62	1.23
eje	205	PF 1	110.51	1137.89	1139.55	1139.55	1140.18	0.023349	3.52	31.38	24.88	1.00
eje	200	PF 1	110.51	1137.50	1139.06	1139.28	1140.00	0.039799	4.30	25.70	22.42	1.28
eje	195	PF 1	110.51	1136.43	1137.92	1138.44	1139.63	0.097281	5.79	19.08	20.61	1.92
eje	190	PF 1	110.51	1135.53	1136.76	1137.40	1139.00	0.138452	6.63	16.67	19.32	2.28
eje	185	PF 1	110.51	1134.00	1135.79	1136.51	1138.32	0.121532	7.06	15.66	14.82	2.19
eje	180	PF 1	110.51	1133.98	1135.80	1136.39	1137.63	0.077884	6.00	18.41	15.90	1.78
eje	175	PF 1	110.51	1133.96	1135.91	1136.27	1137.11	0.057059	4.86	22.72	21.44	1.51
eje	170	PF 1	110.51	1133.21	1135.85	1136.05	1136.85	0.030729	4.44	24.90	16.32	1.15
eje	165	PF 1	110.51	1131.98	1134.49	1135.14	1136.53	0.070949	6.33	17.46	12.32	1.70
eje	160	PF 1	110.51	1130.98	1133.28	1134.15	1136.03	0.101297	7.35	15.03	11.02	2.01
eje	155	PF 1	110.51	1130.00	1131.50	1132.54	1135.29	0.168603	8.62	12.82	11.01	2.55
eje	150	PF 1	110.51	1130.00	1131.35	1132.21	1134.29	0.131798	7.60	14.55	12.56	2.25
eje	145	PF 1	110.51	1130.00	1131.33	1132.01	1133.51	0.093554	6.54	16.89	14.31	1.92
eje	140	PF 1	110.51	1130.00	1132.32	1132.32	1133.21	0.023073	4.18	26.45	14.95	1.00
eje	135	PF 1	110.51	1130.00	1131.70	1132.04	1133.01	0.043532	5.07	21.80	15.05	1.34
eje	130	PF 1	110.51	1129.99	1132.25	1132.25	1133.15	0.023591	4.22	26.19	14.57	1.00
eje	125	PF 1	110.51	1129.40	1130.99	1131.56	1132.86	0.083358	6.06	18.25	16.18	1.82
eje	120	PF 1	110.51	1128.55	1130.56	1131.17	1132.47	0.070828	6.12	18.05	13.78	1.71
eje	115	PF 1	110.51	1127.99	1130.35	1130.89	1132.10	0.059262	5.86	18.85	13.18	1.56
eje	110	PF 1	110.51	1127.97	1129.67	1130.38	1131.72	0.082852	6.34	17.43	14.23	1.83
eje	105	PF 1	110.51	1127.19	1128.98	1129.29	1131.12	0.153331	7.07	15.64	17.52	2.39
eje	100	PF 1	110.51	1126.07	1128.18	1128.88	1130.45	0.093988	6.67	16.57	13.76	1.94
eje	95	PF 1	110.51	1126.00	1127.83	1128.47	1129.93	0.093423	6.43	17.19	15.39	1.94
eje	90	PF 1	110.51	1126.10	1128.34	1128.53	1129.33	0.034845	4.40	25.09	18.88	1.22
eje	85	PF 1	110.51	1126.08	1128.46	1128.46	1129.21	0.023021	3.84	28.81	19.41	1.01
eje	80	PF 1	110.51	1125.57	1127.47	1127.92	1128.96	0.058800	5.40	20.46	16.72	1.56
eje	75	PF 1	110.51	1124.05	1125.99	1126.71	1128.44	0.128237	6.94	15.92	16.17	2.23
eje	70	PF 1	110.51	1123.98	1125.33	1126.08	1127.81	0.123310	6.99	15.82	15.30	2.19
eje	65	PF 1	110.51	1123.97	1125.18	1125.76	1127.09	0.098817	6.13	18.04	18.27	1.97
eje	60	PF 1	110.51	1123.94	1125.18	1125.59	1126.54	0.062100	5.15	21.44	19.71	1.58
eje	55	PF 1	110.51	1123.91	1125.60	1125.60	1126.31	0.023306	3.75	29.45	20.73	1.00
eje	50	PF 1	110.51	1123.78	1125.50	1125.52	1126.21	0.024311	3.75	29.43	21.50	1.02
eje	45	PF 1	110.51	1122.46	1124.11	1124.67	1125.90	0.086781	5.93	18.65	18.06	1.86
min	40	PF 1	110.51	1121.97	1123.96	1124.44	1125.46	0.059872	5.42	20.41	16.68	1.56

Total flow in cross section.

Figura 23. Datos obtenidos tras modelación del río Yavintza abscisa 0+105. Elaborador por autor.

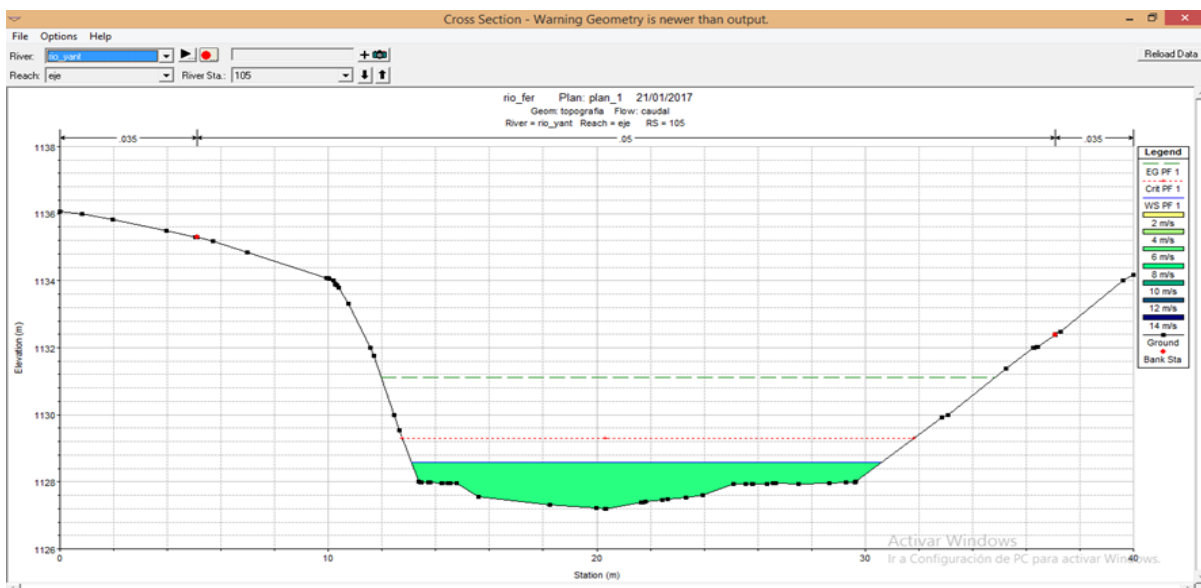


Figura 24. Perfil transversal abscisa 0+105 modelación de calado máximo. Elaborador por autor.

2.8.4 Estimación de la socavación del río Yavintza

Se dice que un cauce fluvial experimenta un proceso de socavación general cuando ocurre una profundización de su lecho en un determinado tramo debido a un desequilibrio entre la tasa de salida de sedimento desde dicho tramo y la tasa de entrada de sedimento al mismo. Este desequilibrio ocurre por un aumento local del arrastre provocado por estrechamientos de sección donde la corriente se acelera. (NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013).

En la sección transversal de la abscisa 0+105 se estimara la socavación asociándola al caudal máximo de crecida con un periodo de retorno de 100 años.

2.8.4.1 Método de Lischvan-Levediev

Es un método que nos ayuda a calcular el valor medio de la socavación, el método distingue un cauce con secciones definidas de uno o varios subsecciones. También ayuda a estimar socavación global en lugares construidos por sedimentos cohesivos a partir de la resistencia a la erosión. Básicamente es un método aplicado mediante franjas para cada una de ellas se analiza la profundidad máxima de escurrimiento. En sedimentos no-cohesivos se puede estimar la socavación general con la siguiente expresión:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0.68 \beta D^{0.28} \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad \text{Ecu. 11}$$

Donde:

h_j : altura del escurrimiento en la franja socavada j (m)

q_j : caudal por unidad de ancho de la franja socavada j (m^3/s)

D : diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica (mm)

β : coeficiente de probabilidad de excedencia del caudal de diseño según Figura 16

ψ : coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión según Figura 17

X: parámetro de la fórmula de arrastre crítico

Probabilidad Excedencia (%)	Período Retorno (años)	Coefficiente β
50	2	0,82
20	5	0,86
10	10	0,90
5	20	0,94
2	50	0,97
1	100	1,00
0,2	500	1,05
0,1	1000	1,07

Figura 25. Coeficiente de β . Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.

γ mezcla	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40
ψ	1,08	1,13	1,20	1,27	1,34	1,42	1,50	1,60

Figura 26. Coeficiente de ψ en función del peso específico. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.

Suelos Cohesivos				Suelos No Cohesivos			
γ_s (ton/m ³)	X	γ_s (ton/m ³)	X	d (mm)	X	d (mm)	X
0,80	0,52	1,20	0,39	0,05	0,43	40,00	0,30
0,83	0,51	1,20	0,38	0,15	0,42	60,00	0,29
0,86	0,50	1,28	0,37	0,50	0,41	90,00	0,28
0,88	0,49	1,34	0,36	1,00	0,40	140,00	0,27
0,90	0,48	1,40	0,35	1,50	0,39	190,00	0,26
0,93	0,47	1,46	0,34	2,50	0,38	250,00	0,25
0,96	0,46	1,52	0,33	4,00	0,37	310,00	0,24
0,98	0,45	1,58	0,32	6,00	0,36	370,00	0,23
1,00	0,44	1,64	0,31	8,00	0,35	470,00	0,22
1,04	0,43	1,71	0,30	10,00	0,34	570,00	0,21
1,08	0,42	1,80	0,29	15,00	0,33	750,00	0,20
1,12	0,41	1,89	0,28	20,00	0,32	1,000,00	0,19
1,16	0,40	2,00	0,27	25,00	0,31		

Figura 27. Coeficiente X. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013.

2.8.4.2 Resultados de la socavación

Los resultados que se han obtenido en la abscisa 0+105 donde es el punto de interés para la implementación de la estructura se pueden observar los resultados en la Figura 28 junto con el correspondiente análisis representado en la Tabla 10 y 11.

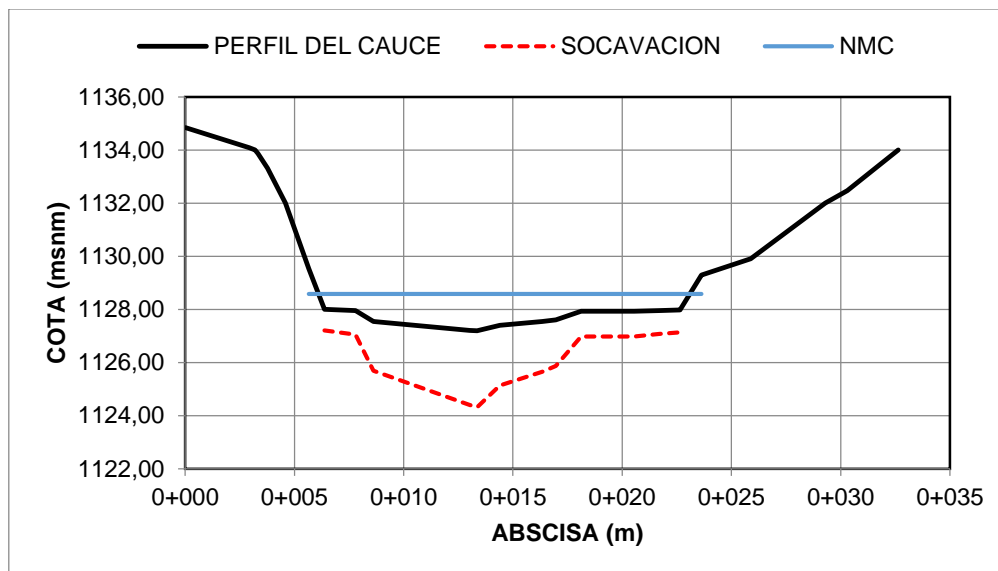


Figura 28. Perfil transversal de la socavación en la abscisa 0+105. Elaborado por: Autor

Tabla 11

Aplicación del Método de Lischvan-Levediev para encontrar la socavación (1/2).

Qd	μ	β	Be	A	Hm	Dm	α	X	$1/(1+X)$	NMC
(m ³ /s)	(-)	(-)	(m)	(m ²)	(m)	(mm)	(-)	(-)	(-)	(msnm)
110.51	0.95	1	17.52	15.64	0.89	60	8.02	0.29	0.78	1128.98

Elaborado por: Autor

Donde:

Qd: Caudal de diseño

μ : Coeficiente de contracción

β : Coeficiente en función de la probabilidad

Be: Ancho efectivo del cauce

A: Área hidráulica

Hm: Tirante medio de la sección

Dm: Diámetro medio de los granos del fondo

α : Coeficiente de corrección

X: Exponente que depende de Dm

1/(1+X): Auxiliar

NMC: Nivel de máxima crecida

Tabla 12

Aplicación del Método de Lischvan-Levediev para encontrar la socavación (2/2).

Abscisa Transversal (m)	Cota Cauce (msnm)	NMC (msnm)	Ho (m)	Hs (m)	Altura de socavación (m)	Cota de socavación (msnm)
0.00	1134.85	1128.98				
2.93	1134.09	1128.98				
3.20	1134.00	1128.98				
3.33	1133.87	1128.98				
3.76	1133.31	1128.98				
4.58	1132.00	1128.98				
5.66	1129.53	1128.98				
6.38	1128.00	1128.98	0.58	1.38	0.80	1127.20
7.79	1127.95	1128.98	0.63	1.53	0.90	1127.05
8.61	1127.55	1128.98	1.03	2.89	1.86	1125.69
13.02	1127.21	1128.98	1.37	4.18	2.81	1124.40
13.36	1127.19	1128.98	1.39	4.26	2.87	1124.32
14.40	1127.40	1128.98	1.18	3.45	2.27	1125.13
16.35	1127.54	1128.98	1.04	2.93	1.89	1125.65
16.96	1127.60	1128.98	0.98	2.71	1.73	1125.87
18.12	1127.93	1128.98	0.65	1.60	0.95	1126.98
20.55	1127.93	1128.98	0.65	1.60	0.95	1126.98
21.68	1127.96	1128.98	0.62	1.50	0.88	1127.08
22.64	1127.98	1128.98	0.60	1.44	0.84	1127.14
23.63	1129.29	1128.98				
25.88	1129.91	1128.98				
29.29	1132.00	1128.98				
30.10	1132.38	1128.98				
30.31	1132.47	1128.98				
32.64	1134.00	1128.98				

Elaborado por: Autor

Tras los análisis respectivos se definió una velocidad máxima de 7.07 m/s con un caudal de 110.51 m³/s para un periodo de retorno de 100 años y con una altura máxima de socavación es de 2.87 metros, debido a la alta velocidad que tiene el afluente y al sitio ya montañoso donde se encuentra.

2.9 Estudio geológico y geotécnico

Son una cadena de trabajos ya sean estos de exploración, análisis, muestreo, cálculo donde su principal objetivo es encontrar las propiedades físicas y mecánica del suelo para obtener unas cimentaciones adecuadas y si es necesarios la estabilización del suelo.

La zona de estudio es un lugar rocoso por eso se utiliza el esclerómetro que es un ensayo no destructivo para obtener la capacidad de carga de dichos elementos a soportar el peso de la estructura.

2.9.1 Objetivos

- Definir las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Determina la capacidad portante del suelo.
- Determinar la mejor alternativa del tipo y profundidad de la cimentación.

2.9.2 Alcance

El actual estudio preliminar se realizó con el esclerómetro, describiendo posteriormente los criterios para la mejor comprensión de los cálculos realizados, los resultados obtenidos servirán para recomendar el tipo de cimentación y posterior calculo estructural.

Teniendo en cuenta que se debe recalcular el mismo ante de su construcción, realizando ensayos más completos, que permitan determinar valores más exactos. Los ensayos que proporcionan los datos exactos, tienen costo elevado por los insumos que utiliza y por la movilidad del personal técnico. En el caso particular de mi estudio no cuento con el apoyo económico para estas contingencias técnicas. De esta manera utilice un método que está dentro del grupo de ensayos que se pueden realizar, contando con la aprobación de mi tutor de mi tesis, y del Ingeniero Civil Luis Mario Almache Master en Geotecnia y director del laboratorio de suelos de la carrera de Ingeniería Civil de la Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Católica de Cuenca.

2.9.3 Esclerómetro

Es un elemento utilizado para obtener la resistencia a compresión, sus resultados son valores muy aproximados a los reales y generalmente se lo utiliza como método de comparación. Es un método no destructivo y muy conveniente por su economía y facilidad de ejecución.

También se lo conoce como martillo de Schmidt su principio funcionamiento es sencillo donde una masa pequeña golpea un pivote que es colocado en contacto con la superficie “roca”. Al apoyar el vástago y haciendo una pequeña presión el resorte se comprime, finalmente al llegar al final del recorrido el resorte se libera y la masa se proyecta con una determinada fuerza dando como resultado una escala graduada llamado como índice esclerométrico o índice de rebote “R” dándonos como resultado la dureza de la superficie que es un número adimensional.



Figura 29. Esclerómetro. Elaborado por: Autor

Para una mayor fiabilidad del estudio hay que tomar en cuenta los siguientes parámetros:

- El esclerómetro debe estar de forma perpendicular con respecto a la superficie
- La superficie donde se aplicara el instrumento debe estar lo más limpia posible
- En la superficie debe generarse un cuadrado, de aproximadamente 25 centímetros con una separación uniforme, de los golpes y solo dentro de ello proceder a medir su dureza según la (ISRM).
- Los golpes se realizaran a por lo menos 2.5 de la distancia escogida.
- Se debe tomar un mínimo de 10 golpes, en el sitio para verificación de su dureza y ASTMse, descartan todas las lecturas que difieran en más de 6 unidades del promedio. Si existen más de dos lecturas que cumplan esta condición debe descartarse el conjunto”.

Ventajas de usar el Esclerómetro

- Puede ser utilizado de forma horizontal como vertical
- Es un ensayo no destructivo, lo que nos ayuda a poder realizar un gran número de repeticiones sin alterar ni su estética ni su resistencia.
- Ensayo muy económico
- Permite poder ensayar varias veces en corto tiempo sin necesidad de otros medios.

Desventajas de usar el Esclerómetro

- Es necesario una superficie lisa y bien limpia
- El resultado que se obtiene depende de otros factores
- Dependen los resultados del operario
- Debe tener una buena calibración del instrumento
- Solo afecta a los primeros 3 cm del sitio a ensayar

2.9.3.1 Pasos para la realización del ensayo

Ubicación del sitio coordenadas exactas donde se va a proceder a medir su resistencia.

Tabla 13
Ubicación del ensayo

Punto A1 – Margen Derecho		Punto B2 – Margen Izquierdo	
x	y	x	y
784686.486	9674580.183	784705.295	9674563.035

Elaborado por: Autor



Figura 30. Ubicación Google Earth. Elaborado por: Autor

Limpieza de la vegetación del lugar y en especial de la superficie de verificación de su resistencia.



Figura 31. Margen izquierdo y derecho de la ubicación del puente. Elaborado por: Autor

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas nos recomienda generar un cuadrado mayor a 15 cm y generar subdivisiones y generar un número de lecturas de cada sitio mayores a 20 cm por ende en la zona de estudio se procedió a generar un cuadrado con 25 centímetros con pequeñas subdivisiones para generar 30 golpes aproximadamente por cada lado.



Figura 32. Cuadrícula de ambos márgenes para la utilización de esclerómetro. Elaborado por: Autor

Hay que tener mucha consideración el ángulo con el que se realiza el ensayo para poder corregirlo debería de hacerse de alguna de las posiciones como nos indica la siguiente figura.

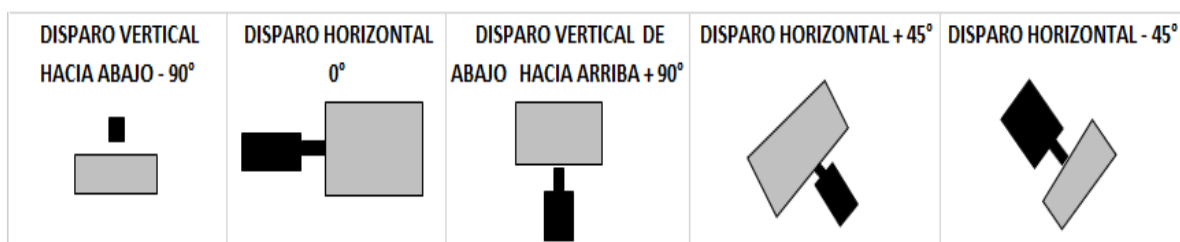


Figura 33. Angulo de utilización de esclerómetro. Elaborado por: Autor



Figura 34. Realización de lecturas. Elaborado por: Autor

2.9.4 Geología de la zona del proyecto

La ubicación geológica donde se emplazara el puente se determinó en base al Mapa Geológico del Ecuador 2014 publicado por Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), en la Figura 35 se representa parte del mapa citado y ubicación de implantación.

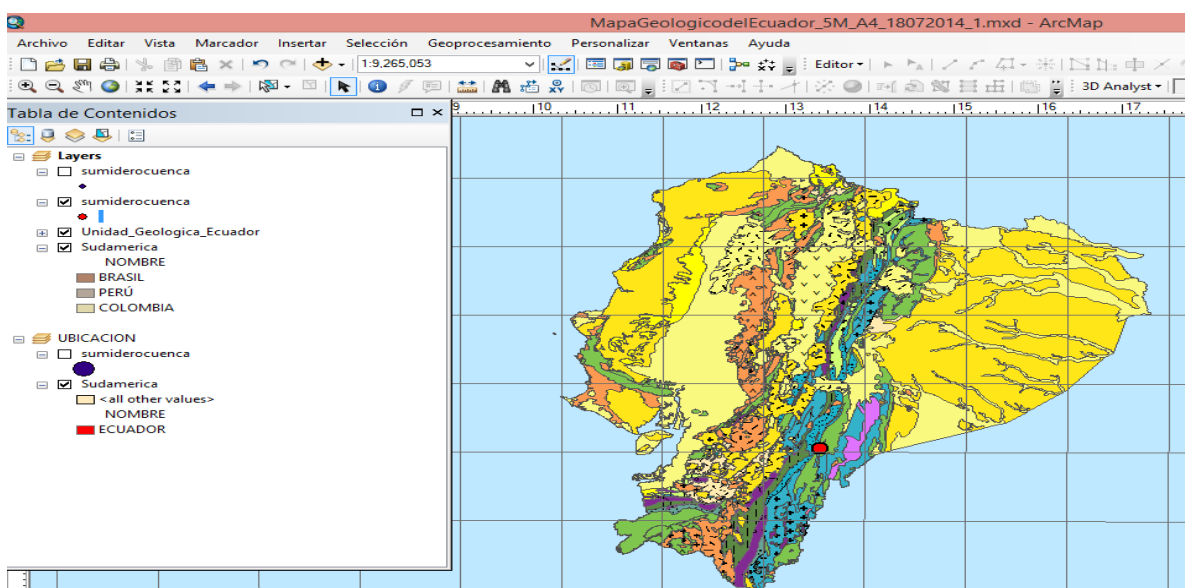


Figura 35. Ubicación geológica donde se emplazara el puente. Fuente: INIGEMM, 2014

De acuerdo a las coordenadas de la cimentación presentadas en la Tabla 13 ubicamos el área de influencia del proyecto en estudio figura 36.

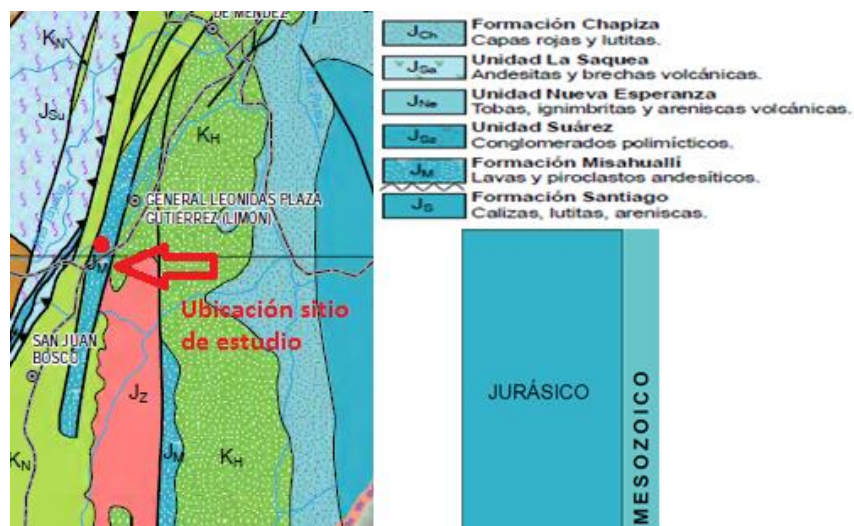


Figura 36. Formación geológica donde se ubicará la cimentación. Fuente: INIGEMM, 2017.

La zona de estudio se encuentra en la era mesozoica época jurásica, en la formación Misahualli, identificando la presencia de rocas andesitas y grandes conglomerados de rocas a lo largo de las orillas del río Yavintza.

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)
Andesita	2,2-2,35	10-15
Anfibolita	2,9-3,0	—
Arenisca	2,3-2,6	5-25 (16,0)
Basalto	2,7-2,9	0,1-2
Caliza	2,3-2,6	5-20 (11,0)
Carbón	1,0-2,0	10
Quarcita	2,6-2,7	0,1-0,5
Creta	1,7-2,3	30
Diabasa	2,9	0,1
Diorita	2,7-2,85	—
Dolomía	2,5-2,6	0,5-10
Esquisto	2,5-2,8	3
Gabro	3,0-3,1	0,1-0,2
Gneiss	2,7-3,0	0,5-1,5
Granito	2,6-2,7	0,5-1,5 (0,9)
Grauvaca	2,8	3
Mármol	2,6-2,8	0,3-2 (0,6)
Lutita	2,2-2,6	2-15
Pizarra	2,5-2,7	0,1-1
Riolita	2,4-2,6	4-6
Sal	2,1-2,2	5
Toba	1,9-2,3	14-40
Yeso	2,3	5

Figura 37. Valores de peso específico y porosidad de las rocas. Fuente: González de Vallejo, 2002.

La resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material (además de otros factores extrínsecos al material rocoso). La cohesión (c), es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna (ϕ), es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca; para la mayoría de las rocas éste ángulo varía entre 25° y 45° . (González de Vallejo, et al., 2002), como se puede observar en la figura 38 los valores de la roca andesita.

Valores típicos de c y ϕ para roca sana		
Roca	Cohesión c (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ_b (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

Figura 38. Valores c y ϕ para roca sana. Fuente: González de Vallejo et al., 2002.

El ábaco de la figura 39 nos indica el ángulo de corrección para tener mayor precisión con el instrumento, según el ángulo de lectura del esclerómetro debemos escoger la curva que se ajuste a nuestra necesidad y también la densidad de la roca andesita que es 2300 kg/cm^3 .

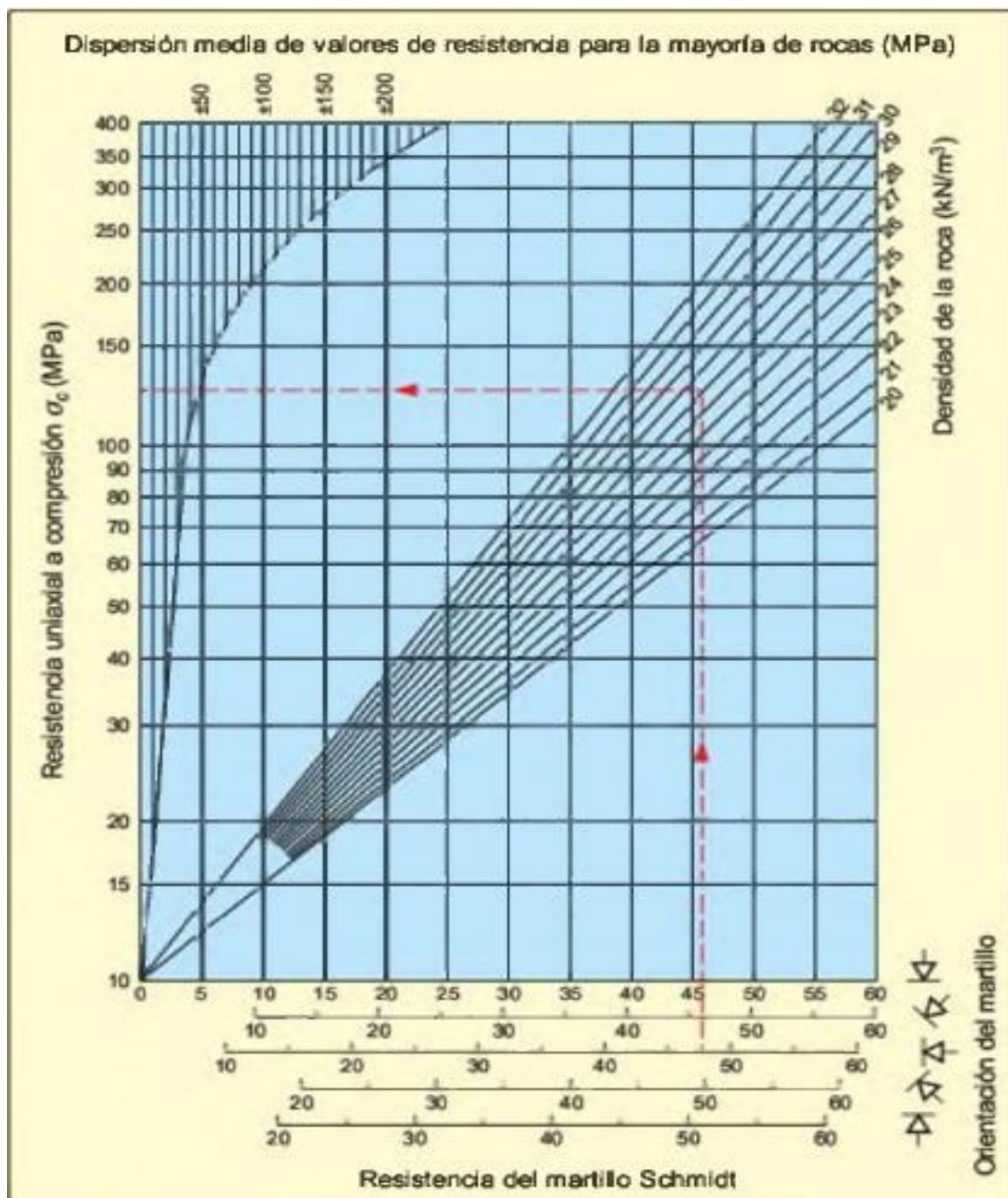


Figura 39. Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote. Fuente: González de Vallejo. 2002

Tabla 14
Lecturas del margen derecho

Margen Derecho				
Coordenada UTM WGS84		Número de Golpe	Resultado instrumento	Resistencia ajustada MPa
ESTE	NORTE			
784686.486	9674580.183	1	38	58
		2	40	64
		3	36	54
		4	38	58
		5	39	60
		6	38	58
		7	40	64
		8	38	58
		9	40	64
		10	37	56
		11	38	58
		12	38	58
		13	40	64
		14	37	57
		15	40	64
		16	38	58
		17	38	58
		18	36	54
		19	40	64
		20	38	58
		21	38	58
		22	40	64
		23	38	58
		24	40	64
		25	36	54
		26	38	58
Posición	-45°	27	38	58
Resistencia promedio MPa	59.23	28	40	64
Resistencia máxima MPa	64	29	36	54
Resistencia mínima MPa	54	30	38	58

Elaborado por: Autor

Tabla 15
Lecturas del margen izquierdo

Margen Izquierdo				
Coordenada UTM WGS84		Número de Golpe	Resultado instrumento	Resistencia ajustada MPa
ESTE	NORTE			
784686.486	9674580.183	1	37	57
		2	38	59
		3	38	59
		4	36	55
		5	40	65
		6	38	59
		7	40	65
		8	38	59
		9	38	59
		10	37	57
		11	38	59
		12	41	67
		13	40	65
		14	41	67
		15	40	65
		16	38	59
		17	40	65
		18	38	59
		19	40	65
		20	37	57
		21	41	67
		22	40	65
		23	38	59
		24	42	69
		25	37	57
		26	40	65
Posición	-90°	27	37	57
Resistencia promedio MPa	61.43	28	38	58
Resistencia máxima MPa	69	29	40	65
Resistencia mínima MPa	55	30	38	59

Elaborado por: Autor

2.9.5 Resultados de la lectura con el esclerómetro

Finalmente obtenemos los siguientes resultados tomando en cuenta que se dieron 30 golpes, las recomendaciones de la ISRM donde toma el promedio de los 10 valores más altos dándonos distintos índices de rebote, como no existe mucha variación se hizo promedio de los 30 valores:

- **En el margen derecho con un ángulo de aplicación de 45 grados**

Resistencia máxima 64 MPa

Resistencia mínima 54 MPa

Resistencia promedio 59.23 MPa

- **En el margen izquierdo con un ángulo de aplicación de -90 grados**

Resistencia máxima 69 MPa

Resistencia mínima 55 MPa

Resistencia Promedio 61.43 MPa

2.9.6 Estribo al margen izquierdo

El estrato para apoyo del estribo es una roca tipo andesita, caracterizada con su resistencia a la compresión simple, sus valores de RQD, y otras que lo definen geomecánicamente. Los valores de la resistencia a la compresión simple bajo el nivel de cimentación utilizada en la caracterización (61.43 MPa tabla 15).

2.9.6.1 Clasificación geomecánica RMR

La clasificación Rock Mass Rating (RMR) fue desarrollado por Z.T. Bieniawski en los años 1972 - 1973, que nos permite hacer una clasificación de un macizo rocoso 'in situ' donde su

principal ventaja es que es su sencillez de clasificación, para encontrar el Rock Mass Rating de calidad de la roca se hace uso de los seis aspectos del terreno que son los siguientes:

- La resistencia del material a compresión simple
- El RQD índice de calidad de la roca
- El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas
- El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas
- La presencia de agua
- Corrección por la orientación de las discontinuidades, según sea para taludes, túneles, cimentaciones.

La siguiente tabla nos indica las puntuaciones para la clasificación Rock Mass Rating del macizo rocoso, este valor puede ser desde 0 y 100 y nos ayuda a definir 5 clases distintas de macizos rocosos que van desde muy buena, hasta mal.

Clasificación geomecánica RMR (Blenlawski, 1989)										
Parámetros de clasificación										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %			
	Puntuación			20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación			20	15	10	8	5		
4	Estados de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables				
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12				
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25				
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60				

Figura 40. Clasificación del macizo rocoso RMR. Fuente: González de Vallejo. 2002.

2.9.6.2 La resistencia del material a compresión simple

La resistencia promedio de las 30 lecturas que nos dio el esclerómetro fue de 61.43 MPa, con una resistencia máxima de 69 MPa y una resistencia mínima de 55 MPa, (tabla 15), según la (figura 145), tenemos una puntuación de 7.

2.9.6.3 El RQD índice de calidad de la roca

Cuando no se posee información mediante núcleos de perforación se podrá asumir el RQD, por el número de fisuras por cada metro cúbico, donde se levantó estas fisuras en la cara del talud es decir cada metro cuadrado y se supuso que seguían un metro adentro del talud, dándonos los siguientes valores:

Número de muestras	Número de Fisuras
1	6
2	7
3	9
4	9
5	12
6	10
7	8
8	9
Promedio	8.8

Elaborado por: Autor

Mediante la siguiente fórmula (Libro González de Vallejo) nos ayuda a calcular el RQD con una $\pm 12\%$ de margen de error.

$$RQD\% = 115 - 3.3 \times Jv \quad \text{Ecu. 12}$$

Donde:

Jv : Promedio de fisuras por m^3

$$RQD\% = 115 - 3.3 \times 8.8$$

$$RQD\% = 85.96\%$$

Obteniendo una puntuación de 17

2.9.6.4 El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas

La separación de las fracturas es variable pero se asume las que están más pegadas es decir mayores a 60 mm. Obteniendo una puntuación de 5.

2.9.6.5 El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas

Se tiene cinco aspectos a tomar en cuenta (figura 145. Aspecto 4), donde se tomó en cuenta la sección 3.6 del libro de González Vallejo para poder caracterizar el macizo.

Longitud de la discontinuidad es entre 1 a 3 metros por tanto nos da una puntuación de 4.

Abertura es mayor a 0.1mm por tanto nos da una puntuación de 5.

Rugosidad es ondulada por tanto nos da una puntuación de 1.

Relleno es blando y es menor a 5 mm por tanto nos da una puntuación de 2.

Alteración muy alterada por tanto nos da una puntuación de 1.

La sumatoria de todos estos aspectos nos da una puntuación de 13.

2.9.6.6 La presencia de agua

La zona de estudio en un lugar donde su clima es húmedo por sus constantes lluvias se asume un estado general húmedo dándonos una puntuación de 7.

2.9.6.7 Corrección por la orientación de las discontinuidades

Es una cimentación con una pendiente el macizo rocoso medianamente inclinado, se asume una puntuación de -7.

Tabla 16
Margen Izquierdo

Clasificación del macizo rocoso RMR	Valores	Puntuación
La resistencia del material a compresión simple	61.43 MPa	7
El RQD índice de calidad de la roca	85.96%	17
El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas	<60mm	5
El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas		
Longitud de la discontinuidad	< 1m	6
Abertura	< 0.1mm	5
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno es blando	> 5 mm	2
Alteración	Moderada	3
La presencia de agua	Húmedo	7
Corrección por la orientación de las discontinuidades	Cimentación	-7
Sumatoria de todos los aspectos		
Σ Total		48

Elaborado por: Autor

2.9.7 Estribo A1 Margen Derecho

El estrato para apoyo del estribo es una roca tipo andesita, caracterizada con su resistencia a la compresión simple, sus valores de RQD, y otras que lo definen geomecánicamente. Los valores de la resistencia a la compresión simple bajo el nivel de cimentación utilizada en la caracterización (59.23 MPa tabla 14).

2.9.7.1 Clasificación geomecánica RMR

Se realizara de la misma forma que el margen izquierdo para encontrar el Rock Mass Rating de calidad de la roca se hace uso de los seis aspectos del terreno que son los siguientes:

- La resistencia del material a compresión simple
- El RQD índice de calidad de la roca
- El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas
- El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas

- La presencia de agua
- Corrección por la orientación de las discontinuidades, según sea para taludes, túneles, cimentaciones.

2.9.7.2 La resistencia del material a compresión simple

La resistencia promedio de las 30 lecturas que nos dio el esclerómetro fue de 59.23 MPa, con una resistencia máxima de 64 MPa y una resistencia mínima de 54 MPa, (tabla 14), según la (figura 145), tenemos una puntuación de 7.

2.9.7.3 El RQD índice de calidad de la roca

Cuando no se posee información mediante núcleos de perforación se podrá asumir el RQD, por el número de fisuras por cada metro cubico, donde se levantó estas fisuras en la cara del talud es decir cada metro cuadrado y se supuso que seguían un metro adentro del talud, dándonos los siguientes valores:

Numero de muestras	Numero de Fisuras
1	6
2	7
3	9
4	9
5	12
6	10
7	8
8	9
Promedio	8.8

Elaborado por: Autor

Mediante la siguiente fórmula (Libro González de Vallejo) nos ayuda a calcular el RQD con una $\pm 12\%$ de margen.

$$RQD\% = 115 - 3.3 \times Jv \quad \text{Ecu. 13}$$

Donde:

Jv : Promedio de fisuras por m^3

$$RQD\% = 115 - 3.3 \times 8.8$$

$$RQD\% = 82.90\%$$

Obteniendo una puntuación de 17

2.9.7.4 El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas

La separación de las fracturas es variable pero se asume las que están más pegadas es decir mayores a 60 mm. Obteniendo una puntuación de 5.

2.9.7.5 El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas

Se tiene cinco aspectos a tomar en cuenta (figura 145. Aspecto 4), donde se tomó en cuenta la sección 3.6 del libro de González Vallejo para poder caracterizar el macizo.

Longitud de la discontinuidad es de 1 a 3 metros por tanto nos da una puntuación de 4

Abertura es entre 0.10 mm a 1 mm por tanto nos da una puntuación de 3

Rugosidad es muy rugosa por tanto nos da una puntuación de 6

Relleno es blando y es menor a 5 mm por tanto nos da una puntuación de 2

Alteración ligeramente alterada por tanto nos da una puntuación de 5

La sumatoria de todos estos aspectos nos da una puntuación de 20

2.9.7.6 La presencia de agua

La zona de estudio en un lugar donde su clima es húmedo por sus constantes lluvias se asume un estado general húmedo dándonos una puntuación de 7.

2.9.7.7 Corrección por la orientación de las discontinuidades

Es una cimentación con una pendiente el macizo rocoso es desfavorable, se asume una puntuación de -15.

Tabla 17
Margen Derecho

Clasificación del macizo rocoso RMR	Valores	Puntuación
La resistencia del material a compresión simple	61.43 MPa	7
El RQD índice de calidad de la roca	85.96%	17
El espaciamiento de diaclasas o fracturas en las rocas	<60mm	5
El estado de las diaclasas o fracturas en las rocas		
Longitud de la discontinuidad	< 1m	6
Abertura	< 0.1mm	5
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno es blando	> 5 mm	2
Alteración	Moderada	3
La presencia de agua	Húmedo	7
Corrección por la orientación de las discontinuidades	Cimentación	-7
Sumatoria de todos los aspectos		
ΣTotal		48

Elaborado por: Autor

2.9.8 Clasificación del macizo rocoso según RMR

Se tiene cinco tipos de macizos rocosos según el Rock Mass Rating, donde nuestros macizos se encuentra en la clase III el de margen izquierdo con una valoración de 43 y el margen derecho con una valoración de 41, es decir un macizo en unas condiciones medias dándonos una cohesión que varía desde 0.20 MPa – 0.30 MPa y con un ángulo de rozamiento de 25°-35°.

Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR				
Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	$> 4 \text{ kg/cm}^2$	$> 45^\circ$
II	Buena	80-61	$3-4 \text{ kg/cm}^2$	$35^\circ-45^\circ$
III	Media	60-41	$2-3 \text{ kg/cm}^2$	$25^\circ-35^\circ$
IV	Mala	40-21	$1-2 \text{ kg/cm}^2$	$15^\circ-25^\circ$
V	Muy mala	< 20	$< 1 \text{ kg/cm}^2$	$< 15^\circ$

Figura 41. Tipos de macizo rocosos RMR. Fuente: González de Vallejo. 2002.

2.9.9 Capacidad de carga

Se aplicará el Método de Serrano y Olalla que se basa en utilizar el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980), y “Cimentaciones Superficiales sobre Rocas”, de Luis González Vallejo.

Método valido cuando se presentan las condiciones de los estados I, IV y V. De acuerdo a las condiciones observadas nuestros macizos se ajustan al Grupo IV.

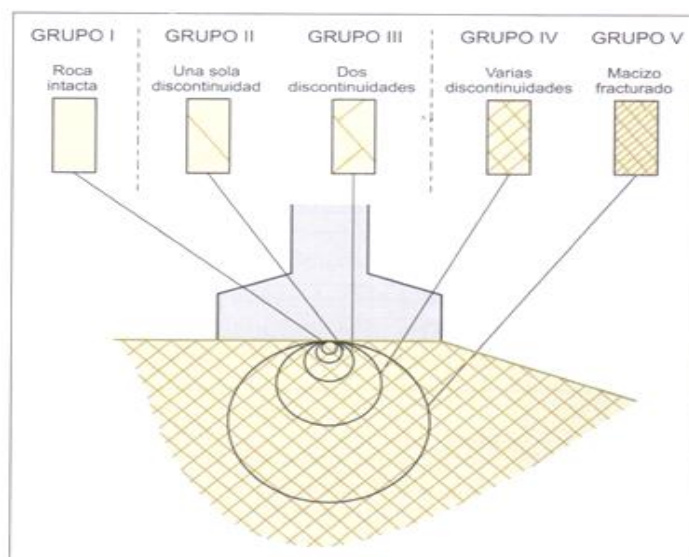


Figura 42. Cargas superficiales hacia distintos tipos de rocas. Fuente: González de Vallejo. 2002

A partir de estos resultados y aplicándola última versión del criterio de rotura de Hoek-Brown (2002) propuesto inicialmente en 1980. Es posible obtener los parámetros de resistencia al corte

“Referencia Introducción a la Ingeniería de Túneles, de Hernán Gavilanes y Byron Andrade, cap. 7.” La versión más reciente del criterio de rotura se establece como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \times \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Ecu. 14}$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzos principales mayores en rotura.

σ_3 : Son los esfuerzos principales menor en rotura.

m, s, a: Dependen de las características y propiedades del macizo rocoso.

También se puede expresar en función de la tensión tangencial τ , y normal σ_n , en forma paramétrica, de la manera siguiente: (Serrano y Olalla, 1994); Referencia Ingeniería geológica, de Luis González de Vallejo, cap. 3.7, recuadro 3.10.

$$\tau = \beta \frac{1 - \text{sen}\Phi}{\text{tag}\Phi} \quad \text{Ecu. 15}$$

$$\sigma_n = \beta \left(\frac{(1 - \text{sen}\Phi)^2}{2\text{sen}^2\Phi} (1 - 2\text{sen}\Phi) - \xi \right) \quad \text{Ecu. 16}$$

$$\beta = \frac{m \times \sigma_{ci}}{8} \exp \frac{RMR - 100}{28} \quad \text{Ecu. 17}$$

$$\xi = \frac{8}{m^2} \exp \frac{RMR - 100}{25.2} \quad \text{Ecu. 18}$$

Donde:

Φ : Ángulo de rozamiento interno

σ_{ci} : Carga de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.

β y ξ : Parámetros para encontrar esfuerzos normales y tangenciales

m : Parámetro de Hoek, que depende del tipo, textura y clase del macizo rocoso de la siguiente tabla.

Valores de la constante m , para la matriz rocosa				
Tipo de roca y valor de la constante m				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss (*)	33
	Cuarcita	24	Esquistó (*)	4-8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	4
	Granodiorita	(30)	Basalto	8
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Figura 43. Gráfico parámetro de Hoek, que depende del tipo de roca, clase y textura. Fuente: González de Vallejo. 2002.

Con los valores de m , correspondiente 4 para una roca andesita.

Parámetros para encontrar esfuerzos normales y tangenciales

Para el margen Izquierdo $\sigma_{ci} = 61.43 \text{ MPa}$

$$\beta = \frac{4 \times 61.43}{8} \exp \frac{43 - 100}{28}$$

$$\beta = 4.001$$

$$\xi = \frac{8}{4^2} \exp \frac{43 - 100}{25.2}$$

$$\xi = 0.052$$

Para el margen derecho $\sigma_{ci} = 59.23 \text{ MPa}$

$$\beta = \frac{4 \times 59.23}{8} \exp \frac{41 - 100}{28}$$

$$\beta = 3.60$$

$$\xi = \frac{8}{4^2} \exp \frac{41 - 100}{25.2}$$

$$\xi = 0.048$$

Los esfuerzos σ_{01}^* que actúan en los márgenes de la zapata que depende de la inclinación de la carga y del terreno y de la sobrecarga externa normalizada.

Para el margen izquierdo

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \xi \quad \text{Ecu. 19}$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_{ROCA} \times H_{CIMENTACIÓN}}{\beta} \quad \text{Ecu. 20}$$

Donde:

$H_{CIMENTACIÓN}$: Profundidad de cimentación

γ_{ROCA} : Peso específico

La cimentación no tendrá profundidad será sobre dados de hormigón ciclópeo

$$\sigma_1 = \frac{2300 \times 0}{3.60}$$

$$\sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{0}{4.001} + 0.052$$

$$\sigma_{01}^* = 0.052$$

Para el margen derecho

$$\sigma_1 = \frac{2300 \times 0}{3.60}$$

$$\sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{0}{3.60} + 0.048$$

$$\sigma_{01}^* = 0.048$$

Coeficiente de carga de hundimiento de los macizos rocosos tanto para el estribo izquierdo y derecho, donde el contorno uno representa la carga de estribo y en nuestro caso el ángulo igual a cero del terreno donde va a ser cimentado y el contorno dos las cargas con el ángulo del terreno.

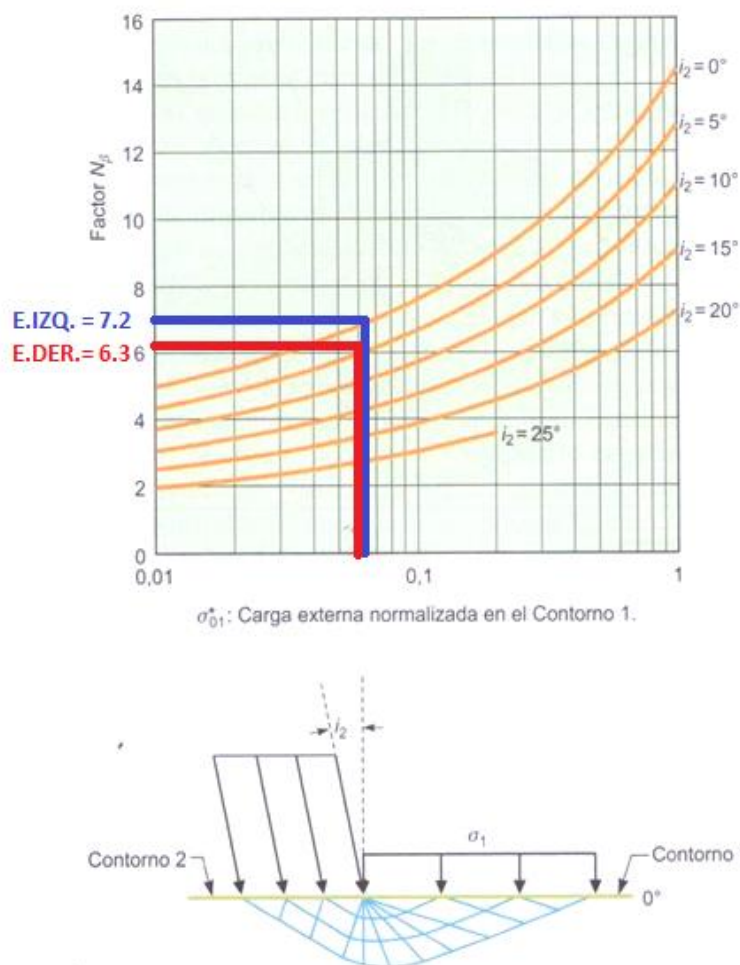


Figura 44. Coeficiente de Carga de Hundimiento N_β en Función de la Carga Exterior Normalizada y del Ángulo de Inclinación de las cargas. Fuente: González de Vallejo. 2002.

La expresión que proporciona la carga de hundimiento, Ph , es:

$$Ph = \beta(N_\beta - \xi) \quad \text{Ecu. 21}$$

$$Ph_{IZQ.} = 4.001 (7.2 - 0.052)$$

$$Ph_{IZQ.} = 28.60 MPa$$

$$Ph_{DER.} = 3.60 (6.3 - 0.048)$$

$$Ph_{DER.} = 22.51 MP$$

Se aplicara en factor de seguridad de 3 según la (NEC 2011, Tabla. 9.4.1, Geotecnia y Cimentaciones).

$$qa = \frac{Ph}{F} \quad \text{Ecu. 22}$$

Donde:

Ph : Carga de hundimiento

F : Coeficiente de seguridad

qa : Esfuerzo admisible del suelo

$$qa_{ESTRIBO IZQ.} = \frac{28.60 Mpa}{3}$$

$$qa_{ESTRIBO IZQ.} = 9.53 MPa = 97.18 \frac{kg}{cm^2}$$

$$qa_{ESTRIBO DER.} = \frac{22.51 Mpa}{3}$$

$$qa_{ESTRIBO DER.} = 7.50 MPa = 76.50 \frac{kg}{cm^2}$$

Para el diseño de la infraestructura se procederá tanto para el estribo izquierdo y derecho con un esfuerzo admisible del suelo de $qa = 75 \frac{kg}{cm^2}$

CAPÍTULO 3. Estudio Estructural y de Diseño

3.1 Consideraciones de carga

Según las especificaciones de la AASHTO para la construcción de puentes, es necesario analizar todas las cargas que actúan sobre la estructura, como las cargas permanentes actuantes en toda la vida útil de la estructura (carga muerta y presión de tierras) y cargas variables actuantes según distinto uso (carga viva, impacto de carga viva, carga de viento, esfuerzo durante el montaje, fuerzas sísmicas entre otras).

3.1.1 Carga permanentes

3.1.1.1 Carga muerta

Las cargas permanentes a ser consideradas, en la superestructura, serán todo el peso de la estructura, incluyendo las cargas de acabados, entre los que constan las veredas y protecciones.

La infraestructura estará sometida igualmente a la carga muerta propia y la proveniente de la superestructura, la presión de tierras.

Tabla 18
Pesos específicos de materiales a ser utilizados

TABLA DE MATERIALES		
MATERIAL	Peso específico	
	KN/m ³	kgf/m ³
Hormigón simple	22	2200
Hormigón armado	25	2500
acero redondo	78.5	7850
acero estructural	78.5	7850
acero estructural en vigas (incluido soldadura)	80	8000

Maderas moldaje (pino, álamo)	8	800
Capa Asfáltica	24	2400
Material de Relleno (variable)	24	2400

Elaborado por: Autor

3.1.1.2 Empuje de Tierras

Es cuando la estructura resiste los rellenos de tierra y según la AASHTO se la debe calcular con la Teoría de Coulomb y también que ninguna estructura se calculara con una presión inferior a 500 kg/m³. El diseño de la estructura deberá incluir el drenaje adecuado en los rellenos.

3.1.2 Cargas Variables

3.1.2.1 Carga Viva

Es la variación de cargas que transitan en la estructura es decir los movimientos dinámicos de vehículos y peatones.

- **Cargas Peatonales**

Según la AASHTO es una carga que es 0.0036 MPa que se aplica a veredas que su espacio libre sea mayores a 0.6 metros, que actúan al mismo tiempo con la carga vehicular.

- **Carga vehicular**

Se consideran tres tipos de cargas: carga de camión, de faja y de tándem.

Carga de camión HL-93 el ancho de vía de diseño es de 3.6 m con separación transversal entre los ejes 1.8 m (figura 1A) y en su parte longitudinal cuenta con tres ejes con una separación de 4.3 m entres los dos primeros ejes y es variables de 4.3 a 9 m de distancia

admitiendo cargas del primer eje en 35000 N, segundo eje en 145000N y tercer eje en 145000 N (figura 2A).

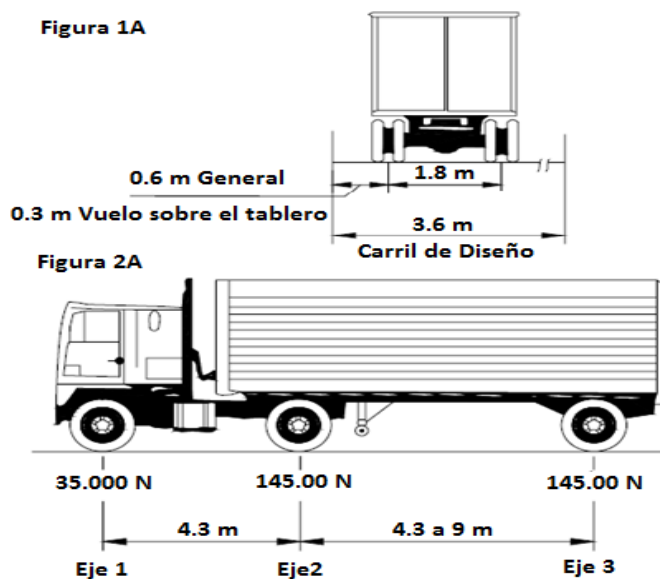


Figura 45. Camión de diseño HL-93. Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.4.2.1.2.1, 2004

- **Carga de Tándem**

Se fundamenta en un par de ejes de con cargas idénticas de 11.22 T separadas longitudinalmente 1.8 m y transversalmente 1.2 m.

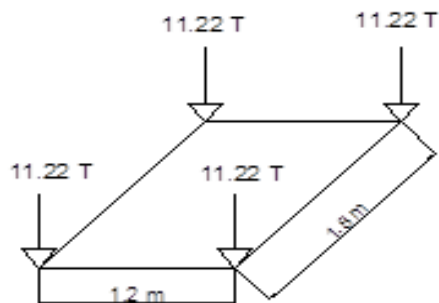


Figura 46. Características de Tándem de diseño. AASHTO-LRFD, Sección 3.4.2.1.2.2, 2004

- **Carga de faja**

Es una carga distribuida en sentido longitudinal de 0.949 T/m y transversalmente se la asume distribuida en 3 m.

- **Modificación por número de vías cargadas**

Para calcular los máximos efectos de las cargas vivas se deben considerar todas las posibles combinaciones de acuerdo al número de vías cargadas.

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

Figura 47. Factor de presencia múltiple. Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.6.1.1.2, 2004.

3.1.2.2 *Carga de fatiga*

Es la carga del camión de diseño en este caso HL- 93 pero la separación del eje 2 y 3 se será de 9 m con una carga de aplicación de 145 kN, también se le aplicará efectos dinámicos. Para sacar los máximos esfuerzos tanto en dirección longitudinal como transversal se ubicará al camión de diseño donde se produzcan los efectos máximos y mínimos para los elementos de diseño, dependiendo la carga de fatiga del TPD de los vehículos de tres o más ejes por cada dirección.

3.1.2.3 *Fuerzas en las protecciones laterales (Bordillo)*

Se debe considerar una carga lateral de 745 Kg/ml, en la parte alta del bordillo o a una altura de 0.25 m si el bordillo mide más de dicha medida.

3.1.2.4 Carga Dinámica

Los efectos dinámicos no se consideran a estructuras enterradas y también a las que son de madera, las demás se deben mayorar la carga viva del camión de diseño según la figura 40.

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

Figura 48. Incremento por Carga Dinámica, IM. Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.6.2.1, 2004

3.1.2.5 Fuerza de frenado

Se debe considerar el mayor de los siguientes argumentos:

- Se establece 5 % del camión de diseño o del tándem de diseño más la carga del carril.
- Se establece el 25 % de cada eje del camión de diseño o del tándem de diseño

La fuerza de frenado se aplicará a todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que se encuentren en la misma dirección de flujo vehicular. Se aplicara una fuerza a una distancia de 1.8 m sobre la superficie de la calzada en cualquier dirección longitudinal.

3.1.2.6 Variaciones de temperatura

Hay dos parámetros principales en tomar en cuenta que son:

- Rangos de temperatura

Las inflexiones producida por el calentamiento de los elementos estructurales se las determina con la diferencia de sus límites tanto inferior como el superior dándonos como

resultado la temperatura de diseño con la que supuestamente se construirá, de tal forma podemos utilizar los valores de la siguiente figura. Teniendo en consideración que debemos tomar las 48 horas anteriores a la colocación del hormigón, así tendremos una temperatura de referencia.

Material	Costa	Sierra	Amazonia
Concreto armado o presforzado	10° a 40°	-10° a 35°	10° a 50°
Acero	5° a 5°	-20° a 50°	10° a 60°
Madera	10° a 40°	-10° a 35°	10° a 50°

Figura 49. Rangos de Temperatura en distintos ambientes. Fuente: Rodríguez Serquén, 2016.

- Gradiente de temperatura

Debemos considerar aumentar un gradiente de temperatura si tenemos un tablero de hormigón. La resta T1 y T2 que es la temperatura corresponderá a los valores positivos dados en la Figura anterior, o a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la Figura siguiente por -0.5 .

Región	Sin Asfalto		Asfalto con 5cm Espesor		Asfalto con 10cm Espesor	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Amazonia	50	20	45	20	40	20

Figura 50. Temperaturas que definen los Gradientes. Fuente: Rodríguez Serquén, 2016.

3.1.2.7 Cargas de viento

Las presiones de viento son iguales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura menor a 10 m, medida desde su punto más bajo se considerará la velocidad del viento como constante.

Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = C V_{10} \ln \left(\frac{z}{Z_0} \right) \geq V_{10} \quad \text{Ecu. 23}$$

Donde:

V_z : velocidad del viento (km/h) a la altura z

V_{10} : velocidad de referencia, correspondiente a $z=10$ m.

z : altura por encima del nivel del terreno o del agua (m)

C, Z_0 : constantes figura 47

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

Figura 51. Valores de las constantes C, Z_0 . Fuente: Manual de diseño de Puentes, 2010.

- **Presiones horizontales sobre los vehículos**

Se considera una carga de 1.5 KN/m como la fuerza que ejerce el viento sobre los vehículos, a una altura de 1.8 m medido desde la parte superior del tablero actuando de forma transversal.

- **Presiones verticales**

Se considera una fuerza vertical hacia arriba de 0.96 KN/m² multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos, que actúa a ¼ del total del tablero, en barlovento.

- **Inestabilidad aeroelástica**

Deberán considerarse para todas las estructuras con una relación peralte / luz o ancho del tablero / luz menor que 1/30.

3.1.2.8 Fuerzas sísmicas

Hay que tomar en cuenta las fallas activas de los alrededores del sitio de implantación del puente, considerando la respuesta sísmica del suelo y principal las características elásticas de la estructura y su distribución de masas. Se considera que un sismo produce fuerzas laterales actuantes en cualquier sentido, considerándolas como fuerzas estáticas, se la calcula con la siguiente expresión:

$$EQ = C_x F_x W \quad \text{Ecu. 24}$$

Donde:

EQ: Fuerza horizontal estática, aplica en el centro de gravedad del puente.

F: Factor de forma, es 1 para columnas simples o pilas y 0.8 para estructuras aporticadas.

W: Carga muerta de la estructura

C: Coeficiente sísmico, está en función de la máxima aceleración a nivel de roca (A), factor de respuesta normalizada (R), factor de amplificación del suelo (S) y factor de ductilidad (Z).

El valor de C en función del periodo de vibración del puente T, considerando que lo mínimo de C es 0.06 para estructuras de A menor a 0.3g; $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$:

$$T = 0.32\sqrt{(W/P)} \quad \text{Ecu. 25}$$

Donde

T: Período de vibración del puente.

P: Fuerza total, flexión horizontal máxima de 2.5 cm.

Capítulo 4. Diseño de la Superestructura y de la Infraestructura

4.1 Denominación de las Cargas

Para poder analizar el puente de mejor manera la AASHTO, considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias.

Cargas permanentes:

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

DD: Fricción negativa

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 postensado

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

IM: Incremento por carga vehicular dinámica

LL: Sobrecarga vehicular

LS: Sobrecarga de la carga viva

PL: Sobrecarga peatonal

SE: Asentamiento

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

4.2 Factores de carga y combinaciones de cargas

A los puentes se diseñan considerando los estados límites dados por la AASHTO, se toma en cuenta todas las combinaciones de carga con la finalidad de lograr su construcción, seguridad y servicialidad durante su vida útil.

Según la AASHTO sollicitación para su mayoración total será calculada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Ecu. 26}$$

Donde:

η_i : modificador de las cargas

Q_i : sollicitaciones de las cargas

γ_i : factor 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)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENO EXTREMO II	γ_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	γ_{TG}	γ_{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	γ_{TG}	γ_{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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 52. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga. Fuente: AASHTO, Sección 3.4.1, 2004.

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	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Figura 53. Factores para cargas permanentes, γ_p . Fuente: AASHTO, Sección 3.4.1, 2004.

4.3 Diseño de la superestructura del puente.

El puente sobre el río Yavintza está compuesto por un tablero de hormigón armado con una gradiente transversal de 2% (figura 55) con 5 m de ancho y 20 m de largo que consta (figura 54), con un carril de 3.60 metros con veredas de 0.70 m a cada lado incluyendo barandales, este tablero descansa sobre 3 vigas rectas separadas cada una de ellas 1.5 m (figura 57).

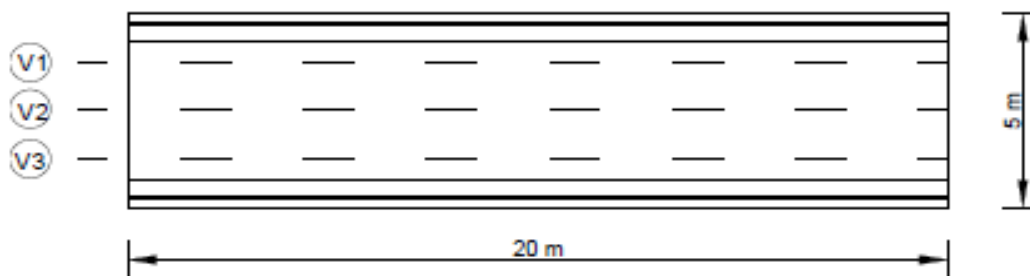


Figura 54. Vista en planta del tablero. Elaborado por: El autor

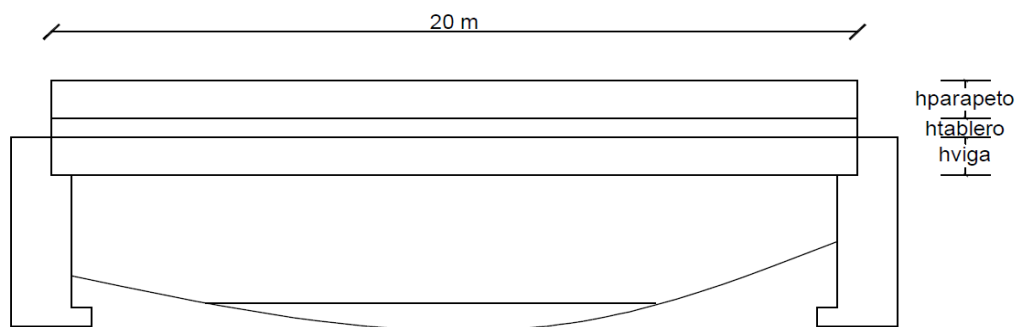


Figura 55. Sección longitudinal de la superestructura. Elaborado por: El autor

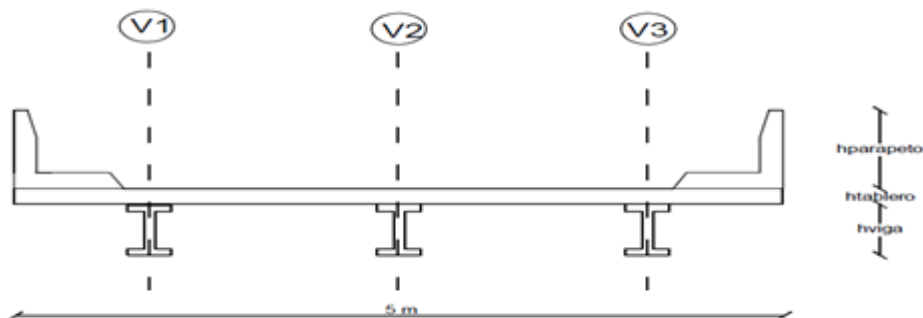


Figura 56. Sección transversal de la superestructura. Elaborado por: El autor.

4.3.1 Pre dimensionamiento de la protección lateral

Dado que tenemos un tráfico muy bajo por la zona de estudio, la velocidad que pueden alcanzar tanto camiones como vehículos livianos es muy limitada, por tal motivo la AASHTO recomienda un nivel de ensayo TL-2 en la tabla 17 se puede ver sus fuerzas que influyen en su diseño.

Tabla 19

Cargas de diseño para las protecciones laterales

Niveles de Ensayo para las Barandas TL-2		
Fuerzas de diseño y simbología		Unidades
Fuerza horizontal transversal de impacto (F_t) =	120000	N
Fuerza horizontal longitudinal de impacto (F_L) =	40000	N
Peso del vehículo distribuido sobre L_v (F_v) =	20000	N
Longitud de contacto de la ruedas (L_t y L_L) =	1070	mm
Longitud de aplicación del peso vehículo (L_v) =	5500	mm
Altura efectiva mínima de la fuerza (H_e -min.) =	610	mm
Altura mínima de protección vehicular (H) =	685	mm

Elaborado por: Autor

Obtenidas las cargas, en la figura 53 se puede apreciar como son aplicadas y también donde se las aplica tanto de forma longitudinal como de forma transversal.

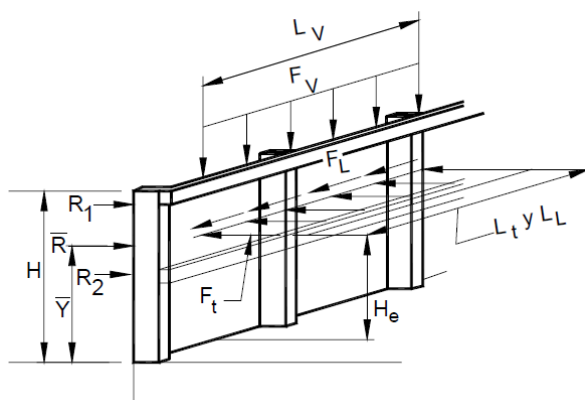


Figura 57. Cargas en una baranda metálica, donde se aplican tanto en altura y longitud de distribución horizontal.

Fuente: AASHTO, Sección A13.2, 2004.

4.3.1.1 Características de los materiales utilizados en el diseño del parapeto

- Resistencia del hormigón de las protecciones laterales: $f'c = 28MPa$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $Es = 200000N/mm^2$
- Fluencia del acero de refuerzo: $fy = 420MPa = 420 N/mm^2 = 4200 Kg/cm^2$

Se ha escogido como parapeto de columnas cuadradas de 200 mm de lado con una altura de 1100 mm de hormigón armado separadas cada una de ellas por 1800 mm (Figura 54).

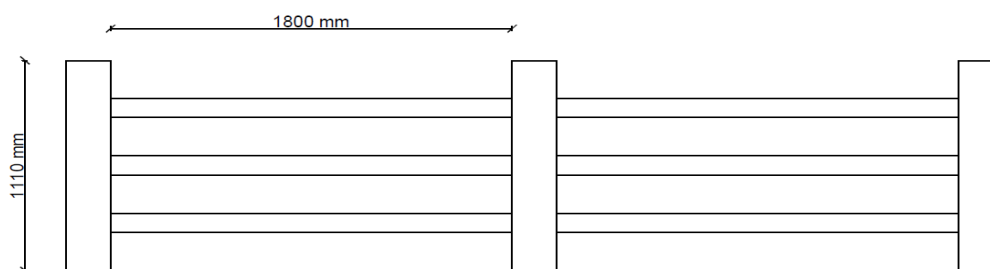


Figura 58. Vista longitudinal de las protecciones laterales del puente. Elaborado por: El autor.

De la misma manera se ubicaron 3 tubos cuadrados de acero de 100 mm de lado con un espesor de 3 mm en cada vano separados cada 200 mm (figura 55). La acera tiene un ancho de 200 cm con una sección constante en lo largo del puente.

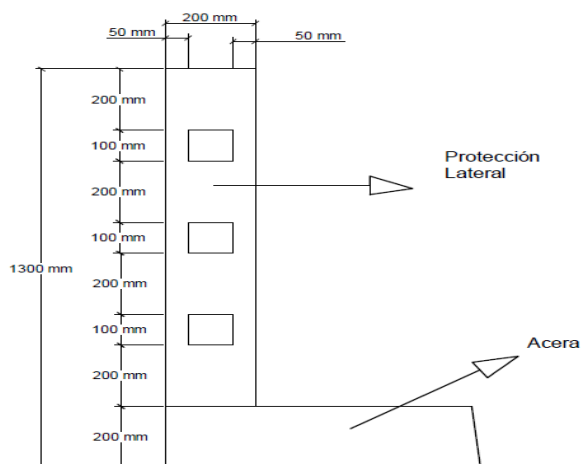


Figura 59. Vista transversal de las protecciones laterales del puente. Elaborado por: El autor

4.3.2 Pre dimensionamiento del tablero de hormigón armado

El tablero poseerá armadura principal perpendicular al tráfico y armadura secundaria paralela al tráfico con los siguientes datos:

- Ancho total del tablero: $A_{CALZADA+2Acercas} = A_{C+A} = 3600 \text{ mm} + 1400 = 5000\text{mm}$
- Luz: $L = 20000\text{mm}$
- Número de vigas: $N_V = 3$
- Resistencia del hormigón: $f'c = 28\text{MPa} = 28\text{N/mm}^2$
- Fluencia del acero: $f_y = 420\text{MPa} = 420 \text{ N/mm}^2 = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Carga vehicular: $HL - 93$

4.3.2.1 Espaciamiento entre vigas (S) y longitud del voladizo (L_V)

Las siguientes expresiones (Ecu. 16 y Ecu. 17) nos ayudan a determinar la separación idónea entre vigas.

$$S \geq 2 \times L_V \quad \text{Ecu. 27}$$

$$L_V = \frac{W - S(N_V - 1)}{2} \quad \text{Ecu. 28}$$

Donde:

L_V : Longitud del voladizo (m)

S : Espaciamiento entre vigas (m)

W : Ancho total del puente (m)

N_V : Número de vigas

Reemplazando (Ecu. 27) en (Ecu. 28) y despejando S tenemos la siguiente igualdad:

$$S = \frac{W}{N_v}$$

$$S = \frac{5.00}{3}$$

$$S = 1.66 \text{ m} \sim 1.70 \text{ m}$$

Con el valor de S calculado la longitud del voladizo (L_V) es el siguiente:

$$L_V = \frac{5 - 1.70(3 - 1)}{2}$$

$$L_V = 0.8 \text{ m}$$

4.3.2.2 *Espesor del tablero*

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 de la AASHTO nos da la siguiente expresión (Ecu. 18) para tramos simples para determinar su grosor mínimo.

$$t_{MIN} = \frac{1.20 \times (S + 3000)}{30} \quad \text{Ecu. 29}$$

Donde:

t_{MIN} : Profundidad mínima del tablero (mm)

S : Distancia paralela entre los ejes longitudinales de las vigas (mm)

$$t_{MIN} = \frac{1.20 \times (1700 + 3000)}{30} = 188 \text{ mm} \sim 190 \text{ mm}$$

Con el espesor mínimo del tablero se debe agregar una capa de desgaste de tal forma así se obtiene la conservación de la estructura se la conoce como capa sacrificial ($h_{SACRIFICIAL}$).

$$h_{SACRIFICIAL} = 20 \text{ mm}$$

Finalmente se obtiene el ancho del tablero que es la suma de la profundidad mínima y la capa de desgaste (Ecu. 29), cumpliendo así los requerimientos de la AASHTO.

$$T_{Total} = t_{MIN} + h_{SACRIFICIAL} \quad \text{Ecu. 30}$$

$$t_{Total} = t_{MIN} + h_{SACRIFICIAL}$$

$$t_{Total} = 190\text{mm} + 20\text{mm} = 220\text{mm}$$

Quedando defino las dimensiones de la superestructura detalla en la figura 56.

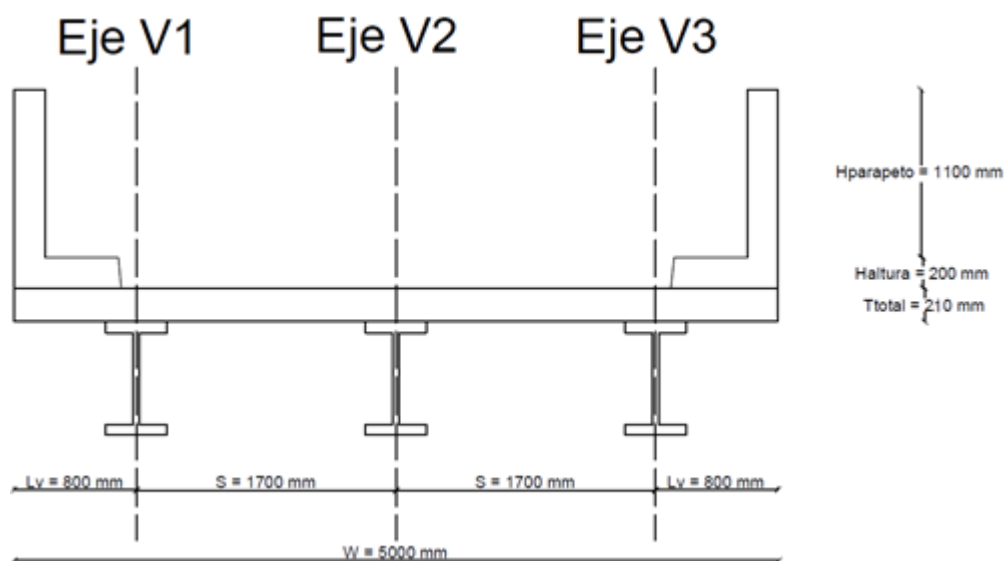


Figura 60. Sección transversal de la superestructura. Elaborado por: El autor.

4.3.3 Diseño del tablero de hormigón

4.3.3.1 Carga permanente solicitante

Se calculara el peso de los elementos que están de forma permanente en el tablero, se debe tomar una franja del tablero en dirección del flujo vehicular de un ancho de 1 mm, y las densidades se tomaran de la tabla 20.

4.3.3.2 Carga de las protecciones laterales

Las especificaciones de las protecciones laterales esta dado en la sección 4.3.1.1, procediendo con el cálculo.

$$Pb_{Total\ Barandas} = Pb_{H.S.} + Pb_{T.A.} \quad \text{Ecu. 31}$$

Hay que tener en cuenta que tenemos 10 columnas de concreto debido la luz del puente.

$$Pb_{H.S.} = Volumen \times densidad \times gravedad \times \#columnas \quad \text{Ecu. 32}$$

$$Pb_{H.S.} = (200 \times 200 \times 1100) \times 2.4 \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 10$$

$$Pb_{H.S.} = 10359.36 N$$

Cada vano está formado como indica en la figura 50, teniendo un total de 9 vanos, con 3 tubos en cada uno de ellos donde sus características geométricas nos indica la figura 51, esto nos ayuda para sacar su carga.

$$Pb_{T.A.} = Volumen \times densidad \times gravedad \times \#columna \quad \text{Ecu. 33}$$

$$Pb_{T.A.} = \{(100 \times 100) - (96 \times 96)\} \times 1800 \text{ mm}^3 \times 7.85 \times 10^{-6} \frac{Kg}{mm^3} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 3 \times 9$$

$$Pb_{T.A.} = 2934.21 N$$

$$Pb_{Total\ Barandas} = 10359.36\ N + 2934.21\ N$$

$$Pb_{Total\ Barandas} = 13293.57\ N$$

Para obtener la carga de aplicación de cada milímetro se divide para su longitud, teniendo en cuenta que esta carga será aplica a una distancia de 100 mm

$$Pb = \frac{Pb_{Total\ Barandas}}{Longitud\ del\ puente} \quad \text{Ecu. 34}$$

$$Pb = \frac{13293.57\ N}{20000\ mm}$$

$$Pb = 0.66 \frac{N}{mm}$$

4.3.3.3 Carga de la superficie de rodadura

La superficie de rodadura de sección uniforme a lo largo de todo el tablero es una capa asfáltica con espesor de 50 mm y ancho de 3600 mm.

$$W_{DW} = Densidad_{DW} \times g \times h \quad \text{Ecu. 35}$$

$$W_{DW} = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 50\ mm \times 1\ mm$$

$$W_{DW} = 1.18 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.3.4 Carga de la losa del tablero

Es una superficie constante y como se recalco se tomara 1 mm para su diseño.

$$W_L = \rho_L \times g \times h_L \quad \text{Ecu. 36}$$

$$W_L = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 210\ mm \times 1\ mm$$

$$W_L = 4.94 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.3.5 Carga de la acera

Se toma en cuenta el espesor de la losa que es de 210 mm, aumenta el peso de la acera para la circulación de los peatones teniendo una altura de 200 mm y un ancho de 700 mm en cada lado de los volados del puente en toda la longitud del mismo.

$$W_V = \rho_V \times g \times h_V \quad \text{Ecu. 37}$$

$$W_V = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 200mm \times 1mm$$

$$W_V = 4.71 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.4 Aplicación de carga muerta para la obtención de momentos flectores y reacciones en los apoyos.

Se toma en consideración que la franja del tablero es como una viga con apoyos rígidos y continuos figura 56. Para los momentos tanto positivos como negativos y reacciones se deben calcular por separado con el fin de facilitar la aplicación de los factores de carga (γ_p).

Las secciones de análisis en la viga equivalente que representa a la franja del tablero en análisis son las siguientes:

- En el apoyo B, para la reacción RB y momento máximo negativo MB_{MAX-}
- En el apoyo C, para el momento máximo negativo MC_{MAX-}
- A $0.40 \times S$ del apoyo B para el momento máximo positivo MB_{MAX+}
- En el centro del vano entre los apoyos B y C para el momento máximo positivo MBC_{MAX+} .

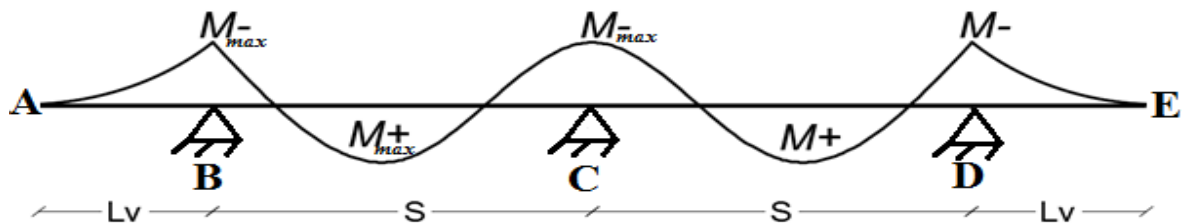


Figura 61. Viga equivalente representada por su diagrama de momentos. Elaborado por: Autor

Para el cálculo de las distintas aplicaciones de carga, tanto de momentos flectores que se los expresara en $\frac{N \cdot mm}{mm}$ y de reacciones expresados en $\frac{N}{mm}$ de la viga equivalente se utilizará el software SAP 2000 v17.

4.3.4.1 Carga de la losa del tablero

La carga de la losa sobre la viga equivalente está representada en la figura 58.

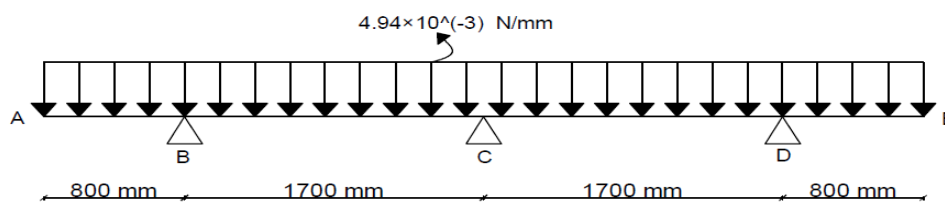


Figura 62. Carga distribuida de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores, los resultados se muestran en la siguiente figura 59.

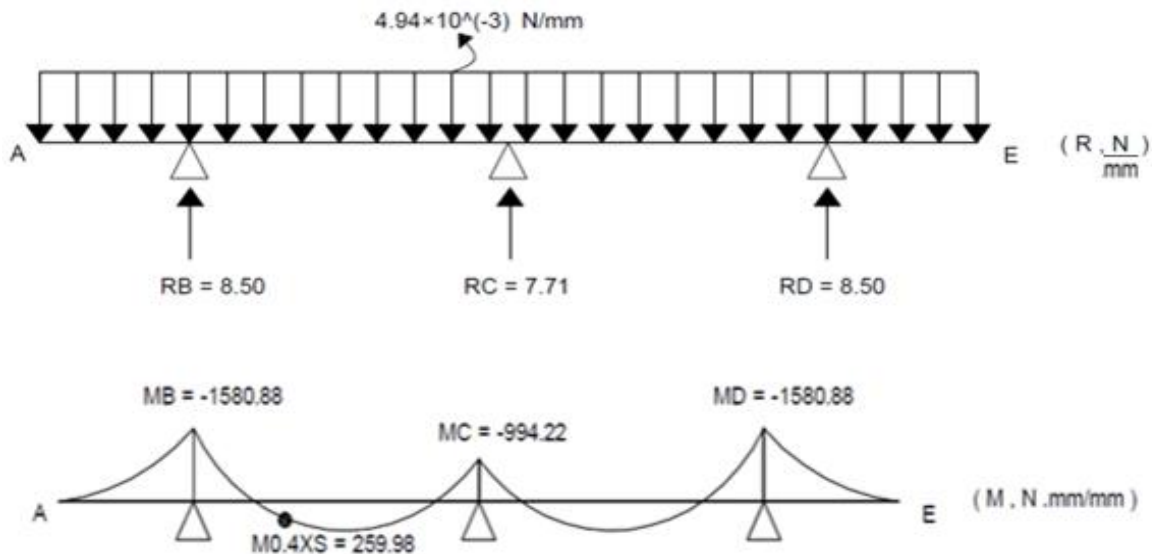


Figura 63. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.

4.3.4.2 *Peso de losa en voladizo*

Se tiene un volado de 800 mm con un espesor de 21 mm

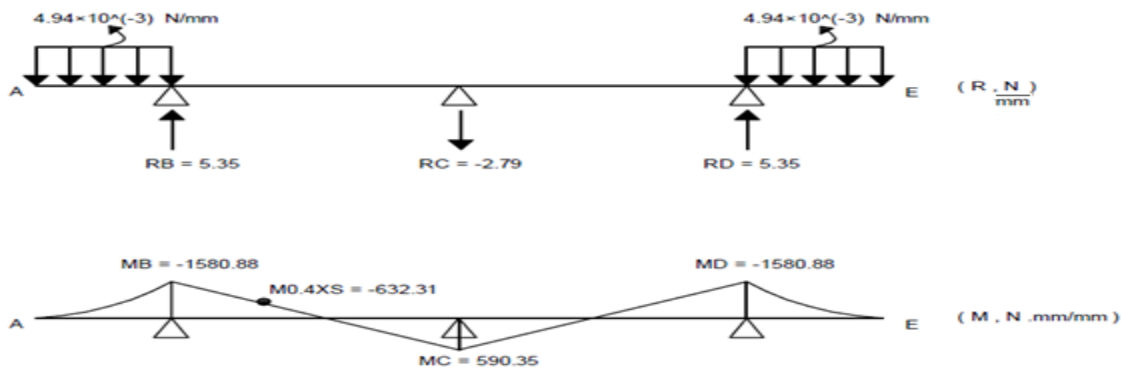


Figura 64. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero. Elaborado por: Autor.

4.3.4.3 *Carga producida por la acera*

Se tiene una vereda de 700 mm con un ancho de 200 mm.

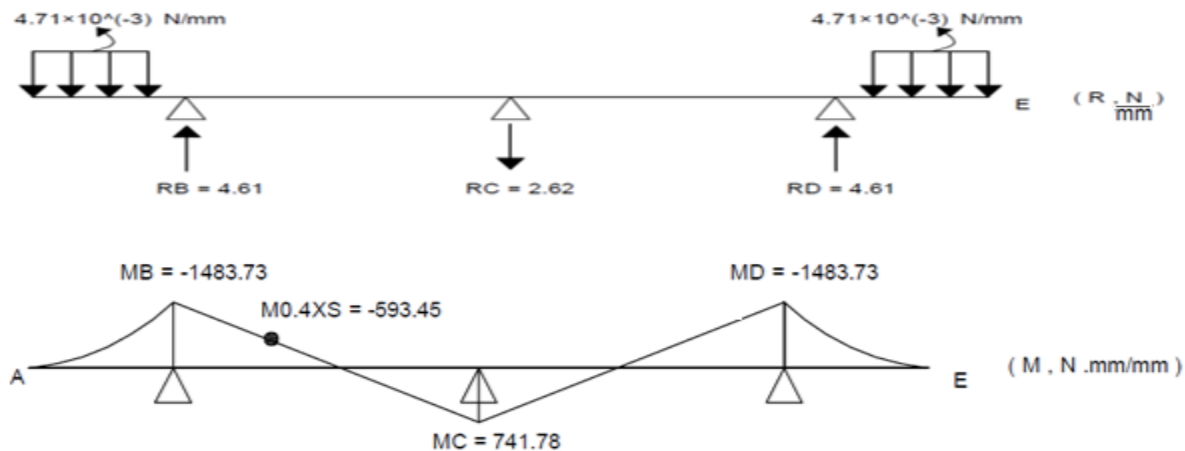


Figura 65. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

4.3.4.4 Carga producida por la proteccion lateral

Se tiene un elemento uniforme en su seccion donde su centro de masa en el eje de aplicaci3n ser3a a 100 mm.

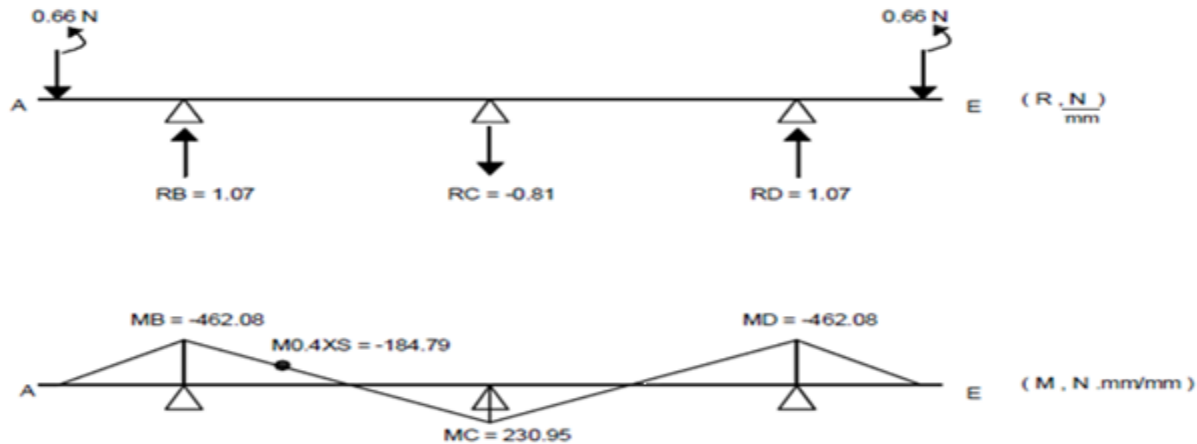


Figura 66. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

4.3.4.5 Carga de la capa de rodadura

Se tiene una longitud de 3600 mm con una altura de 50 mm.

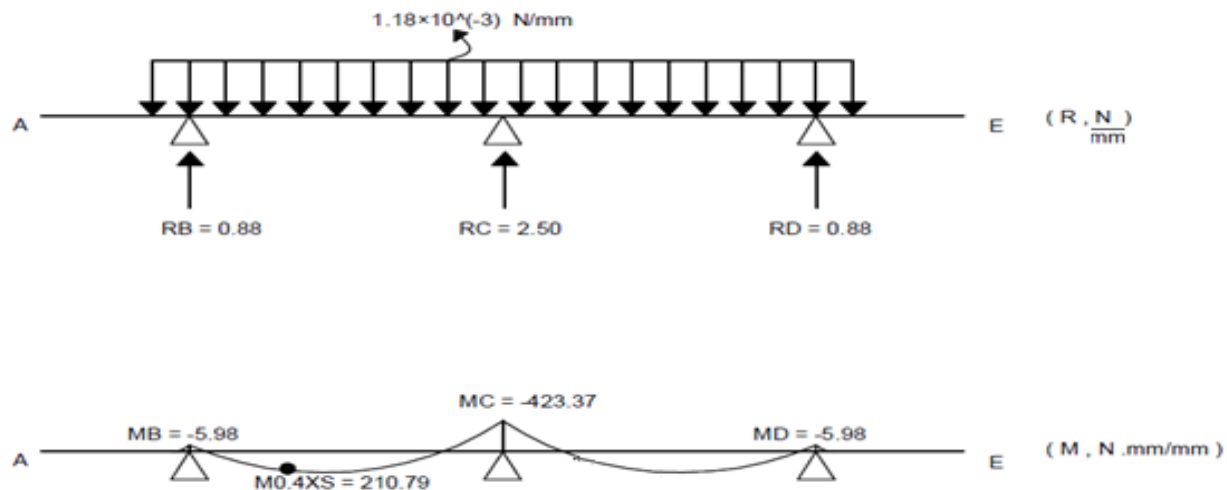


Figura 67. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

4.3.5 Solicitación de Carga viva

Es la aplicación del camión de diseño HL-93 en distintas posiciones del tablero.

4.3.5.1 Carga viva en el vuelo del tablero momento negativo

Se aplicará la carga de rueda en su excentricidad máxima 300 mm a partir de la cara interna de la baranda siendo esta cara aplicada a 500 mm desde el exterior. Donde la franja equivalente viene dada por la siguiente expresión.

$$E_V = 1140 + (0.833 \times X) \quad \text{Ecu. 38}$$

Donde:

X: Es la distancia de la carga de camión de diseño hasta el eje de la viga.

$$E_V = 1140 + (0.833 \times 300)$$

$$E_V = 1389.9 \text{ mm}$$

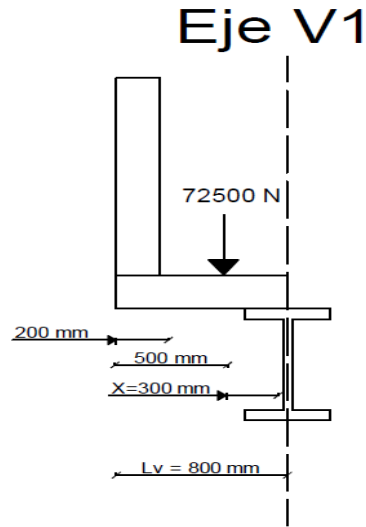


Figura 68. Carga de rueda en máxima excentricidad. Elaborado por: Autor.

Para poder encontrar el momento el apoyo B aplicamos la siguiente expresión.

$$M_B = -m \times \left(\frac{P_r}{E_v} \times X \right) \quad \text{Ecu. 39}$$

Donde:

m: factor de carga simultánea en varias vigas, para una vía es 1.20

P_r : Eje del camión HL-93 produce carga puntual

$$P_r = \frac{P}{2} \quad \text{Ecu. 40}$$

Donde:

P = Carga de eje de camión de diseño

$$P_r = \frac{145000}{2}$$

$$P_r = 72500 \text{ N}$$

$$M_B = -1.20 \times \left(\frac{72500}{1389.9} \times 300 \right)$$

$$M_B = -18778.33 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

4.3.5.2 Carga viva momento máximo positivo

Se tiene vanos iguales en el tablero es decir una separación igual entre los ejes de las vigas, el momento máximo positivo se encuentra $0.4 \times \text{distancia entre ejes de vigas } (S)$ aplicado en el primer vano desde el apoyo B para una vía cargada donde la franja equivalente es igual a:

$$E^+ = 660 + (0.55 \times S) \quad \text{Ecu. 41}$$

$$E^+ = 660 + (0.55 \times 1700)$$

$$E^+ = 1595 \text{ mm.}$$

4.3.5.3 Una vía cargada

La aplicación de la carga será a $0.4 \times \text{distancia entre ejes de vigas } (S)$ del primer vano.

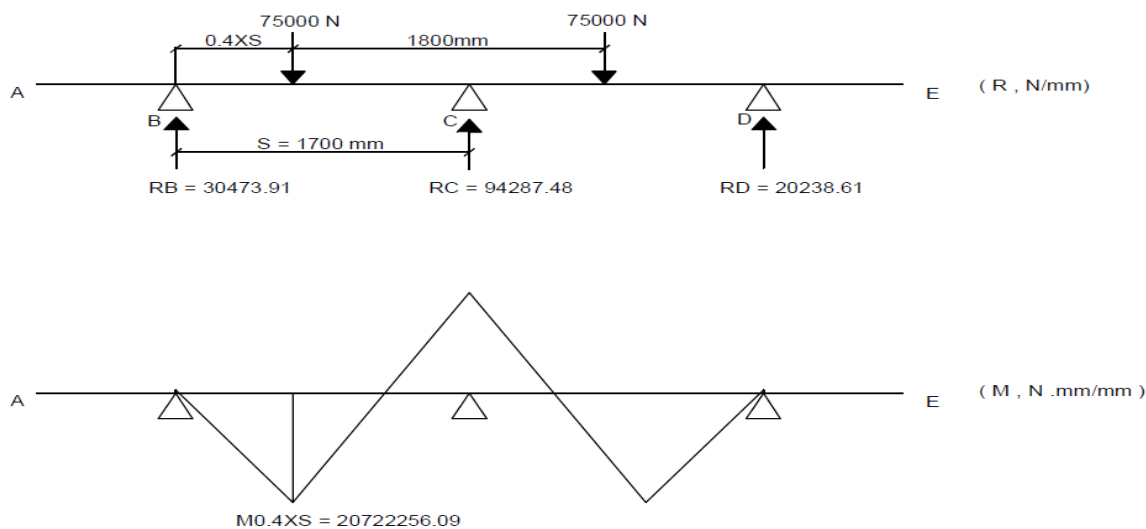


Figura 69. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

Para poder encontrar el momento $M_{0.4 \times S}$ que es igual al momento máximo positivo se tiene la siguiente expresión, con los factores que lo afectan:

$$M_{0.4xS} = m \times \left(\frac{M_{0.4xS}}{E^+} \times IM \right) \quad \text{Ecu. 42}$$

Donde:

m: factor de carga simultanea para una vía es 1.2

$M_{0.4xS}$: Momento máximo positivo

E^+ : Franja de equivalencia

IM: Factor de impacto 1.33 %

$$M_{0.4xS} = 1.2 \times \left(\frac{20722256.09}{1595} \times 1.33 \right)$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4xS} = 20735.25 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.3.6 Momento máximo negativo por carga viva en apoyos internos del tablero

En el apoyo C se encuentra el momento máximo negativo por la aplicación de los ejes de diseño a una distancia igual de cada eje en el apoyo C.

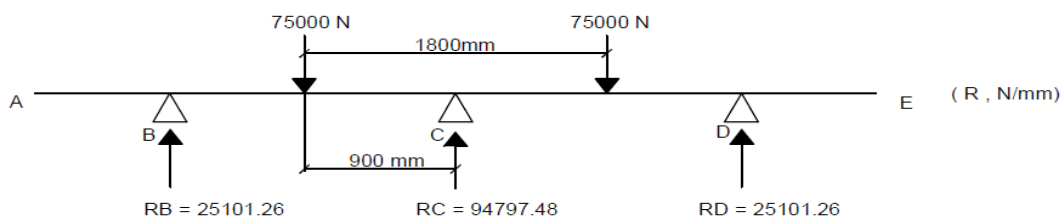


Figura 70. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

Para el ancho de la franja equivalente se tiene la siguiente expresión:

$$E^- = 1220 + (0.25 \times S) \quad \text{Ecu. 43}$$

$$E^- = 1220 + (0.25 \times 1700)$$

$$E^- = 1645 \text{ mm}$$

El momento bajo la carga de diseño negativo se le puede apreciar en la siguiente figura.

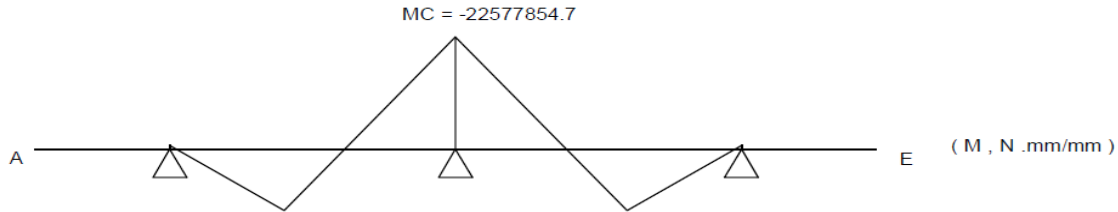


Figura 71. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor

Para poder encontrar el momento máximo negativo se tiene la siguiente expresión, con los factores que lo afectan:

$$M_{CMAX}^- = m \times \left(\frac{MC}{E^-} \times IM \right) \quad \text{Ecu. 44}$$

$$M_{CMAX}^- = 1.20 \times \left(\frac{-22577854.7}{1645} \times 1.33 \right)$$

$$M_{CMAX}^- = -21905.32 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.3.6.1 Reacción máxima en la viga externa

Para obtener la máxima reacción que se encuentra en el apoyo B, se debe ubicar al camión de diseño a una excentricidad de 300 mm de la cara externa del parapeto dándonos una distancia de 500 mm desde el apoyo A.

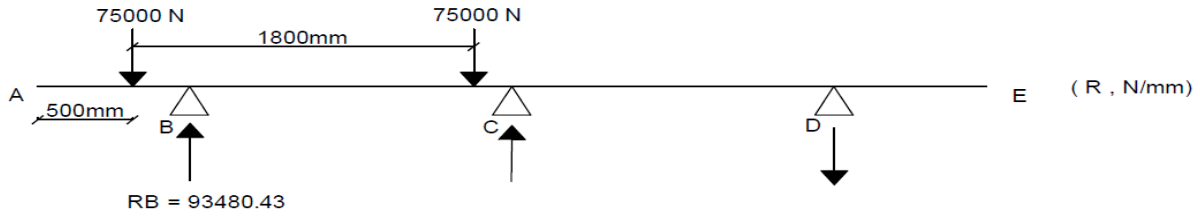


Figura 72. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor.

$$R_{BMAX} = m \times \left(\frac{RB}{E_V} \right) \quad \text{Ecu. 45}$$

$$R_{BMAX} = 1.2 \times \left(\frac{93480.43}{1389.9} \right)$$

$$R_{BMAX} = 80.71 \frac{N}{mm}$$

4.4 Diseño del refuerzo

4.4.1 Determinación de solicitaciones máximas para la Combinación Resistencia 1

Para el diseño por Estado límite de Resistencia 1:

Los coeficientes de modificación de carga: $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I$

$\eta \geq 0.95$ para cargas con γ_p máximo

$\eta \leq 1$ para cargas con γ_p mínimos

Coefficientes de carga γ_p

$\gamma_{DC} = 1.25$, para todos los efectos por carga muerta (DC) del parapeto, de la acera, de la losa.

$\gamma_{DW} = 1.50$, para todos los efectos por carga muerta (DW) de la capa de rodadura.

$\gamma_{LL} = 1.75$, para todos los efectos por carga viva (LL) y de impacto (IM = 33%).

Tabla 20

Carga muerta y carga viva estado límite de resistencia I.

Efecto	Unidades	Carga Muerta			Carga Viva	
		DC			DW	LL
		Losa Tablero	Parapeto	Acera	Capa de Rodadura	Carga Camión HL-93
w	N/mm	4.94×10^{-3}	0.66	4.71×10^{-3}	1.18×10^{-3}	72.50×10^{-3}
RB	N/mm	8.5	1.07	4.61	0.88	80.71
MB	N. mm/mm	-1580.88	-462.08	-1483.73	-5.98	-18778.33
M0.40XS	N. mm/mm	259.58	-184.79	-593.45	210.79	20735.25
MC	N. mm/mm	-994.22	230.95	741.78	-423.37	-21905.32

Elaborado por: Autor.

Reacción máxima en el apoyo B

$$R_B = n \times \gamma_p \times R_{DC} \times n \times \gamma_p \times R_{DW} \times n \times \gamma_{LL} \times R_{LL+IM} \quad \text{Ecu. 46}$$

$$R_B = n \times \{ \gamma_{DC} \times R_{DC} + (\gamma_{DW} \times R_{DW}) \times (\gamma_{LL} \times R_{LL+IM}) \}$$

$$R_B = 0.95 \times \{ 1.25 \times (8.5 + 1.07 + 4.61) + 1.50 \times (0.88) + 1.75 \times (80.71 \times 1.33) \}$$

$$R_B = 196.55 \frac{N}{mm}$$

Momentos máximo negativo en el apoyo B

$$M_B = n \times \gamma_{DC} \times M_{DC} + n \times \gamma_{DW} \times M_{DW} + n \times \gamma_{LL} \times M_{LL+IM} \quad \text{Ecu. 47}$$

$$M_B = n \times \{ \gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL} \times M_{LL+IM} \}$$

$$M_B = 0.95 \times \{ 1.25 \times (-3526.69) + 1.5 \times (-5.98) + 1.75 \times (-18778.33 \times 1.33) \}$$

$$M_B = -45717.70 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.4.2 Momento máximo positivo M_{MAX}^+

Es el momento que se encuentra a $0.4 x$ distancia entre ejes de vigas (S) del primer vano interno del tablero, los coeficientes a ser utilizados son los de menor valores con momentos de carga muerta parciales de signo negativo, dándonos como resultado el M_{MAX}^+ .

Coeficientes de carga γ_p

$\gamma_{DC} = 1.25$, es el máximo para los efectos por carga muerta (DC) la losa.

$\gamma_{DC} = 0.9$, es el mínimo para todos los efectos por carga muerta (DW) parapeto, aceras.

$\gamma_{DW} = 1.75$, para todos los efectos por carga muerta (DW) de la capa de rodadura y de impacto (IM=33%).

$$M_{0.4S} = n x \{\gamma_{DC} x (DC)\} + n x \{\gamma_{DC} x (DC)\} + n x \{\gamma_{DW} x (DW) + \gamma_{LL} x (LL x 1.33)\} \quad \text{Ecu. 48}$$

$$M_{0.4S} = 0.95 x \{1.25 x (259.58)\} + 1 x \{0.9 x (-184.79 - 593.45)\} \\ + 0.95 x \{1.5 x (210.79) + 1.75 x (20735.25 x 1.33)\}$$

$$M_{0.4S} = 45756.44 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.4.3 Momento máximo negativo M_{MAX}^-

Para los coeficientes de carga γ_p se emplean los que son de menos valor, con los momentos de carga muerta provocados en el apoyo C.

$$M_C = n x \{\gamma_{DC} x (DC)\} + n x \{\gamma_{DC} x (DC)\} + n x \{\gamma_{DW} x (DW) + \gamma_{LL} x (LL x 1.33)\} \quad \text{Ecu. 49}$$

$$M_C = 0.95 x \{1.25 x (-994.22)\} + 1 x \{0.90 x (230.95 + 741.78)\} \\ + 0.95 x \{1.5 x (-423.37) + 1.75 x (-21905.32 x 1.33)\}$$

$$M_C = -49343.88 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Tabla 21

Reacciones y momentos máximos.

Efecto	Unidades	Máxima Solicitud Combinación 1
RB	N/mm	196.55
MB	N. mm/mm	-46555.29
M0.40XS	N. mm/mm	45756.44
MC	N. mm/mm	-49343.88

Elaborado por: Autor

4.4.4 Verificación de la geometría de la sección transversal de la superestructura

Para poder analizar si la separación de las vigas es la indicada debemos comparar los momentos máximos negativos tanto en los apoyos B y C, si su diferencia nos da menor o igual al 10% se la puede considerar un diseño económico y muy aceptable.

$$\Delta M = |MB| - |MC| \quad \text{Ecu. 50}$$

$$\Delta M = \leq 10\% \quad \text{Ecu. 51}$$

$$\Delta M = |-46555.29| - |-49343.88|$$

$$\Delta M = 2788.59$$

$$\% \Delta M = \frac{2788.59}{49343.88} \times 100$$

$$\% \Delta M = 5.65\% \leq 10\%$$

Si cumple con la geometría de la sección transversal de la superestructura dejando una separación de las vigas de 1700 mm con volados de 800 mm.

4.4.5 Determinación de los momentos de diseño

4.4.5.1 Momento Positivo de diseño

Para el diseño del tablero tanto de la armadura superior o inferior, se tomara el momento que se encuentra en el primer vano entre los apoyos B y C, a $0.4 \times$ distancia entre ejes vigas (S), siendo estas vigas los soportes del tablero para la combinación 1 del estado límite de resistencia.

$$M_U^+ = M_{0.40 \times S} \quad \text{Ecu. 52}$$

$$M_U^+ = 45756.44 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.4.5.2 Momento Negativo de diseño

Para el diseño de la armadura superior, se debe analizar el momento en la parte interna del elemento que representa una disminución con respecto al momento negativo máximo para la combinación 1 del estado límite de resistencia, en la figura 69 en la sección A-A nos la representa.

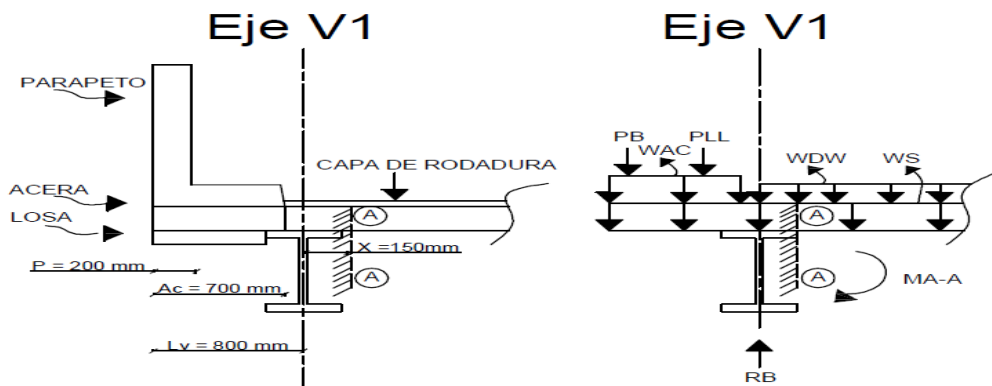


Figura 73. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga en voladizo de la losa del tablero.
Elaborado por: Autor

En la sección A-A encontramos los momentos parciales de las cargas correspondiente a la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia:

Carga Muerta de la losa del tablero (D):

$$M_S = (-0.50 \times w_S \times X^2) + (R_{B-S} \times X) \quad \text{Ecua. 53}$$

Donde:

M_S : Momento por carga muerta

w_S : Carga distribuida de la losa

R_{B-S} : Reacción en el apoyo B

X : Distancia entre eje de viga y la sección A-A

$$M_S = (-0.50 \times 4.94 \times 10^{-3} \times 150^2) + (8.5 \times 150)$$

$$M_S = 1219.43 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Carga muerta de la acera (D):

$$M_{AC} = (-0.5 \times w_D \times (L_V + X - X_{AC})^2) + (R_{B-AC} \times X) \quad \text{Ecua. 54}$$

Donde:

M_{AC} : Momento por carga muerta

w_D : Carga distribuida de la acera

L_V : Longitud del volado

X : Distancia entre eje de viga y la sección A-A

X_{AC} : Distancia desde la cara externa de la acera y la sección A-A

R_{B-S} : Reacción en el apoyo B

$$M_{AC} = (-0.5 \times 4.71 \times 10^{-3} \times (800 + 150 - 250)^2) + (4.61 \times 150)$$

$$M_{AC} = -462.45 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Carga muerta del parapeto (D):

$$M_B = (-P_B (L_V + X - X_B)) + (R_{B-B} x X) \quad \text{Ecu. 55}$$

$$M_B = (-0.66 x (800 + 150 - 100)) + (1.07 x 150)$$

$$M_B = -400.5 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Carga muerta de la capa de rodadura (DW):

$$M_{DW} = (-0.5 x w_{DW} x (L_V + X - X_{AC})^2) + (R_{B-DW} x X) \quad \text{Ecu. 56}$$

$$M_{DW} = (-0.5 x 1.18 x 10^{-3} x (800 + 150 - 700)^2) + (0.88 x 150)$$

$$M_{DW} = 95.13 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Carga viva para una vía cargada $m = 1.2$

$$P_{LL} = \left(m x \left(\frac{P_R}{E_V} \right) \right) \quad \text{Ecu. 57}$$

$$P_{LL} = \left(1.2 x \left(\frac{72500}{1389.9} \right) \right)$$

$$P_{LL} = 62.59 \frac{N}{mm}$$

$$M_{LL} = (-P_{LL} x (b_P + X) + (R_{B-LL} x X)) \quad \text{Ecu. 58}$$

$$M_{LL} = (-62.59 (300 + 150) + (80.71 x 150))$$

$$M_{LL} = -16059 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Tabla 22
Carga muerta y carga viva para A-A

Tipo de Carga	Nomenclatura AASHTO	Componentes	MA-A Nxmm/mm
CARGA MUERTA	DC	Losa de volado MD	-1298.3
		Protección lateral MB	-412.5
		Acera MAC	-919.92
	DW	Capa de rodadura MDW	-1.48
CARGA VIVA	LL	Carca camión MLL	-14082.75

Elaborado por: Autor

Combinación de cargas 1 (Estado Límite de Resistencia)

$$U_{R-1} = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = n \times \{ \gamma_p \times DC + \gamma_p \times DW + \gamma_p \times (LL + IM) \} \quad \text{Ecu. 59}$$

$$U_{R-1}^{AA} = 0.95 \times \{ 1.25 \times (M_s + M_b) + 1.25 \times (M_D) + 1.50 \times (M_{Dw}) + 1.75 \times (M_{LL} \times 1.33) \}$$

$$U_{R-1}^{AA} = 0.95 \times \{ 1.25 \times (-400.5 - 462.45) + 1.25 \times (1219.43) + 1.50 \times (95.13) + 1.75 \times (-16059 \times 1.33) \}$$

$$U_{R-1}^{AA} = M_{A-A} = -34949.58 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Se compara con el momento en el apoyo B y se constata que hay una significativa reducción

$$M_B > M_{A-A} \quad \text{Ecu. 60}$$

$$| -46555.29 | > | -34949.58 |$$

$$46555.29 \frac{N \cdot mm}{mm} > 34949.58 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Se tiene que el momento negativo para el diseño:

$$M_{\bar{U}} = M_B \quad \text{Ecu. 61}$$

$$M_{\bar{U}} = -46555.29 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

4.4.6 Diseño de la armadura de refuerzo principal

Las características de los materiales a ser utilizadas serán las siguientes

- Hormigón armado $f'c$ 280 $\frac{Kg}{cm^2}$
- Acero de refuerzo $f'c$ 4200 $\frac{Kg}{cm^2}$

4.4.6.1 Recubrimiento

Su función principal es cubrir y proteger la armadura de la losa

$$r_{INF} = 25 \text{ mm para losas fundidas en sitio con varillas de hasta } \phi_v = 36 \text{ mm}$$

$$r_{SUP} = 60 \text{ mm}$$

$$r_{MIN} = 25 \text{ mm}$$

4.4.6.2 Máxima separación de la armadura principal

La separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor a 450 mm o 1.5 veces el espesor del elemento.

$$S_{MAX} \leq 1.5 \times \text{ancho de tablero} \quad \text{Ecu. 62}$$

$$S_{MAX} \leq 1.5 \times 210$$

$$S_{MAX} \leq 315 \text{ mm}$$

Asumiendo la ubicación de varillas $\phi_v = 16 \text{ mm}$ $A_S = 200 \text{ mm}^2$

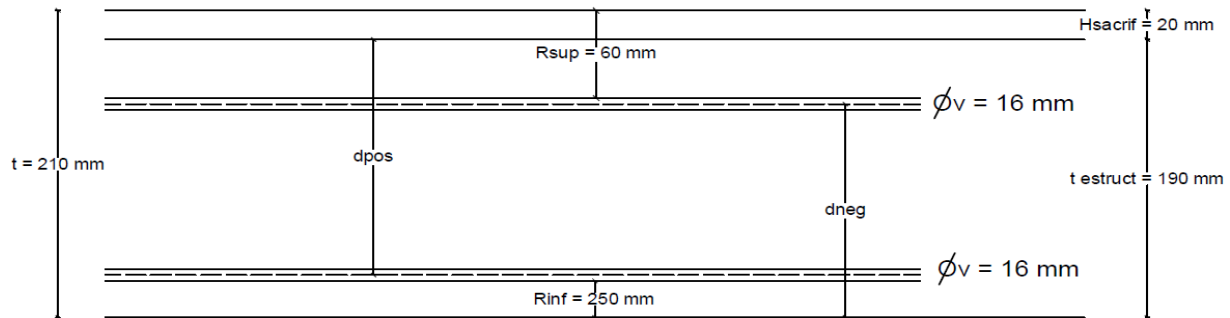


Figura 74. Alturas efectivas para el armado del tablero. Elaborado por: Autor.

Determinación de alturas efectivas para el armado

$$d_{POS} = t - (h_{SACR} + r_{INF} + \phi_v/2) \quad \text{Ecu. 63}$$

$$d_{POS} = 210 - (20 + 25 + 16/2)$$

$$d_{POS} = 157 \text{ mm}$$

$$d_{NEG} = t - (r_{SUP} + \phi_v/2) \quad \text{Ecu. 64}$$

$$d_{NEG} = 210 - (60 + 16/2)$$

$$d_{NEG} = 142 \text{ mm}$$

4.4.6.3 Determinación del refuerzo principal positivo A_S^+ , perpendicular al tráfico.

Donde el momento ultimo M_U^+ depende del momento de fisuración $M_{CR} = S_{NC} f_r$ con una base de 1 mm

$$M_U^+ = 45756.44 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

$$S_{NC} = \frac{1}{6} x b x h^2 \quad \text{Ecu. 65}$$

$$S_{NC} = \frac{1}{6} x (1) x (210^2)$$

$$S_{NC} = 7350 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97x\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. 66}$$

$$f_r = 0.97x\sqrt{28}$$

$$f_r = 5.13$$

$$M_{cr} = f_r \times S_{NC} \quad \text{Ecu. 67}$$

$$M_{cr} = 5.13 \times 7350$$

$$M_{cr} = 37705.5 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

El momento último M_U^+ , donde la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 37705.50 = 45246.6 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

$$1.33M_U^+ = 1.33 \times 45756.44 = 60856.07 \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}}$$

Por lo tanto el momento de diseño es $M_U^+ = 45756.44 \frac{\text{Kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$ con un $d_{POS} = 157 \text{ mm}$

$$k = \frac{M_U^+}{b \times d_{POS}^2} \quad \text{Ecu. 68}$$

$$k = \frac{45756.44}{1 \times 157^2}$$

$$k = 1.85 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'c} \quad \text{Ecu. 69}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28}$$

$$m = 17.65$$

$$p = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x k}{\phi x f_y}} \right)$$

Ecu. 70

$$p = \frac{1}{17.65} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x17.65x1.85}{0.85 x 420}} \right)$$

$$p = 0.00544$$

$$A_s^+ = p x b x d_{POS}$$

Ecu. 71

$$A_s^+ = 0.00546 x 1 x 157$$

$$A_s^+ = 0.855 \frac{mm^2}{mm}$$

Espaciamiento de las varillas

$$Espaciamiento = \frac{A_s(\phi_v)}{A_s^+}$$

Ecu. 72

$$Espaciamiento = \frac{200}{0.855}$$

$$Espaciamiento = 233.91 \text{ mm} \cong 230 \text{ mm}$$

$$230 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \quad \text{Si cumple}$$

Revisión de Ductilidad

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'_c x b}$$

Ecu. 73

$$a = \frac{1 x 420}{0.85 x 28 x 1}$$

$$a = 17.64 \text{ mm}$$

$$a \leq 0.36 d$$

$$17.64 \leq 0.36 x 157 = 56.52 \quad \text{Si cumple}$$

Revisión a momento resistente

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecu. 74}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 1.0 \times 420 \times \left(157 - \frac{17.64}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 560196 \frac{\text{Kg. cm}}{\text{cm}}$$

$$56012 < 45756.44 \quad \text{Si cumple}$$

Se colocará 1 varillas $\phi_v = 16 \text{ mm @ } 230 \text{ mm}$

4.4.6.4 Determinación del refuerzo principal negativo A_s^- , perpendicular al tráfico.

Donde el momento último M_U^- depende del momento de fisuración $M_{CR} = S_{NC} f_r$ con una base de 1 mm.

$$M_U^- = 46555.29 \frac{\text{N. mm}}{\text{mm}}$$

$$S_{NC} = \frac{1}{6} \times b \times h^2 \quad \text{Ecu. 75}$$

$$S_{NC} = \frac{1}{6} \times (1) \times (210^2)$$

$$S_{NC} = 7350 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97 \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecu. 76}$$

$$f_r = 0.97 \times \sqrt{28}$$

$$f_r = 5.13$$

$$M_{cr} = f_r \times S_{NC} \quad \text{Ecu. 77}$$

$$M_{cr} = 5.13 \times 7350$$

$$M_{cr} = 37705.5 \frac{\text{N. mm}}{\text{mm}}$$

El momento último M_U^+ , donde la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 37705.50 = 45246.6 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

$$1.33M_U^+ = 1.33 \times 46555.29 = 61918.54 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Por lo tanto el momento de diseño es $M_U^+ = 46555.29 \frac{N \cdot mm}{mm}$ con un $d_{POS} = 157 \text{ m}$.

$$k = \frac{M_U^+}{b \times d_{NEG}^2} \quad \text{Ecu. 78}$$

$$k = \frac{46555.29}{1 \times 142^2}$$

$$k = 2.31 \frac{N}{mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} \quad \text{Ecu. 79}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28}$$

$$m = 17.65$$

$$p = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times k}{\phi \times f_y}} \right) \quad \text{Ecu. 80}$$

$$p = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 2.31}{0.85 \times 420}} \right)$$

$$p = 0.00689$$

$$A_s^+ = p \times b \times d_{NEG} \quad \text{Ecu. 81}$$

$$A_s^+ = 0.00689 \times 1 \times 142$$

$$A_s^+ = 0.978 \frac{mm^2}{mm}$$

Espaciamiento de las varillas

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A_s(\phi_v)}{A_s^+} \quad \text{Ecu. 82}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{200}{0.9788}$$

$$\text{Espaciamiento} = 204.44 \text{ mm} \cong 200 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \quad \text{Si cumple}$$

Revisión de Ductilidad

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'_c x b} \quad \text{Ecu. 83}$$

$$a = \frac{1 x 420}{0.85 x 28 x 1}$$

$$a = 17.65 \text{ mm}$$

$$a \leq 0.36 d$$

$$17.65 \leq 0.36 x 142 = 51.12 \quad \text{Si cumple}$$

Revisión a momento resistente

$$\phi M_n = \phi x A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecu. 84}$$

$$\phi M_n = 0.9 x 1 x 420 x \left(142 - \frac{17.65}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 50340.15 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

$$50340.15 < 46555.29 \quad \text{Si cumple}$$

Se colocara 1 varillas $\phi_v = 16 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$

4.4.6.5 Acero de distribución secundaria

En la parte inferior de la losa se deberá colocar armadura en la dirección secundaria, donde esta armadura en un porcentaje del momento positivo según la AASHTO.

Armadura principal perpendicular al tráfico

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad \text{Ecua. 85}$$

Armadura principal paralela al tráfico

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad \text{Ecua. 86}$$

Donde:

S: Longitud de tramo efectiva

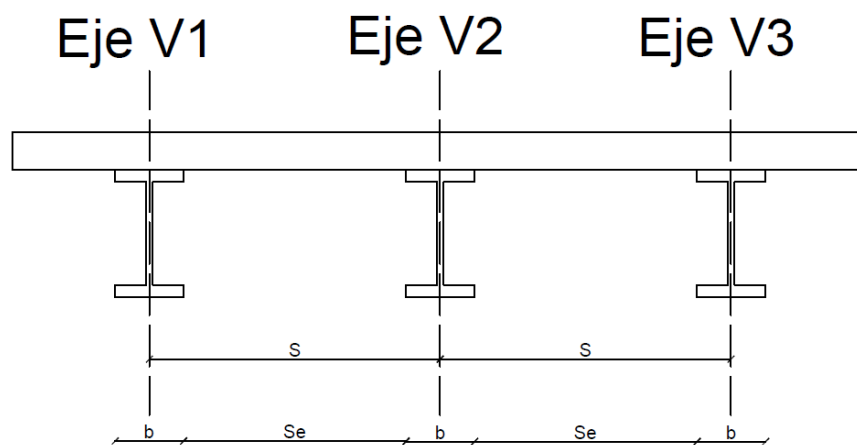


Figura 75. Distancias entre ejes longitudinales de las vigas. Elaborado por: Autor.

$$S_e = S - b \quad \text{Ecua. 87}$$

$$S_e = 1700 - 300$$

$$S_e = 1400 \text{ mm}$$

Como la armadura principal es perpendicular al tráfico se utiliza la siguiente expresión.

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\frac{3840}{\sqrt{1140}} \leq 67\%$$

$$102.63 \% \leq 67\%$$

Se utiliza el 67% de la armadura principal, donde el acero por distribución es:

$$A_{sDIST} = A_s^+ \times 67 \% \quad \text{Ecu. 88}$$

$$A_{sDIST} = 0.855 \times 0.67$$

$$A_{sDIST} = 0.573 \frac{mm^2}{mm}$$

Asumiendo varillas $\phi_v = 14 \text{ mm}$ $A_s = 150 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{sDIST} = 0.750 \frac{mm^2}{mm}$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A_s(\phi_v)}{A_s^+} \quad \text{Ecu. 89}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{150}{0.750}$$

$$\text{Espaciamiento} = 200 \text{ mm}$$

La armadura secundaria A_{sDIST} , sera colocada en la parte inferior del tablero perpendicular a la armadura principal.

Se colocará 1 varillas $\phi_v = 14 \text{ mm} @ 200 \text{ mm} \Rightarrow A_{sDIST} = 0.750 \frac{mm^2}{mm}$

4.4.6.6 Armadura por variación de temperatura y contracción del hormigón armado.

El acero se distribuirá uniformemente en ambas caras, satisfaciendo para la contracción y la temperatura.

$$A_{s-TMIN} \geq \frac{0.75 \times b \times t}{f_y} \quad \text{Ecu. 90}$$

$$A_{s-TMIN} = \frac{0.75 \times 1 \times 210}{420}$$

$$A_{s-TMIN} = 0.375 \text{ mm}^2$$

Para una sola cara:

$$A_{s-TMIN} = \frac{1}{2} \times 0.375 = 0.188^2 \text{ mm}$$

Asumiendo varillas $\phi_v = 10 \text{ mm}$ $A_s = 78 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s-TMIN} = 0.260 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A_s(\phi_v)}{A_{s-TMIN}} \quad \text{Ecu. 91}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{78}{0.260}$$

$$\text{Espaciamiento} = 300 \text{ mm}$$

La armadura por variación de temperatura será colocada en la parte superior del tablero perpendicular a la armadura principal.

Se colocara 1 varillas $\phi_v = 10 \text{ mm @ } 300 \text{ mm} \Rightarrow A_{s-TMIN} = 0.260 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$

4.4.7 Control de fisuración

El estado límite de Servicio I analiza control de fisuras del hormigón armado, estas fisuras pueden ser controladas bajo las cargas de servicio f_s , un esfuerzo de tensión admisible f_{sa} si el 80% excede el esfuerzo en la sección transversal de la rotura.

$$f_c \text{ esfuerzo de compresión} > 0.80 \times f_r \text{ esfuerzo de rotura} \quad \text{Ecu. 92}$$

4.4.7.1 Verificación del A_s^+ para la combinación de cargas del estado límite de servicio I

Son las que se producen en el primer vano, son los máximos momentos positivos a $0.40 \times S$ los coeficientes de modificación y de carga valdrán 1.

$$U_{s-1} = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = 1 \times \{1 \times DC + 1 \times DW + 1 \times LL(1 + IM/100)\} \quad \text{Ecu. 93}$$

Los esfuerzos de tracción en el refuerzo son:

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4xS}^+ = 1 \times \{1 \times M_{DC} + 1 \times M_{DW} + 1 \times M_{LL} \times (1 + \frac{IM}{100})\} \quad \text{Ecu. 94}$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4xS}^+ = 1 \times \{1 \times (259.58 - 184.79 - 593.45) + 1 \times 210.79 + 1 \times 20735.25 \times 1.33\}$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4xS}^+ = 27270.01 \frac{N \cdot mm}{mm}$$

Se verifica si el hormigón se fisura o no con el esfuerzo de compresión y el esfuerzo de rotura.

$$f_c = \frac{6 \times M_{MAX}^+}{b \times t_{ESTRUC}^2} \quad \text{Ecu. 95}$$

$$f_c = \frac{6 \times 27270.01}{1 \times 190^2}$$

$$f_c = 4.53 \frac{MPa}{m}$$

$$0.80 \times f_r = 0.8 \times (0.63 \times \sqrt{f'c})$$

$$0.80 \times f_r = 2.67$$

$4.53 > 2.67 \Rightarrow$ Si cumple el hormigón armado se fisura

Verificación del espaciamiento de la armadura principal positiva

$$dc = r_{INF} + \phi_v/2 \quad \text{Ecu. 96}$$

Donde:

dc: Es la longitud del hormigón desde el centro de la varilla a la fibra externa en tensión

$$dc = 25 + 16/2$$

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

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 \times (t_{ESTRUC} - dc)} \quad \text{Ecu. 97}$$

Donde:

β_s : Relación ancho de grieta a nivel de refuerzo y ancho de grieta a tensión

$$\beta_s = 1 + \frac{33}{0.7 \times (190 - 33)}$$

$$\beta_s = 1.30$$

$$f_s = 0.60 \times f_y \quad \text{Ecu. 98}$$

Donde:

f_y : esfuerzo de servicio

$$f_s = 0.60 \times 420$$

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

γ_e : 0.75 Exposición clase II, control de la corrosión y superficie cuidada

Verificación del espaciamiento

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{\beta_s \times f_s} \times \gamma_e - (2 \times d_c) \quad \text{Ecu. 99}$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.30 \times 252} \times 0.75 - (2 \times 33)$$

$$s_{MAX} \leq 215.59$$

$$s_{Adoptado} = 200 \text{ mm} \leq s_{MAX} = 215.59$$

Se verifica que se colocara 1 varillas $\emptyset_v = 16 \text{ mm} @ 200 \text{ mm} \Rightarrow A_s^+ = 1.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$

4.4.8 Verificación f_s esfuerzo de servicio

El objetivo principal es encontrar la ubicación del eje neutro de la sección transformada, en la que parte superior esta la zona de hormigón comprimida que se encuentra arriba de la armadura negativa, donde finalmente se calcula el esfuerzo del acero positivo de la sección fisurada.

Los módulos de elasticidad se encuentran relacionados con la siguiente expresión:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecu. 100}$$

Donde:

E_c : 27.70 MPa Modulo de elasticidad del hormigón

E_s : 200 MPa Modulo de elasticidad del acero

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

$$n = 7.20 \cong 7$$

4.4.8.1 Verificación del A_s^+ del estado límite de servicio para la combinación de cargas I

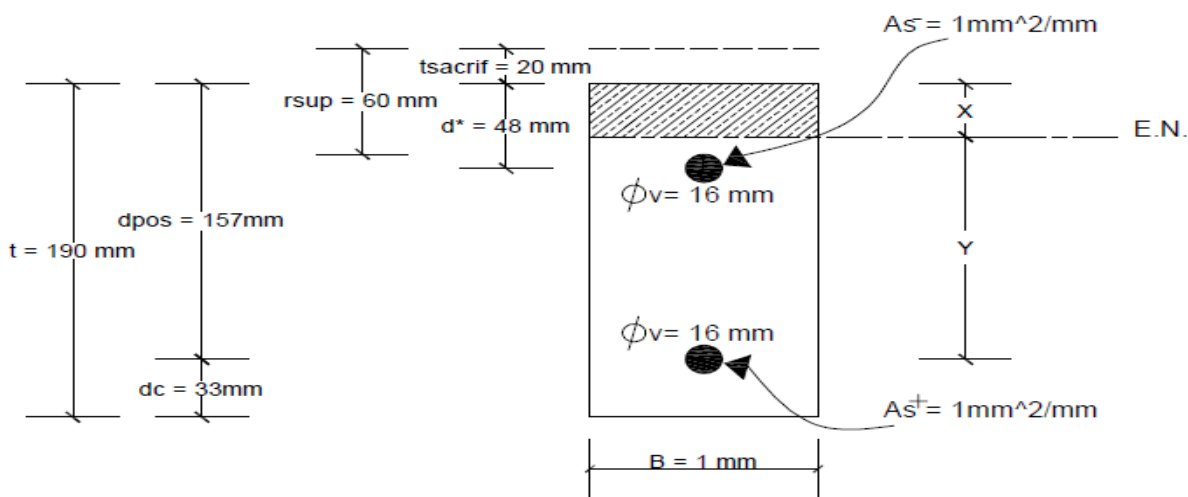


Figura 76. Ubicación del Eje Neutro para la verificación del A_s positivo. Elaborado por: Autor

$$\sum M(E.N.) = 0$$

$$B \times X(X/2) = n \times A_s^- \times x (d^* - x) + n \times A_s^+ \times x (d_{pos} - X) \quad \text{Ecu. 101}$$

$$0.50 \times X^2 = 7 \times 1 \times (48 - x) + 7 \times 1 \times (157 - X)$$

$$0.50 \times X^2 = -7X + 336 - 7X + 1099$$

$$0.50X^2 + 14X - 1435 = 0$$

$$X = 41.37 \text{ mm}$$

$$X < d^*$$

El eje neutro esta sobre la armadura principal negativa $41.37\text{mm} < 48\text{mm}$.

En la sección transformada se calcula su inercia, es donde ocurre el esfuerzo de trabajo.

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times X^3}{3} \right) + n \times A_s^- \times (d^* - X)^2 + n \times A_s^+ \times (d_{pos} - X)^2 \quad \text{Ecu. 102}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1 \times 41.37^3}{3} \right) + 7 \times 1 \times (48 - 41.37)^2 + 7 \times 1 \times (157 - 41.37)^2$$

$$I_{cr} = 117501.05 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

El A_s^+ del esfuerzo en tensión del acero inferior es:

$$f_s = n \times \left(\frac{M_{MAX}^+ \times Y}{I_{cr}} \right) \quad \text{Ecu. 103}$$

$$f_s = 7 \times \left(\frac{27270.01 \times (207 - 41.37)}{117501.05} \right)$$

$$f_s = 269.08 \text{ MPa}$$

Recálculo del espacio máximo

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{b_s \times f_s} \times y_e - 2dc \quad \text{Ecu. 104}$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.30 \times 269.08} \times 0.75 - 2 \times 33$$

$$s_{MAX} \leq 197.72 \text{ mm} \cong 200 \text{ mm}$$

Se constata que el armado en la parte inferior de la losa, en la armadura principal positiva A_s^+ es la siguiente:

$$1 \text{ varillas } \emptyset_v = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_s^+ = 1.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

4.4.8.2 Verificación del A_s^- del estado límite de servicio para la combinación de cargas I

Se aplican los coeficientes $n = 1$, $\gamma = 1$ y por el factor de impacto el 33 %. Se aplicará el momento negativo M^- , aplicado en la cara interna de la viga externa M_{A-A} .

$$U = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = 1 \times \{1 \times DC + 1 \times DW + 1 \times LL(1 + IM/100)\} \quad \text{Ecu. 105}$$

$$M_{MAX}^+ = M_{A-A}^- = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL} \times 1.33 \quad \text{Ecu. 106}$$

$$M_{MAX}^+ = M_{A-A}^- = (1219.43 - 400.5 - 462.45) + 95.13 + (-16059 \times 1.33)$$

$$M_{MAX}^+ = M_{A-A}^- = -20906.86$$

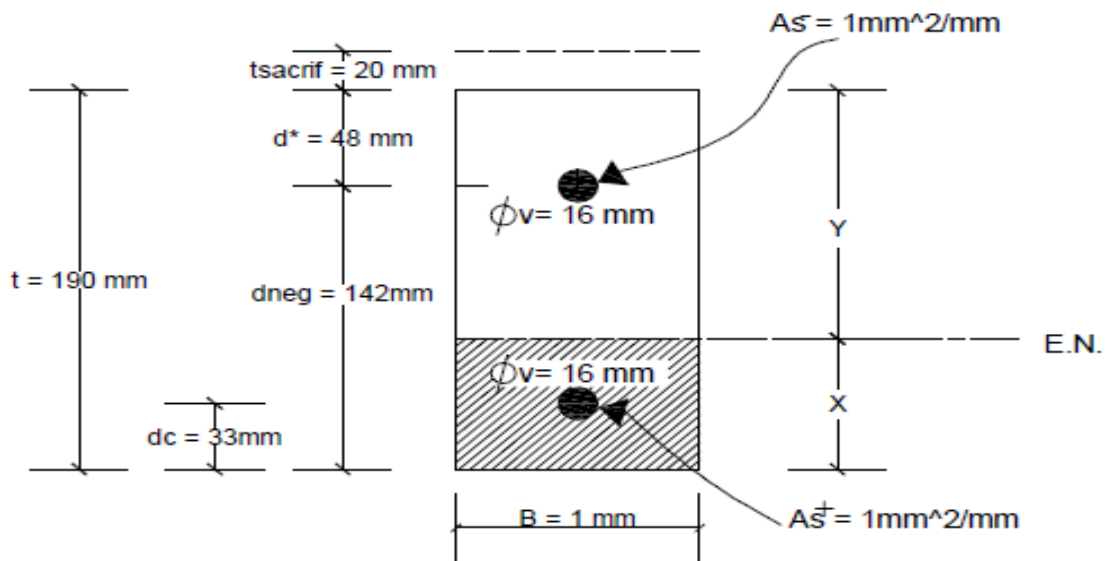


Figura 77. Ubicación del Eje Neutro para la verificación del A_s negativo. Elaborado por: Autor

$$\sum M(E.N.) = 0$$

$$B \times X(X/2) + (n - 1) \times A_s^+ \times (X - dc) = n \times A_s^- \times (d_{neg} - X) \quad \text{Ecu. 107}$$

$$0.5 \times X^2 + (7 - 1) \times 1 \times (X - 33) = 7 \times 1 \times (142 - X)$$

$$0.50X^2 + 6X - 198 = 994 - 7X$$

$$0.50X^2 + 13X - 1192 = 0$$

$$X = 37.53 \text{ mm}$$

$$X > dc$$

El eje neutro esta sobre la armadura principal positiva $37.53\text{mm} > 33\text{mm}$.

En la sección transformada fisurada se calcula su inercia.

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times X^3}{3} \right) + (n - 1) \times A_s^+ \times (X - dc)^2 + n \times A_s^- \times (d_{neg} - X)^2 \quad \text{Ecu. 108}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1 \times 37.53^3}{3} \right) + (7 - 1) \times 1 \times (37.53 - 33)^2 + 7 \times 1 \times (142 - 37.53)^2$$

$$I_{cr} = 94141.35 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

El A_s^- del esfuerzo en tensión del acero superior es:

$$f_s = n \times \left(\frac{M_{A-A}^- \times Y}{I_{cr}} \right) \quad \text{Ecu. 109}$$

$$f_s = 7 \times \left(\frac{20906.86 \times (142 - 37.53)}{94141.35} \right)$$

$$f_s = 162.40 \text{ MPa}$$

Con f_s se calcula el espacio máximo

$$d^* = r_{SUP} - t_{sacrif} + \left(\frac{\phi_v}{2} \right) \quad \text{Ecu. 110}$$

$$d^* = 60 - 20 + \left(\frac{16}{2} \right)$$

$$d^* = 48 \text{ mm} \cong r_{MIN} = 50 \text{ mm}$$

Se toma la $ded^* = 48 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d^*}{0.7 \times (t_{ESTRUCT} - d^*)} \quad \text{Ecu. 111}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{48}{0.7 \times (190 - 48)}$$

$$\beta_s = 1.48$$

Recalculo del espacio máximo

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{b_s \times f_s} \times y_e - 2dc \quad \text{Ecu. 112}$$

$$s_{MAX} \leq \frac{123000}{1.48 \times 162.40} \times 0.75 - (2 \times 48)$$

$$s_{MAX} \leq 287.81 \text{ mm}$$

Entre el valor adoptado de 200 mm para la separación de las varillas y el máximo que es 287.11 mm, se ratifica el de 200 mm.

Se constata que el armado en la parte superior de la losa, en la armadura principal A_s^- es la siguiente:

$$1 \text{ varillas } \phi_v = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_s^- = 1.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

4.4.9 Armado de tablero para vanos internos

Ya podemos conocer el armado del tablero en los vanos internos el cual posee dos capas de armadura principal perpendicular al tráfico y dos capas de armadura secundaria paralelo al tráfico. No se necesita calcular al estado límite de fatiga porque tenemos múltiples vigas que soportan el tablero.

Parte inferior del tablero

$$1 \text{ varillas } \phi_v = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_s^+ = 1.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armado principal que es perpendicular al tráfico

$$1 \text{ varillas } \phi_v = 14 \text{ mm @ } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_{sDIST} = 0.750 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armado secundario que es paralelo al tráfico

Nota: Los extremos de las varillas terminan con ganchos estándar a 90°

Parte superior del tablero

$$1 \text{ varillas } \phi_v = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm} \Rightarrow A_s^- = 1.00 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armado principal que es perpendicular al tráfico

$$1 \text{ varillas } \phi_v = 10 \text{ mm @ } 300 \text{ mm} \Rightarrow A_{s-TMIN} = 0.260 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armado secundario que es paralelo al tráfico

NOTA: Los extremos de las varillas terminan con ganchos estándar a 180°

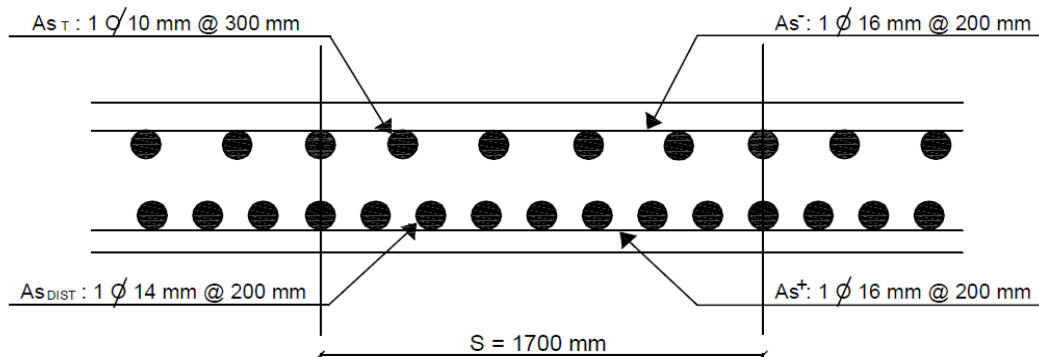


Figura 78. Armado de tablero de tramos interno. Elaborado por: Autor

4.4.10 Diseño de Protección lateral

Está formado por una sección de 200 mm por 200 mm con una altura de 1100 mm con tres tubos circulares de acero de 4 pulgadas las dimensiones son de acuerdo a las especificaciones AASHTO.

4.4.10.1 Cargas aplicadas

La carga aplicada para las protecciones laterales, es una carga que proviene de los vehículos en caso de impacto que es P igual a 4535.9 kg que actúa en cada eje de los tubos circulares dividida para el número de ellos como se muestra en la siguiente figura.

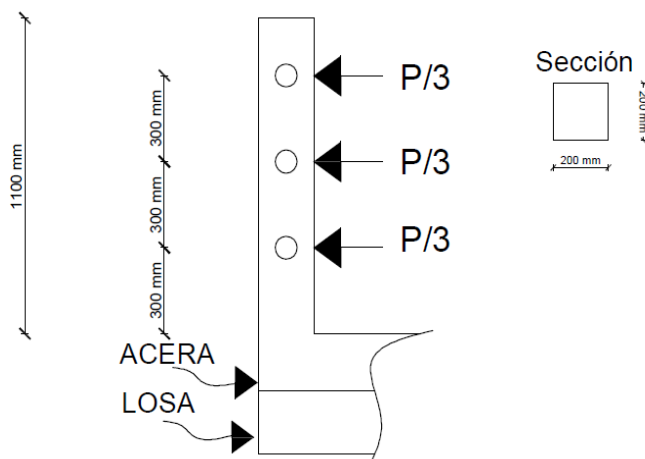


Figura 79. Carga actuante en parapeto y sección transversal. Elaborado por: Autor

Para esta protección se utilizará un hormigón: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y con una carga $\frac{P}{3} = 1445.3 \text{ kg}$.

Momento de aplicación al poste es:

$$M = 300 \frac{P}{3} + 600 \frac{P}{3} + 900 \frac{P}{3} \quad \text{Ecu. 113}$$

$$M = 2.721 \times 10^5 \text{ kgxcm}$$

4.4.10.2 Diseño del poste

Se determinará su sección resistente que debe soportar las cargas aplicadas para ellos aplicamos la relaciones de la elasticidad.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecu. 114}$$

$$n = \frac{2100000}{15100\sqrt{280}}$$

$$n = 8.31$$

Los esfuerzos admisibles son:

$$f_c = 0.4 \times f'_c \quad \text{Ecu. 115}$$

$$f_c = 0.4 \times 280$$

$$f_c = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 \times f_y \quad \text{Ecu. 116}$$

$$f_s = 0.4 \times 4200$$

$$f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción es:

$$k = \frac{n \times f_c}{n \times f_c + f_s} \quad \text{Ecu. 117}$$

Donde:

k : Distancia de la fibra comprimida al eje neutro coeficiente de reducción

n : Razón entre el módulo de elasticidad del hormigón y el acero

f_c : Esfuerzo admisible del hormigón

f_s : Esfuerzo admisible del acero

$$k = \frac{8.31 \times 112}{8.31 \times 112 + 1680}$$

$$k = 0.36$$

$$j = 1 - \frac{0.36}{3}$$

$$j = 0.88$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} \times f_c \times j \times k \quad \text{Ecu. 118}$$

$$R = \frac{1}{2} \times 112 \times 0.88 \times 0.36$$

$$R = 17.74 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser una carga accidental se aumenta el 50% de acuerdo a la AASHTO teniendo la siguiente ecuación.

$$M_r = 1.5 \times R \times b \times d^2 \quad \text{Ecu. 119}$$

Donde:

M_r : Momento resistente

d : Altura desde la fibra más comprimida hacia el eje de acero

b : Ancho de la sección

El momento que es sometido el poste debe ser igual al momento resistente

$$M = M_r \quad \text{Ecu. 120}$$

$$2.721 \times 10^5 = 1.5 \times 17.74 \times b \times d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{2.721 \times 10^5}{1.5 \times 17.74 \times 20}}$$

$$d = 22.61 \text{ cm} \text{ No cumple cambio de sección}$$

Como el eje neutro se encuentra fuera de la sección se establece una sección de 250 mm por 250 mm

$$d = \sqrt{\frac{2.721 \times 10^5}{1.5 \times 17.74 \times 25}}$$

$$d = 20.23 \text{ cm Si cumple}$$

Se analiza el cálculo de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} \quad \text{Ecu. 121}$$

Donde:

A_s : Área del acero

M : Momento al que es sometido el poste

f_s : Esfuerzo del acero

d : Distancia de la fibra más comprimida hasta el acero

$$A_s = \frac{2.721 \times 10^5}{1680 \times 0.88 \times 20.23}$$

$$A_s = 9.10 \text{ cm}^2$$

Para la armadura interior se escogen 3 varillas de Φ_v 20 mm $A_s = 3.1 \times 3 = 9.3 \text{ cm}^2$

Para la armadura exterior es igual a $A_{s_{Ext}} = \frac{A_s}{2} = \frac{9.10}{2} = 4.55 \text{ varillas de } \Phi_v 14 \text{ mm } A_s =$

$$1.5 \times 3 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Comprobamos los esfuerzos admisibles tanto del hormigón como del acero estos deben ser iguales o mayores a los esfuerzos de trabajo.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s \times j \times d} \quad \text{Ecu. 122}$$

$$f_c = \frac{2 \times M_s}{k \times j \times b \times d^2} \quad \text{Ecu. 123}$$

Donde:

M_s : Momento de esfuerzo del poste

d : Distancia de la fibra más comprimida hasta el acero

A_s : Área de acero

$$f_s = \frac{2.721 \times 10^5}{9.3 \times 0.88 \times 20.23}$$

$$f_s = 1643.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0.4 * 4200$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} > f_s$$

$$f_c = \frac{2 \times 2.721 \times 10^5}{0.36 \times 0.88 \times 25 \times 20.23^2}$$

$$f_c = 167.89 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser una carga accidental la AASHTO permite aumentar el 50% de los esfuerzos admisibles

$$f_{c \text{ admisible}} = 1.5 \times 0.4 \times 280$$

$$f_{c \text{ admisible}} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_{c \text{ admisible}}$$

Ratificando la sección y la armadura de refuerzo.

Para la armadura interior se escogen 3 varillas de ϕ_v 20 mm

Para la armadura exterior es igual a 3 varillas de ϕ_v 14 mm

4.4.10.3 Diseño a corte del poste

Se determina la armadura necesaria para que soporte el esfuerzo a corte donde tenemos una carga vehicular que su aplicación se distribuye en cada valla vehicular de 10000 lb o 4535.9 kg.

$$v = \frac{V}{b \times d} \quad \text{Ecu. 124}$$

Donde:

v : Esfuerzo de cortante

V : Carga que genera corte

b : Ancho del poste

d : Distancia de la fibra más comprimida hasta el acero

$$v = \frac{4535.9}{25 \times 20.23}$$

$$v = 8.97 \text{ kg/cm}^2$$

La sección de hormigón por seguridad se toma como nulo

$$v_c = 0$$

El espaciamiento de la armadura por corte se da por la siguiente expresión:

$$s = \frac{f_s \times Av}{v \times b} \quad \text{Ecu. 125}$$

Donde:

s : Espaciamiento de la armadura a corte

Av : Área de acero escogido $\phi_v = 12 \text{ mm}$

$$s = \frac{1680 \times 1.13}{8.97 \times 25}$$

$$s = 8.47 \text{ cm}$$

La armadura a corte será 1 varillas de $\phi_v 12 \text{ mm} @ 8 \text{ cm}$ $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

4.4.10.4 Diseño de los tubos de acero galvanizado

Su sección es circular con tres tubos que forman cada vano, cada tubo se diseña para un momento que es el siguiente.

$$M = \frac{\frac{P}{3} \times \text{distancia de cada vano}}{6} \quad \text{Ecu. 126}$$

$$M = \frac{\frac{1511.97}{3} \times 200}{6}$$

$$M = 16799.7 \text{ kg} \times \text{cm} (43.684 \text{ klb} \times \text{plg})$$

Se debe seleccionar el material que soporte los esfuerzos por la carga aplicada para ello debemos encontrar el modulo resistente que debe tener la sección.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad \text{Ecu. 127}$$

$$S = \frac{43684}{21600} = 2.03 \text{ plg}^3$$

Se escoge el elemento más adecuado que es un tubo circular de 3 plg de diámetro con un espesor de 0.216 con las siguientes características principales.

Radio de giro: $r = 1.17 \text{ plg}$

Área: $A = 2.23 \text{ plg}^2$

Módulo de Resistencia: $s = 1.73 \text{ plg}^3$

Inercia: $I = 3.02 \text{ plg}^4$

Con las características principales se proceda a comprobar que el esfuerzo de trabajo sea menor o igual al esfuerzo admisible del acero.

$$F_{trabajo} = \frac{M}{S_x} \quad \text{Ecu. 128}$$

Donde:

$F_{trabajo}$: Esfuerzo de la sección

M : Momento del tubo

S_x : Módulo resistente del tubo seleccionado

$$F_{trabajo} = \frac{43684}{1.73}$$

$$F_{trabajo} = 25250.9 \text{ lb/plg}^2$$

$F_{trabajo} > \sigma_{adm}$ No cumple se debe escoger una sección mayor de tubo

Se escoge un elemento de 4 plg de diámetro con un espesor de 0.237 plg teniendo las siguientes características.

Radio de giro: $r = 1.51 \text{ plg}$

Área: $A = 3.17 \text{ plg}^2$

Módulo de Resistencia: $s = 3.21 \text{ plg}^3$

Inercia: $I = 7.23 \text{ plg}^4$

$$F_{trabajo} = \frac{43684}{3.21}$$

$$F_{trabajo} = 20548.29 \text{ lb/plg}^2$$

$$20548.29 < 21600 \text{ Si cumple}$$

4.4.10.5 Análisis a corte de los tubos de acero galvanizado

Se debe analizar si el tubo resiste a la carga vehicular $P/2$ que es igual a 5000 lb en la luz de separación de cada poste.

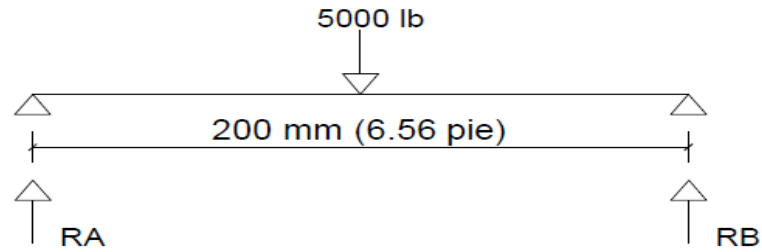


Figura 80. Carga vehicular actuante en parapeto. Elaborado por: Autor

$$V = RA = RB = \frac{P}{2} \quad \text{Ecu. 129}$$

$$V = \frac{5000}{2}$$

$$V = 2500 \text{ lb}$$

El esfuerzo admisible es $0.33 F_y$ y debe ser mayor o igual al esfuerzo a corte.

$$f_v = \frac{V}{A} \quad \text{Ecu. 130}$$

$$f_v = \frac{2500}{3.17}$$

$$f_v = 788.644 \text{ lb/plg}^2$$

$$F_v = 0.33 \times 3600$$

$$F_v = 1188 \text{ lb/plg}^2$$

$$F_v > f_v$$

$$1188 \text{ lb/plg}^2 > 788.644 \text{ lb/plg}^2 \text{ Si cumple}$$

Se ratifica que para la valla vehicular se utiliza tubo circular de 4plg y espesor de 0.237plg .

La longitud de los dobles de las varillas en el anclaje con el tablero es 10 por el diámetro de la varilla de sección más grande:

$$l = 10 \times 20\text{mm}$$

$$l = 200 \text{ mm}$$

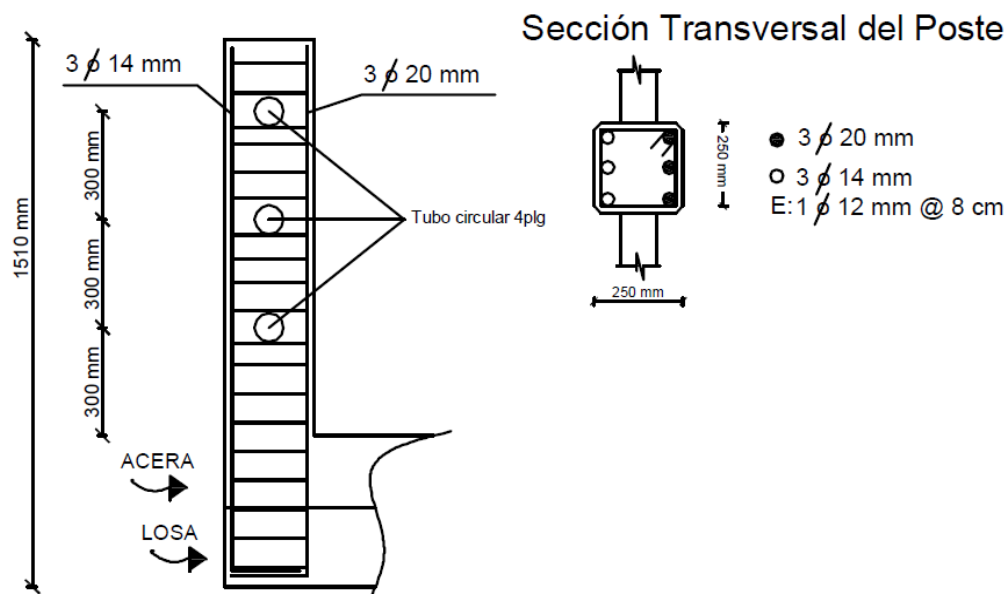


Figura 81. Armado de acero de la protección lateral. Elaborado por: Autor

Ya definiendo la sección del poste y de la valla vehicular a ser utilizada y debido a que las protecciones laterales están expuestas al medio ambiente, cambios de temperatura lo que puede producir dilatación o contracción de los elementos estructurales, queda definido juntas de dilatación cada 6 m con, para aprovechar la longitud comercial.

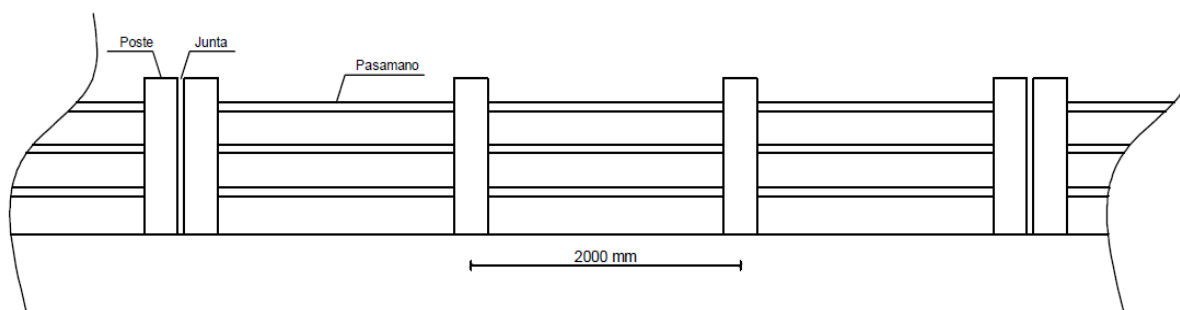


Figura 82. Juntas de dilatación armado longitudinal de la protección lateral. Elaborado por: Autor

Dándonos un total de 13 postes de hormigón armado unidos con tres tubos circulares que forman cada vano.

4.4.11 Diseño de la losa en volado

Para el diseño en el volado se debe considerar todas las cargas muerta que generar momentos en una sección crítica también se considerara la carga viva en posición normal y en posición accidentada.

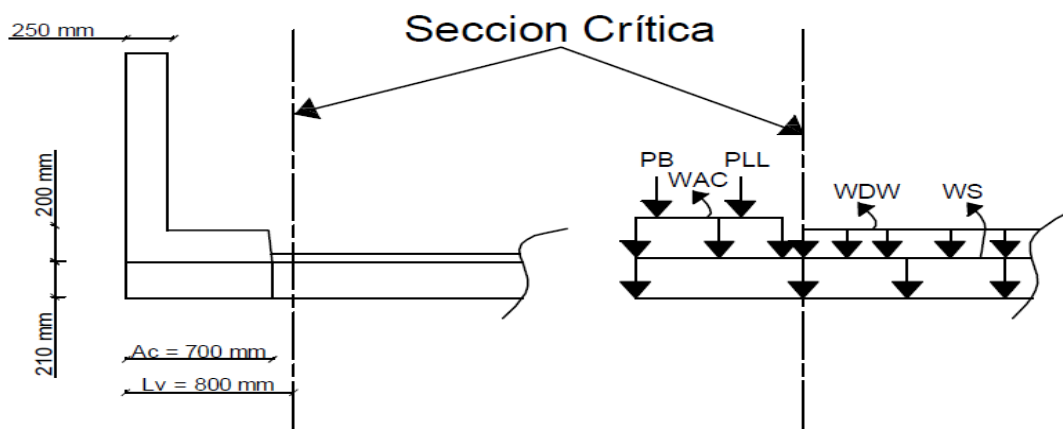


Figura 83. Sección crítica de los volados con las cargas que actúan. Elaborado por: Autor.

4.4.11.1 Análisis de momentos en la sección crítica con las cargas que actúan sobre la losa de volado

Carga muerta de la protección lateral

$$W_b = 0.25 \times 1.10 \times 2.4$$

$$W_b = 0.66 T$$

Carga muerta de la acera

$$W_{AC} = 0.20 \times 0.70 \times 2.4$$

$$W_{AC} = 0.34 T$$

Carga muerta de la losa

$$W_D = 0.21 \times 0.80 \times 2.4$$

$$W_{AC} = 0.41 T$$

Carga muerta de la capa de rodadura

$$W_D = 0.1 \times 0.05 \times 2.4$$

$$W_{AC} = 0.012 T$$

Momento en la sección crítica

$$M_{CM} (-) = 0.66 \times 0.675 + 0.34 \times 0.45 + 0.41 \times 0.4 + 0.012 \times 0.05$$

$$M_{CM} (-) = 0.7631 T - m$$

Carga viva

Tenemos dos posiciones de análisis en posición normal y en posición accidentada dado de que el volado es muy pequeño no se puede analizar en posición normal porque estaría dentro del tablero.

Se analizará en máxima excentricidad en posición accidental como se muestra en la siguiente figura.

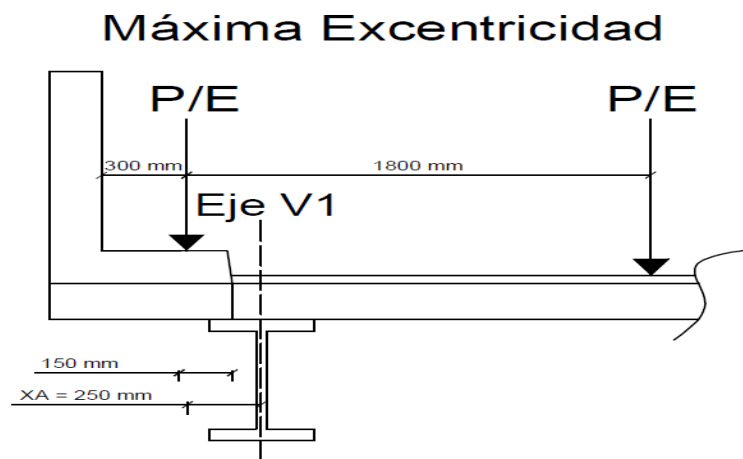


Figura 84. Máxima excentricidad del camión de diseño. Elaborado por: Autor

$$E_A = 0.1 \times 0.25 + 1.143$$

$$E_A = 1.17 \text{ m}$$

$$M_{CV} = \frac{7.27}{1.17} \times 0.25$$

$$M_{CV} = 1.55 T - m$$

$$M_{CV} + I = 1.55 \times 1.30$$

$$M_{CV} + I = 2.02 T - m$$

Cálculo del momento máximo

$$M_U = 1.30 \times (B_O \times M_{CM} + B_{L+1} \times M_{CM} + I) \quad \text{Ecu. 131}$$

Por ser una posición de máxima excentricidad $B_O = B_{L+1} = 1$

$$M_U = 1.30 \times (B_O \times M_{CM} + B_{L+1} \times M_{CM} + I)$$

$$M_U = 1.30 \times (0.7631 + 2.02)$$

$$M_U = 3.62 T - m$$

El momento último de diseño será $3.62 T - m$ para encontrar la armadura del volado

$$\frac{M_U}{\Phi x f' c x b x d_{NEG}^2} = w - 0.59w^2 \quad \text{Ecu. 132}$$

$$\frac{3.62 \times 1000 \times 100}{0.90 \times 280 \times 100 \times 14.2^2} = w - 0.59w^2$$

$$0.072 = w - 0.59w^2$$

$$w = 0.072$$

$$p = w \frac{f'c}{fy} \quad \text{Ecu. 133}$$

$$p = 0.072 \times \frac{280}{4200}$$

$$p = 0.0048$$

Cálculo de armadura en volado

$$A_s = p \times b \times d_{NEG} \quad \text{Ecu. 134}$$

$$A_s = 0.0048 \times 100 \times 14.2$$

$$A_s = 6.82 \text{ cm}^2 = 0.68 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Espaciamiento de las varillas

Se asume $\phi_v = 16$ con $A_s = 200 \text{ mm}$ para tener el mismo armado que los tramos internos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A_s(\phi_v)}{A_s} \quad \text{Ecu. 135}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{200}{0.68}$$

$$\text{Espaciamiento} = 294.12 \text{ mm} \cong 200 \text{ mm como en los tramos internos}$$

Armadura secundaria o refuerzo de distribución

Para la armadura secundaria se utilizara un porcentaje del A_s del momento negativo.

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Ecu. 136

Donde:

S: Distancia de diseño en metros

$$\% = \frac{121}{\sqrt{0.8}} = 135\% \leq 67\%$$

Por lo tanto se escoge el 67% para el cálculo de la armadura

$$A_s = 0.67 \times 0.68$$

$$A_s = 0.46 \frac{mm^2}{mm}$$

Espaciamiento de las varillas

Se asume $\phi_v = 14$ con $A_s = 150 \text{ mm}^2$, para tener el mismo armado que los tramos internos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A_s(\phi_v)}{A_s} \quad \text{Ecu. 137}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{150}{0.46}$$

$$\text{Espaciamiento} = 326 \text{ mm} \cong 300 \text{ mm}$$

4.4.11.2 Armaduras de volado

Parte inferior del tablero

Para evitar vibraciones 1 varilla $\phi_v = 10 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$

Armado principal que es perpendicular al tráfico

1 varillas $\phi_v = 14 \text{ mm @ } 300 \text{ mm}$

Armado secundario que es paralelo al tráfico

Nota: Los extremos de las varillas terminan con ganchos estándar a 90°

Parte superior del tablero

1 varillas $\phi_v = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm}$

Armado principal que es perpendicular al tráfico

1 varillas $\phi_v = 10 \text{ mm @ } 300 \text{ mm}$

Armado secundario que es paralelo al tráfico

NOTA: Los extremos de las varillas terminan con ganchos estándar a 180°

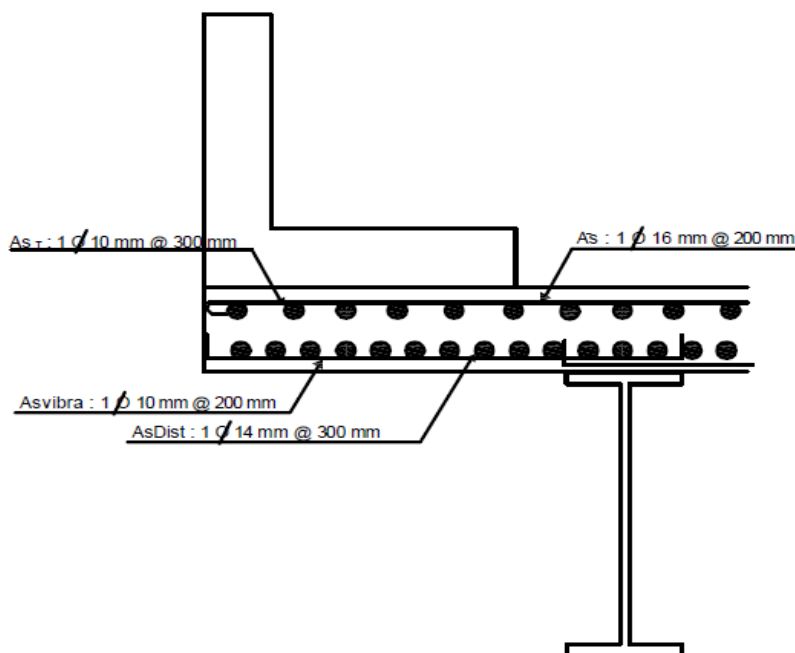


Figura 85. Armado de volado. Elaborado por: Autor

4.5 Diseño de Vigas Metálicas

Las vigas serán en forma de I, cada una serán unidas por medio de placas y soldadas de tal forma que nos dé un diseño económico y seguro, se debe a que tenemos gran momento de rigidez e inercia debido al acero que se posee en los patines.

4.5.1 Pre dimensionamiento de vigas metálicas

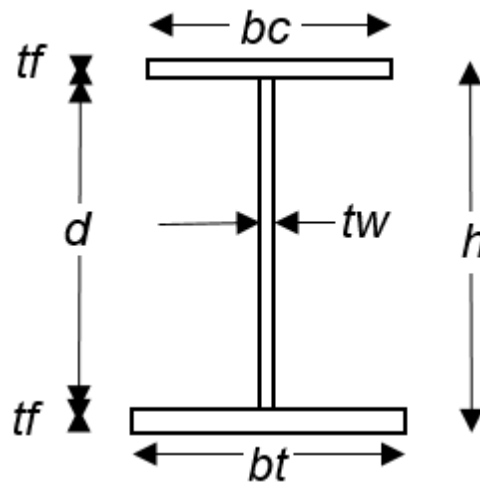


Figura 86. Forma y partes de viga metálica. Elaborado por: Autor

Donde:

bc : Longitud del ala superior

tf : Espesor de alas

d : Longitud del alma

bt : Longitud del ala inferior

tw : Espesor del alma

h : Altura total de viga

4.5.1.1 Material a ser utilizado es el ASTM A588

Se escogió este material porque en la zona de implantación del puente es muy variable el clima y las vigas van a estar expuestas a situaciones extremas, el material A588 es un acero estructural que es muy resistente a la corrosión y tiene muy alta resistencia, otras características importantes de este acero es que es muy fácil soldar y perforar sus laminas haciendo más fácil la construcción de sus elementos, teniendo las siguientes características del acero:

Esfuerzo mínimo de fluencia (f_y) = 350 MPa

Esfuerzo mínimo de ruptura (f_u) = 490 MPa

Esfuerzo admisible por flexión (f_b) = $0.60 \times f_y = 210$ MPa

La AASHTO para el pre dimensionamiento nos sugiere las siguientes relaciones:

Para la longitud del alma:

$$d \geq \frac{L}{25} \quad \text{Ecu. 138}$$

$$d \geq \frac{20000}{25}$$

$$d \geq 800$$

$$d_{adoptado} = 1200 \text{ mm}$$

Para el espesor del alma

Sin rigidizadores longitudinales

$$t_w \geq \frac{d \times \sqrt{f_b}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad \text{Ecu. 139}$$

$$t_w \geq \frac{120 \times \sqrt{2100}}{6100} \geq \frac{120}{150}$$

$$t_w \geq 0.91 \geq 0.8$$

$$t_{wadoptado} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Con rigidizadores longitudinales

$$t_w \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{150} \quad \text{Ecu. 140}$$

$$t_w \geq \frac{120 \times \sqrt{2100}}{12200} \geq \frac{120}{300}$$

$$t_w \geq 0.45 \geq 0.40$$

$$t_{wadoptado} = 0.50 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

Espesor de patines superior e inferior (tf):

$$tf \geq 3 \text{ cm} \quad \text{Ecu. 141}$$

$$tf_{adoptado} = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$$

Pre dimensionamiento de las alas superior e inferior

Se tomará en cuenta las medidas que ya se tomó en el (A.4.4.5)

Longitud de ala superior (bc):

$$\frac{bc}{2 \times tf} \leq 12 \quad \text{Ecu. 142}$$

$$bc = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{30}{2 \times 3} \leq 12$$

$$5 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

Comparación de las alas (tf):

$$tf \geq 1.1 \times t_w \quad \text{Ecu. 143}$$

$$tf \geq 1.1 \times 10$$

$$30 \text{ mm} \geq 11 \text{ mm}$$

Longitud del ala inferior (bt):

$$bt \geq bc \quad \text{Ecu. 144}$$

$$bt \geq \frac{d}{6} \quad \text{Ecu. 145}$$

$$bt \geq \frac{120}{6}$$

$$bt = 200 \text{ mm}$$

$$bt_{\text{asumido}} = 400 \text{ mm}$$

Relación entre ala superior y ala inferior

$$0.10 \leq \frac{bc}{bt} \leq 1 \quad \text{Ecu. 146}$$

$$0.10 \leq \frac{300}{400} \leq 1$$

$$0.10 \leq 0.75 \leq 1$$

Teniendo la siguiente dimensión para la viga:

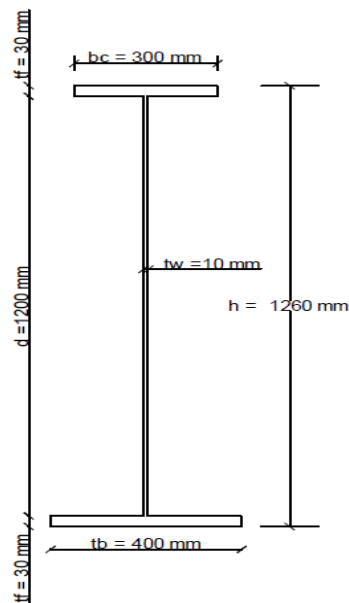


Figura 87. Dimensiones adoptada para la viga central V2. Elaborado por: Autor

Sección de viga:

$$A_v = t_f \times (bc + bt) + (d \times tw)$$

Ecua. 147

$$A_v = 30 \times (300 + 400) + (1200 \times 10)$$

$$A_v = 33000 \text{ mm}^2$$

Sección de protección lateral:

$$A_{PARAPETO} = 250 \times 1100$$

$$A_{PARAPETO} = 275000 \text{ mm}^2$$

4.5.2 Análisis de cargas

Para el análisis de vigas se deben tomar en cuenta todas las cargas permanentes que actúan sobre cada una de las vigas.

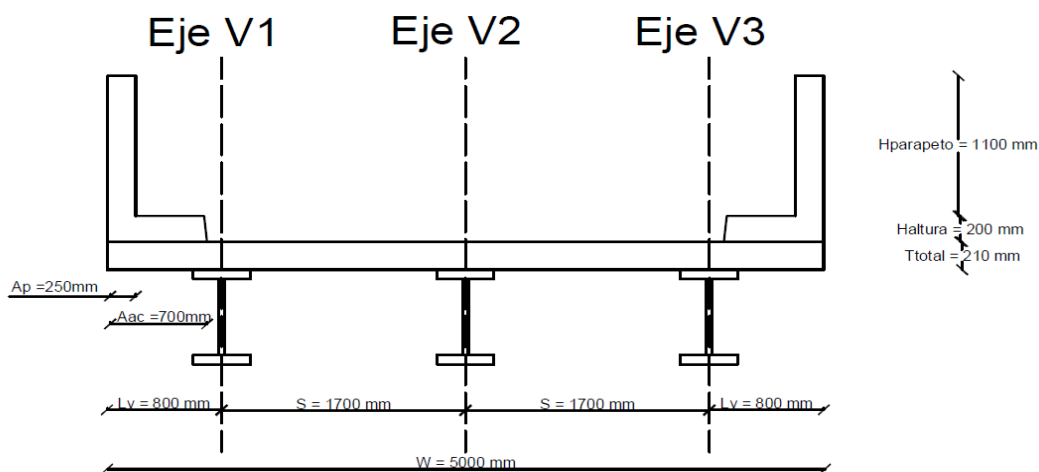


Figura 88. Sección transversal de la superestructura del puente. Elaborado por: Autor

Peso de tablero:

$$w_{TABLERO} = \gamma_{TABLERO} \times \{1 \times (t \times (W - (2 \times Lv)) + (2 \times tv \times Lv)) / 4\} \quad \text{Ecu. 148}$$

$$w_{TABLERO} = 2.4 \times 10^{-5} \times \{1 \times (210 \times (5000 - (2 \times 800)) + (2 \times 210 \times 800)) / 4\}$$

$$w_{TABLERO} = 5.52 \frac{N}{mm}$$

Peso de viga:

$$w_{VIGA} = \gamma_{ACERO} \times (1 \times Av) \quad \text{Ecu. 149}$$

$$w_{VIGA} = 7.85 \times 10^{-5} (1 \times 33000)$$

$$w_{VIGA} = 2.60 \frac{N}{mm}$$

W_{D1} : Peso de viga más peso de tablero

$$W_{D1} = w_{TABLERO} + w_{VIGA} \quad \text{Ecu. 150}$$

$$W_{D1} = 5.52 + 2.60$$

$$W_{D1} = 8.12 \frac{N}{mm}$$

Peso de carpeta asfáltica:

$$W_{CARPETA} = \gamma_{CARPETA} \times \{1 \times hc \times (W - (2 \times Aac)) / 4\} \quad \text{Ecu. 151}$$

$$W_{CARPETA} = 2.25 \times 10^{-5} \times \{1 \times 50 \times (5000 - (2 \times 700)) / 4\}$$

$$W_{CARPETA} = 1.02 \frac{N}{mm}$$

Peso de parapeto:

$$W_{PARAPETO} = \gamma_{PARAPETO} \times \{1x(2xA_{PARAPETO})/4\} \quad \text{Ecu. 152}$$

$$W_{PARAPETO} = 2.4 \times 10^{-5} \times \{1x(2x275000)/4\}$$

$$W_{PARAPETO} = 3.3 \frac{N}{mm}$$

Peso de acera:

$$W_{ACERA} = \gamma_{ACERA} \times \{1x(2xA_{ACERA})/4\} \quad \text{Ecu. 153}$$

$$W_{ACERA} = 2.4 \times 10^{-5} \times \{1x(2x140000)/4\}$$

$$W_{ACERA} = 1.70 \frac{N}{mm}$$

W_{D2} :Peso de carpeta asfáltica + peso de parapeto + peso de acera

$$W_{D2} = W_{CARPETA} + W_{PARAPETO} + W_{ACERA} \quad \text{Ecu. 154}$$

$$W_{D2} = 1.02 + 3.3 + 1.70$$

$$W_{D2} = 6.02 \frac{N}{mm}$$

4.5.2.1 Secciones de análisis de viga metálica

Para poder hacer un análisis tenemos que considerar dos secciones obligatorias y complementarias.

- Secciones obligatorias: Se analizará el momento máximo por carga muerta $Mmax_{cm}$ y también el momento máximo por carga viva $Mmax_{cv}$, y la carga viva se pondrá el camión de diseño a 715 mm del centro de la luz, un camión oruga en el centro de la luz y carga distribuida en el centro de la luz.

- Secciones complementarias: Se analizará cada 4 metros la carga.

4.5.3 Análisis de viga sola en el centro de luz, sección obligatoria

4.5.3.1 Primera etapa análisis de construcción del tablero armado.

Se analizara en esta etapa el peso propio del tablero más el peso de la viga, la carga por mano de obra y equipos de construcción se considera nulo, teniendo solo el siguiente peso de W_{D1} .

$$W = W_{D1} = 8.12 \frac{N}{mm}$$

Momento por carga muerta en el centro de la luz

$$M_{D1} = \frac{W_{D1} \times L^2}{8} \quad \text{Ecu. 155}$$

$$M_{D1} = \frac{8.12 \times 20000^2}{8}$$

$$M_{D1} = 4.06 \times 10^8 \text{ Nxmm}$$

Sección resistente análisis de primera etapa

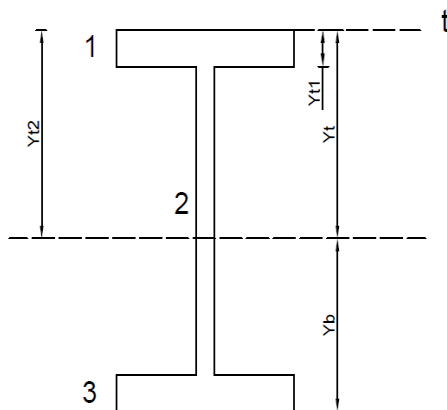


Figura 89. Primera etapa de sección resistente. Elaborado por: Autor

Tabla 23
Propiedades geométricas de la viga en el centro de su luz

Sección	Dimensiones (cm)	Área	Yt	Ayt	A(yt) ²	Io = bh ³ /12
1	30 x 3	90	1.5	135	202.5	67.5
2	120 x 1	120	63	7560	476280	144000
3	40 x 3	120	124.5	14940	1860030	90
Suma		330		22635	2336512.5	144157.5

Elaborado por: Autor.

Distancia desde la fibra más alejada en compresión hasta el eje neutro

$$y_c = \frac{\sum(A \times y_t)}{\sum A} \quad \text{Ecu. 156}$$

$$y_c = \frac{22635}{330}$$

$$y_c = \frac{22635}{330}$$

$$y_c = 68.60 \text{ cm}$$

Distancia desde la fibra más alejada en tracción hasta el eje neutro

$$y_t = h - y_c \quad \text{Ecu. 157}$$

$$y_t = 126 - 68.60$$

$$y_t = 57.40 \text{ cm}$$

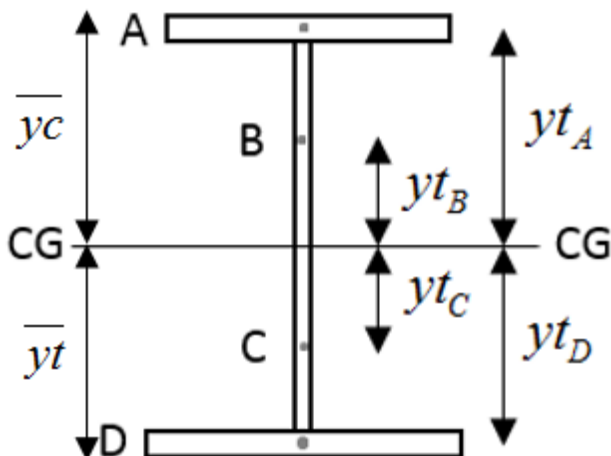


Figura 90. Primera etapa del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga. Elaborado por: Autor

Cálculo de la inercia de la viga con referencia al centro de gravedad en el centro de luz

$$I_{CG} = \left(\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right) + \left(\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right) \quad \text{Ecu. 158}$$

$$+ \left(\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right) + \left(\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right)$$

$$I_{CG} = \left(\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 67.1^2) \right) + \left(\frac{1 \times 65.6^3}{12} + (1 \times 65.6 \times 32.8^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{1 \times 54.4^3}{12} + (1 \times 54.4 \times 27.2^2) \right) + \left(\frac{40 \times 3^3}{12} + (40 \times 3 \times 55.9^2) \right)$$

$$I_{CG} = 928188.92 \text{ cm}^4$$

Cálculo de los módulos seccionales:

Módulo que analiza a la fibra más extrema sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = \frac{I_{CG}}{yc} \quad \text{Ecu. 159}$$

$$Z_c = \frac{928188.92}{68.6}$$

$$Z_c = 13530.45 \text{ cm}^3 = 13530450.73 \text{ mm}^3$$

Módulo que analiza a la fibra más extrema sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = \frac{I_{CG}}{\sqrt{y_t}} \quad \text{Ecua. 160}$$

$$Z_t = \frac{928188.92}{57.40}$$

$$Z_t = 17062.29 \text{ cm}^3 = 17062296.32 \text{ mm}^3$$

Análisis de esfuerzos actuantes en la viga

Esfuerzo a compresión en las fibras de la parte superior de la viga (f_c)

$$f_c = \frac{M_{D1}}{Z_c} \quad \text{Ecua. 161}$$

$$f_c = \frac{4.06 \times 10^8}{13530450.73}$$

$$f_c = 30.01 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzo atracción en la fibra inferior de la viga (f_t)

$$f_t = \frac{M_{D1}}{Z_t} \quad \text{Ecua. 162}$$

$$f_t = \frac{4.06 \times 10^8}{17062296.32}$$

$$f_t = 23.80 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

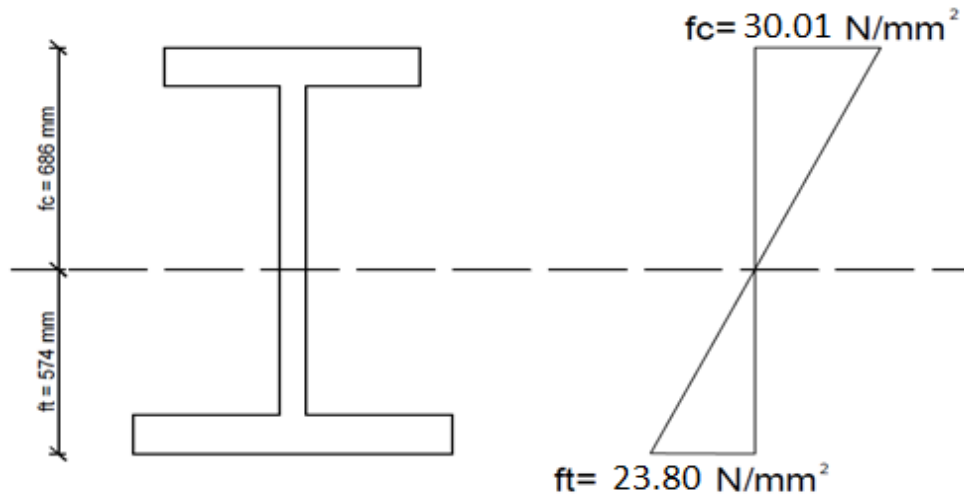


Figura 91. Diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor

Análisis de sección transversal compuesta

Es obligatorio el estudio en el centro de la luz del puente.

4.5.3.2 Segunda etapa sección compuesta solicitación del peso propio

En la sección transversal compuesta denominaremos $D1$ el peso propio de la viga o elemento soportante y peso del tablero. Denominamos $D2$ el peso del parapeto de la acera y la capa de rodadura aquí los elementos soportantes será la sección compuesta a largo plazo $3n$.

La sección compuesta es la sección que resiste, en esta sección se analizará el peso propio de los elementos que están dentro de las variables $D1$ y $D2$.

$$W = W_{D2} = 6.02 \frac{N}{mm}$$

Momento por carga muerta en el centro de la luz

$$M_{D2} = \frac{W_{D2} \times L^2}{8}$$

Ecu.
163

$$M_{D2} = \frac{6.02 \times 20000^2}{8}$$

$$M_{D2} = 3.01 \times 10^8 \text{ Nxmm}$$

Sección resistente:

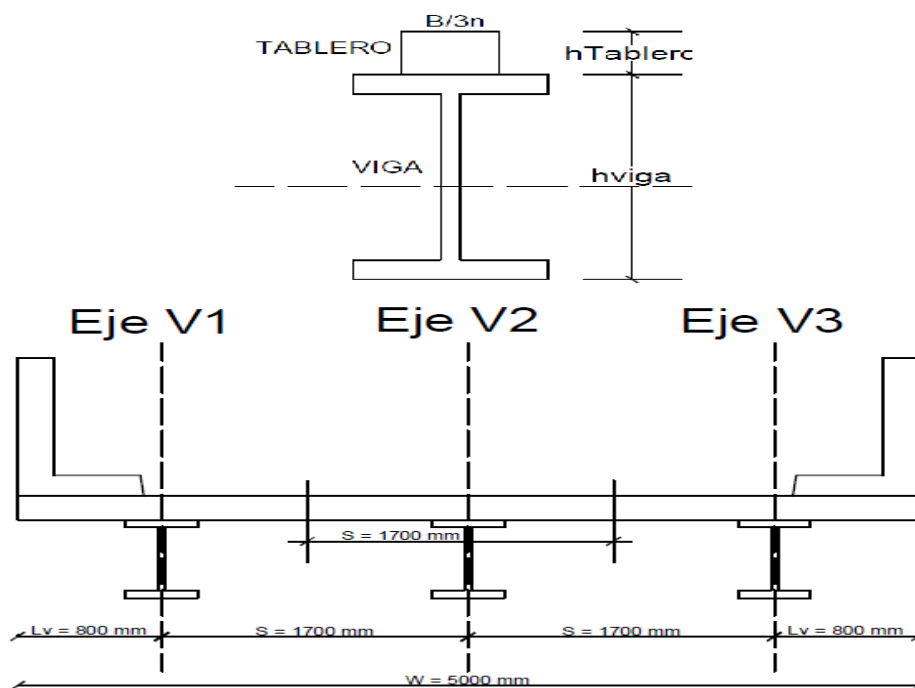


Figura 92. Segunda etapa sección resistente. Elaborado por: Autor

Ancho efectivo de la losa

El ancho del tablero que actúa con las vigas interiores será el menor de las siguientes medidas:

Un Cuarto de la longitud de la luz

$$B_e = \frac{L}{4}$$

Ecu. 164

$$B_e = 5000 \text{ mm}$$

Doce veces el espesor del tablero, más el espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.

$$Be = 12x\left\{\left(\frac{210 + 210}{2}\right) + \frac{300}{2}\right\} \quad \text{Ecu. 165}$$

$$Be = 4320 \text{ mm}$$

La distancia entre vigas interiores seguidas

$$Be = 1700 \text{ mm}$$

Se escoge la menor medida que es la separación de vigas

$$Be_{INTERIOR} = 1700 \text{ mm}$$

Para las vigas exteriores, el ancho efectivo del tablero es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes:

La longitud del volado

$$Be = 800 \text{ mm}$$

Un octavo de la longitud del claro

$$Be = \frac{L}{8} \quad \text{Ecu. 166}$$

$$Be = \frac{20000}{8}$$

$$Be = 2500 \text{ mm}$$

Seis veces el espesor del tablero, más un cuarto del ancho del patín superior de la viga o el mayor de la mitad del espesor del alma.

$$Be = 6x \left\{ \left(\frac{210 + 210}{2} \right) + \frac{300}{2} \right\} \quad \text{Ecu. 167}$$

$$Be = 2160 \text{ mm}$$

Para la viga exterior se toma la medida del volado

$$Be_{EXTERIOR} = 800 \text{ mm}$$

Sección equivalente D2 conformada por cargas de peso de acera, de parapeto y capa de rodadura

Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{0.043 \times \gamma_{HORMIGÓN}^{1.50} \times f_c^{0.50}} \quad \text{Ecu. 168}$$

Donde:

Es : Elasticidad del acero

Ec : Elasticidad del hormigón

$\gamma_{HORMIGÓN}$: Densidad del hormigón

f_c : Resistencia del hormigón

$$n = \frac{2.07 \times 10^7}{0.043 \times (2.35 \times 10^5)^{1.50} \times 28^{0.50}}$$

$$n = 8$$

Para la viga interior se tomara

$$\frac{Be_{INTERIOR}}{3 \times n} \quad \text{Ecu. 169}$$

$$\frac{1700}{3 \times 8} = 70.83 \text{ mm}$$

Tabla 24
Propiedades geométricas de la sección compuesta

Sección	Dimensiones	Área	yt	(Área) x (yt)
1	7.83 x 19	148.77	9.5	1413.32
2	30 x 3	90	20.5	1845.00
3	1 x 120	120	82	9840.00
4	40 x 3	120	143.5	17220.00
Suma		478.77		30318.32

Elaborado por: Autor.

Distancia desde la fibra más alejada a compresión hasta el eje neutro.

$$y_c = \frac{\sum(A \times y_t)}{\sum A} \quad \text{Ecu. 170}$$

$$y_c = \frac{30318.32}{494.43}$$

$$y_c = 61.32 \text{ cm}$$

Distancia desde la fibra más alejada a tracción hasta el eje neutro.

$$y_t = h - y_c \quad \text{Ecu. 171}$$

$$y_t = 147 - 61.32$$

$$y_t = 85.68 \text{ cm}$$

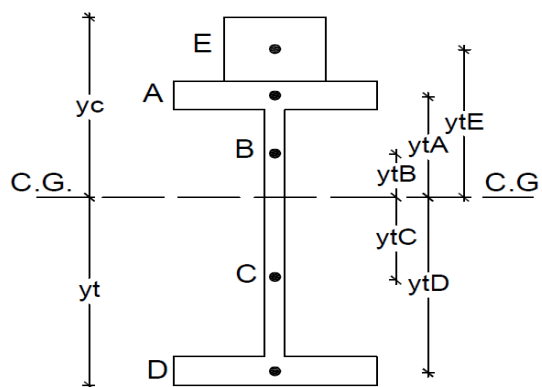


Figura 93. Primera etapa del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga. Elaborado por: Autor

Inercia de la viga con respecto al centro de gravedad

$$I_{CG} = \left(\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right) + \left(\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right) \quad \text{Ecu. 172}$$

$$+ \left(\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right) + \left(\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{b_E \times h_E^3}{12} + (b_E \times h_E \times yt_E^2) \right)$$

$$I_{CG} = \left(\frac{7.83 \times 21^3}{12} + (7.83 \times 21 \times 50.82^2) \right) + \left(\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 38.82^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{1 \times 37.32^3}{12} + (1 \times 37.32 \times 18.66^2) \right) + \left(\frac{1 \times 82.68^3}{12} + (1 \times 82.68 \times 41.34^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{40 \times 3^3}{12} + (40 \times 3 \times 84.18^2) \right)$$

$$I_{CG} = 1.58389 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Cálculo de módulos seccionales

Módulo que analiza a la fibra más alejada sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = \frac{I_{CG}}{yc} \quad \text{Ecu. 173}$$

$$Z_c = \frac{1.58389 \times 10^6 \times 10^6}{61.32}$$

$$Z_c = 25829.93 \text{ cm}^3 = 25829.93 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Módulo que analiza a la fibra más alejada sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = \frac{I_{CG}}{yt} \quad \text{Ecu. 174}$$

$$Z_t = \frac{1.58389 \times 10^6}{85.68}$$

$$Z_t = 18486.1 \text{ cm}^3 = 18486.1 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Módulo seccional que pertenece a la fibra inferior del tablero Z_{L-V}

$$Z_{L-V} = \frac{(y_c - h_{TABLERO}) \times Z_c}{y_c} \quad \text{Ecu. 175}$$

$$Z_{L-V} = \frac{(61.32 - 21) \times 25829.93}{61.32}$$

$$Z_{L-V} = 1.7 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Análisis de esfuerzos actuantes en la viga

Esfuerzo a compresión de la fibra superior de la viga f_c

$$f_c = \frac{M_{D2}}{Z_c} \quad \text{Ecu. 176}$$

$$f_c = \frac{3.01 \times 10^8}{25829.93 \times 10^3}$$

$$f_c = 11.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzo a compresión de la fibra inferior de la viga f_t

$$f_t = \frac{M_{D2}}{Z_t} \quad \text{Ecu. 177}$$

$$f_t = \frac{3.01 \times 10^8}{18486.1 \times 10^3}$$

$$f_t = 18.29 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzo a compresión correspondiente a la fibra inferior de la losa f_{L-V}

$$f_{L-V} = \frac{M_{D2}}{Z_{L-V}} \quad \text{Ecu. 178}$$

$$f_{L-V} = \frac{3.01 \times 10^8}{1.7 \times 10^7}$$

$$f_{L-V} = 17.71 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzos reales del hormigón

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c_{SUPERIOR}} = \frac{fc}{(3 \times n)} \quad \text{Ecu. 179}$$

$$f_{c_{SUPERIOR}} = \frac{11.65}{(3 \times 8)}$$

$$f_{c_{SUPERIOR}} = 0.49 \frac{N}{mm^2}$$

Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{f_{L-V}}{(3 \times n)} \quad \text{Ecu. 180}$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{17.71}{(3 \times 8)}$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 0.74 \frac{N}{mm^2}$$

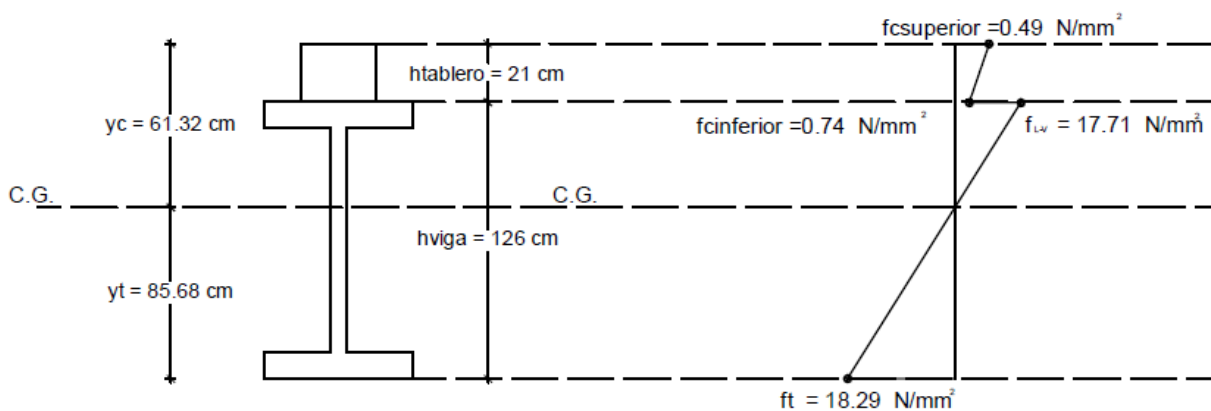


Figura 94. Segunda etapa diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor

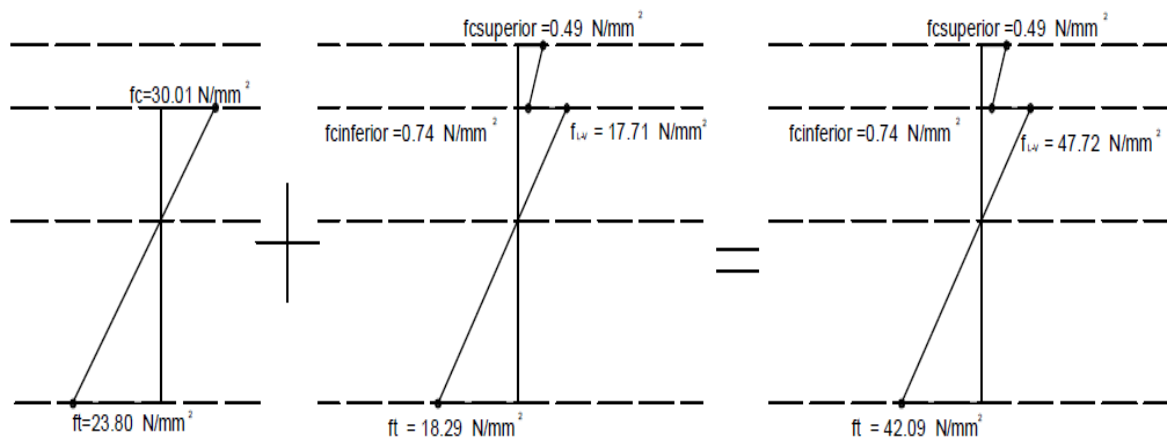


Figura 95. Diagrama de esfuerzos finales. Elaborado por: Autor

Análisis de los efectos por carga muerta

La carga muerta produce cortante y momentos máximos en una viga simplemente apoyada la cual soporta una carga distribuida nominada w en cierta luz nominada L , teniendo las siguientes expresiones para su cálculo.

$$V_x = w x (0.50 x L - x) \quad \text{Ecu. 181}$$

$$M_x = X x (L - x) x 0.50 x w \quad \text{Ecu. 182}$$

Tabla 25

Cortantes máximas en viga sin factorar por peso propio (primera y segunda etapa)

Abscisa	D1				D2						Total
	TABLERO		VIGAS		Capa Rod.		Acera		Parapeto		$\sum V_x$
mm	W	Vx	W	Vx	W	Vx	W	Vx	W	Vx	Vtx
	N/mm	N	N/mm	N	N/mm	N	N/mm	N	N/mm	N	N
0	5.52	55200	2.6	26000	1.02	10200	1.7	17000	3.3	33000	108400
10000	5.52	0	2.6	0	1.02	0	1.7	0	3.3	0	0
20000	5.52	-55200	2.6	-26000	1.02	-10200	1.7	-17000	3.3	-33000	-108400

Elaborado por: Autor.

Tabla 26

Momentos máximas en viga sin factorar por peso propio (primera y segunda etapa)

Abscisa	D1				D2						Total
	TABLERO		VIGAS		Capa de Rod.		Acera		Parapeto		ΣMx
	W	Mx	W	Mx	W	Mx	W	Mx	W	Mx	Mtx
mm	N/mm	Nxmm	N/mm	Nxmm	N/mm	Nxmm	N/mm	Nxmm	N/mm	Nxmm	Nxmm
0	5.52	0	2.6	0	1.02	0	1.7	0	3.3	0	0
10000	5.52	276x10 ⁶	2.6	130x10 ⁶	1.02	51x10 ⁶	1.7	85x10 ⁶	3.3	165x10 ⁶	707x10 ⁶
20000	5.52	0	2.6	0	1.02	0	1.7	0	3.3	0	0

Elaborado por: Autor.

4.5.3.3 Tercera etapa puente en servicio sección compuesta

Se considera a la estructura del puente ya en servicio con el camión de diseño, carga de oruga y carga distribuida.

- **Momento máximo por carga viva**

El momento máximo es la producida por el camión de diseño HL-93 donde se la encuentra de la siguiente forma:

Determinación de la carga crítica

Se analizará la carga del camión de diseño como si fueran sus ejes cargas puntuales aplicadas a una viga simplemente apoyada.

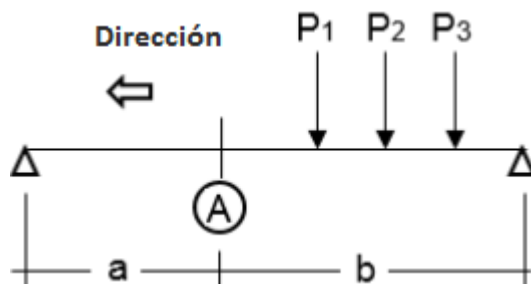


Figura 96. Análisis de la carga crítica con camión de diseño HL-93. Elaborado por: Autor

$$\frac{\sum F_{IZQ}}{a} < \frac{\sum F_{DER}}{b} \quad \text{Ecu. 183}$$

Asumiendo que las longitudes $a = b$ por lo tanto sería igual a la mitad de la luz la aplicación de la carga del camión de diseño.

$$\sum F_{IZQ} < \sum F_{DER} \quad \text{Ecu. 184}$$

$$0 < P_1 + P_2 + P_3 \quad \text{Ecu. 185}$$

$$P_1 < P_2 + P_3$$

$$35 \text{ KN} < 145 \text{ KN} + 145 \text{ KN}$$

Si movemos la carga de eje P_2 nos da la siguiente igualdad

$$P_1 + P_2 > P_3$$

$$35 \text{ KN} + 145 \text{ KN} > 145 \text{ KN}$$

La carga crítica se encuentra en $P_2 = 145 \text{ KN}$ sería el eje posterior del camión de diseño

Ubicación de la resultante

Para encontrar la ubicación, se realiza sumatoria de momentos en un punto delimitado (A).

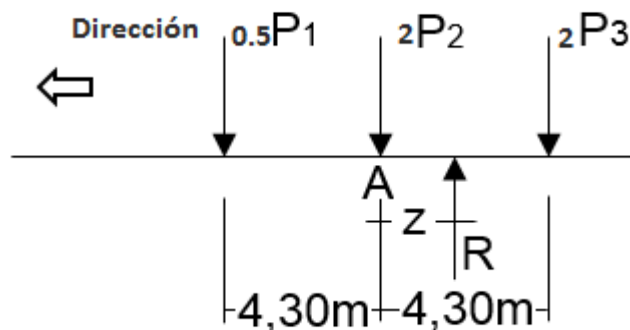


Figura 97. Localización de la resultante R. Elaborado por: Autor

La resultante será cada carga por su brazo de palanca

$$R = P_1 + P_2 + P_3 \quad \text{Ecu. 186}$$

$$R = 0.5P + 2P + 2P$$

$$R = 4.5P$$

$$\sum M_A = 0 \quad \text{Ecu. 187}$$

$$(0.50P \times 4.30) + (R \times z) - (2P \times 4.30) = 0$$

$$2.15P + Rz - 8.60P = 0$$

$$z = \frac{6.45 P}{R}$$

$$z = \frac{6.45 P}{4.50 P}$$

$$z = 1.43 \text{ m} = 1430 \text{ mm}$$

Se determina la sección crítica que está a $z/2$ del centro de la luz de la estructura.

$$\frac{z}{2} = \frac{1430}{2} = 715 \text{ mm} \quad \text{Ecu. 188}$$

- Determinación de cortantes y momentos en la sección crítica a causa de la carga viva.

Se tomará en cuenta la carga de camión de diseño HL – 93 ya que son las cargas más críticas con respecto a las cargas de oruga, también se considerará la carga distribuida, analizando cortantes y momentos en la sección crítica.

Determinación de cortante y momento en la sección crítica abscisa 0 + 000, es decir a inicio del puente producida por carga viva distribuida denominándoles $w_{CD} = 9.30 \text{ N/mm}$ según la AASHTO.

$$V_x = w_{CD} x (0.50 x L - x) \quad \text{Ecu. 189}$$

$$V_x = 9.30 x ((0.50 x 20000) - 0)$$

$$V_x = 93000 \text{ N} = 93 \text{ kN}$$

$$M_x = X x (L - X) x 0.50 w_{CD} \quad \text{Ecu. 190}$$

$$M_x = 0 x (20000 - 0) x 0.50 x 9.30$$

$$M_x = 0 \text{ kNxmm}$$

Determinación de cortante y momento en la sección crítica en la mitad de la luz del puente es decir 10 m producida por carga viva distribuida denominándoles $w_{CD} = 9.30 \text{ N/mm}$ según la AASHTO.

$$V_x = w_{CD} x (0.50 x L - x) \quad \text{Ecu. 191}$$

$$V_x = 9.30 x ((0.50 x 20000) - 10000)$$

$$V_x = 0 \text{ kN}$$

$$M_x = X x (L - X) x 0.50 w_{CD} \quad \text{Ecu. 192}$$

$$M_x = 10000 x (20000 - 10000) x 0.50 x 9.30$$

$$M_x = 465000000 \text{ N x mm} = 465000 \text{ kN x mm}$$

Determinación de cortante y momento en la sección crítica debido a carga viva por Camión de diseño HL – 93.

$$\sum M = 0 \quad \text{Ecu. 193}$$

$$(4985 \times P_1) + (9285 \times P_2) + (13585 \times P_3) - (20000 \times R_D) = 0$$

$$(4985 \times 35000) + (9285 \times 145000) + (13585 \times 145000) = 20000 \times R_D$$

$$R_D = 174.53 \text{ kN}$$

$$\sum R = 0 \quad \text{Ecu. 194}$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0$$

$$R_I = 35 + 145 + 145 - 174.53$$

$$R_I = 150.47 \text{ kN}$$

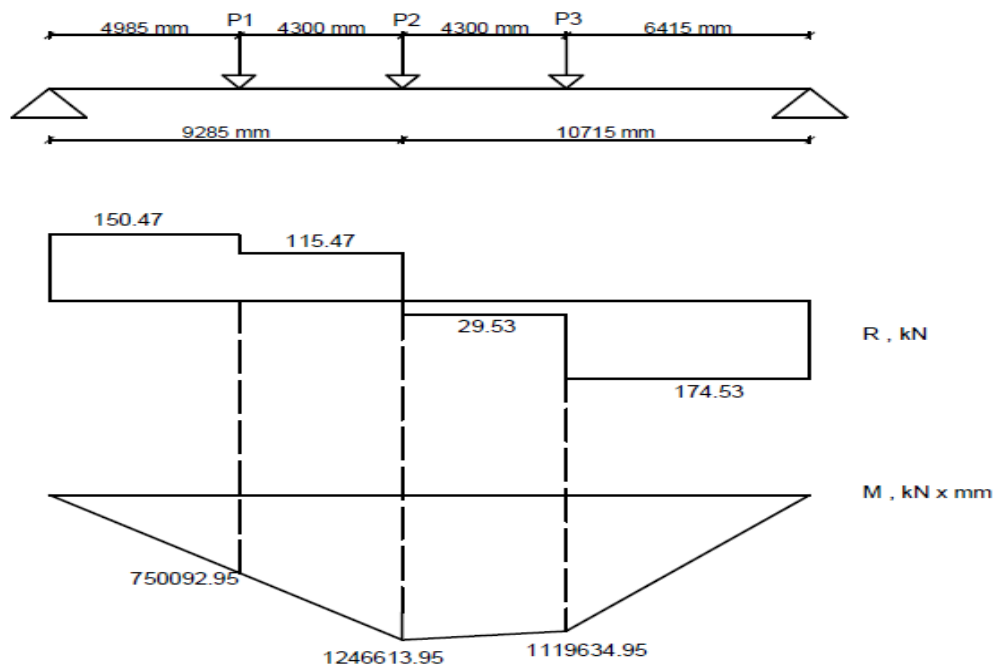


Figura 98. Diagrama de cortante y de momento por carga viva del camión de diseño HL - 93 en sección crítica.

Elaborado por: Autor

Determinación de cortante máximo en la sección crítica por camión de diseño

$$\sum M = 0 \quad \text{Ecu. 195}$$

$$(0 \times P_1) + (4300 \times P_2) + (8600 \times P_3) - (20000 \times R_D) = 0$$

$$(0 \times 35000) + (4300 \times 145000) + (8600 \times 145000) = 20000 \times R_D$$

$$R_D = 46.22 \text{ kN}$$

$$\sum R = 0 \quad \text{Ecu. 196}$$

$$R_I - P_1 - P_2 - P_3 + R_D = 0$$

$$R_I = 35 + 145 + 145 - 46.22$$

$$R_I = 278.78 \text{ kN}$$

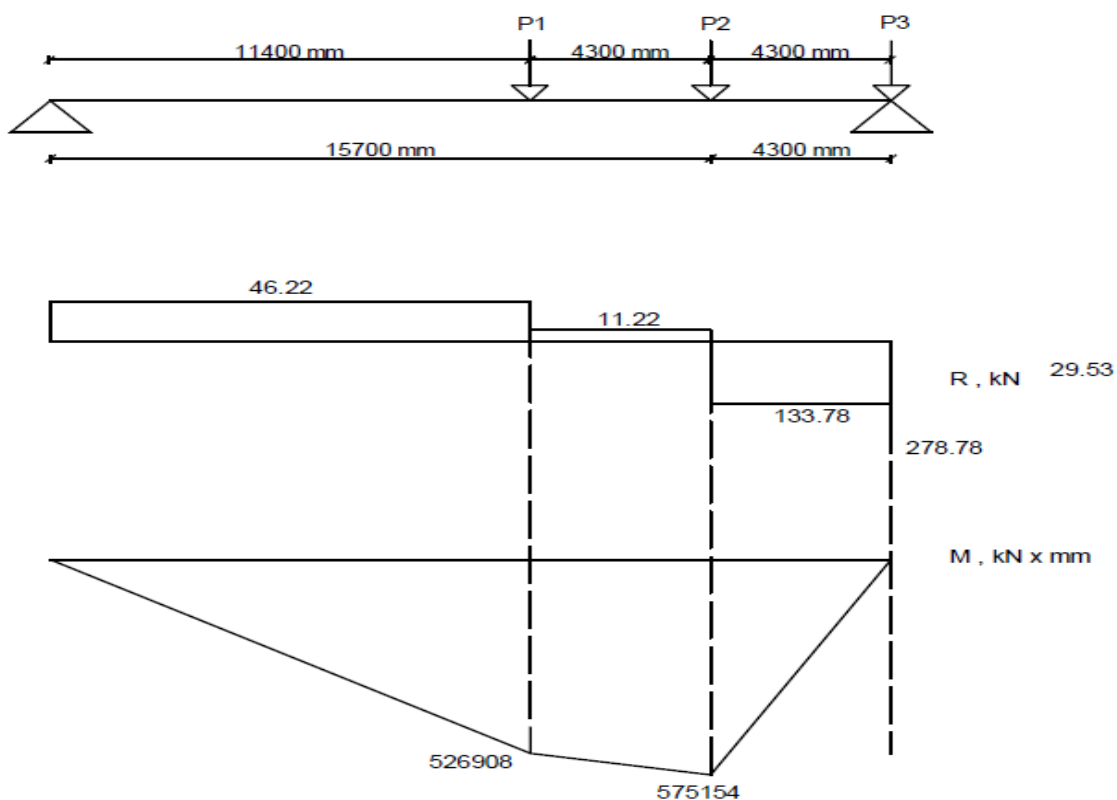


Figura 99. Diagrama de cortante y de momento por carga viva del camión de diseño HL - 93 en sección crítica.
Elaborado por: Autor

El momento máximo por carga viva es la sumatoria de los momentos en la zona crítica por causa de las cargas del camión HL - 93 ($M_{SC_{CAMION HL-93}}$) y de la carga distribuida ($M_{SC_{CARGA DISTRIBUIDA}}$).

$$M_{max_{cv}} = M_{SC_{CAMION HL-93}} + M_{SC_{CARGA DISTRIBUIDA}} \quad \text{Ecu. 197}$$

$$M_{max_{cv}} = 1246613.95 + 465000$$

$$M_{max_{cv}} = 1711613.95 \text{ kNxmm}$$

Análisis de la sección resistente

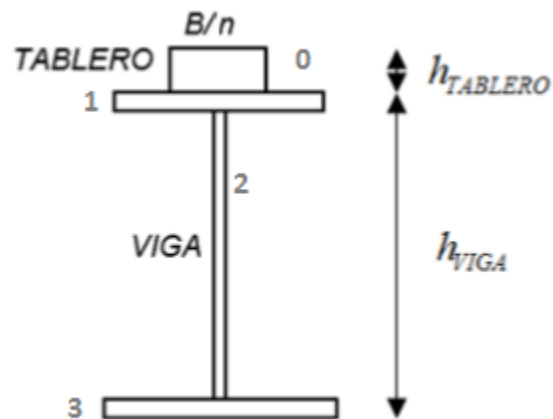


Figura 100. Puente en servicio sección resistente. Elaborado por: Autor

$$\frac{B}{n} = \frac{1700}{8} = 212.50 \text{ mm} \quad \text{Ecu. 198}$$

Tabla 27

Tercera etapa propiedades de la viga en el centro de la luz.

Sección	Dimensión	Área	yt	A x yt
	cm x cm	cm ²	cm	cm ³
0	21.25 x 21	446.25	10.5	4685.63
1	30 x 3	90	22.5	2025.00
2	1 x 120	120	84	10080.00
3	40 x 3	120	145.5	17460.00
Σ		776.25		34250.63

Elaborado por: Autor

Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más lejana en compresión

$$y_c = \frac{\sum(A \times yt)}{\sum A} \quad \text{Ecu. 199}$$

$$y_c = \frac{34250.63}{776.25}$$

$$y_c = 44.12 \text{ cm}$$

Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más lejana en tracción

$$y_t = h - y_c \quad \text{Ecu. 200}$$

$$y_t = 147 - 44.12$$

$$y_t = 102.88 \text{ cm}$$

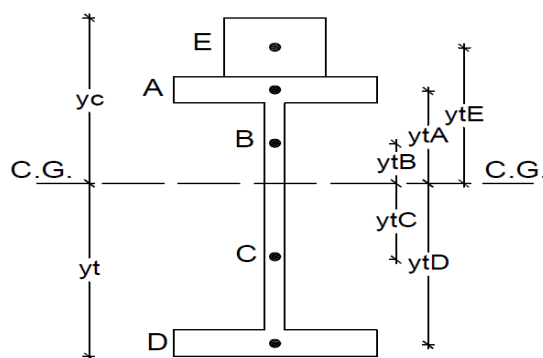


Figura 101. Segunda y tercera etapa, gráfica del centroide de la sección resistente al centro de luz de la viga.

Elaborado por: Autor

Inercia de la viga con respecto al centro de gravedad

$$I_{CG} = \left(\frac{b_A \times h_A^3}{12} + (b_A \times h_A \times yt_A^2) \right) + \left(\frac{b_B \times h_B^3}{12} + (b_B \times h_B \times yt_B^2) \right) \quad \text{Ecu. 201}$$

$$+ \left(\frac{b_C \times h_C^3}{12} + (b_C \times h_C \times yt_C^2) \right) + \left(\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{b_D \times h_D^3}{12} + (b_D \times h_D \times yt_D^2) \right)$$

$$I_{CG} = \left(\frac{21.25 \times 21^3}{12} + (21.25 \times 21 \times 33.62^2) \right) + \left(\frac{30 \times 3^3}{12} + (30 \times 3 \times 21.62^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{1 \times 20.12^3}{12} + (1 \times 20.12 \times 10.06^2) \right) + \left(\frac{1 \times 99.88^3}{12} + (1 \times 99.88 \times 49.94^2) \right)$$

$$+ \left(\frac{40 \times 3^3}{12} + (40 \times 3 \times 101.38^2) \right)$$

$$I_{CG} = 2.13122 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Cálculo de módulos seccionales

Módulo que analiza a la fibra más alejada sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = \frac{I_{CG}}{yc} \quad \text{Ecu. 202}$$

$$Z_c = \frac{2.13122 \times 10^6}{44.12}$$

$$Z_c = 48305.1 \text{ cm}^3 = 48305.1 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Módulo que analiza a la fibra más alejada sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = \frac{I_{CG}}{yt} \quad \text{Ecu. 203}$$

$$Z_t = \frac{2.13122 \times 10^6}{102.88}$$

$$Z_t = 20715.6 \text{ cm}^3 = 20715.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Módulo seccional que pertenece a la fibra inferior del tablero Z_{L-V}

$$Z_{L-V} = \frac{(y_c - h_{TABLERO}) \times Z_c}{y_c} \quad \text{Ecu. 204}$$

$$Z_{L-V} = \frac{(44.12 - 21) \times 48305.1}{44.12}$$

$$Z_{L-V} = 25313.1 \text{ cm}^3 = 25313.1 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Análisis de esfuerzos actuantes en la viga

Esfuerzo a compresión de la fibra superior de la viga f_c

$$f_c = \frac{M_{max_{cv}}}{Z_c} \quad \text{Ecu. 205}$$

$$f_c = \frac{1711613.95 \times 10^3}{48305.1 \times 10^3}$$

$$f_c = 35.44 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzo a compresión de la fibra inferior de la viga f_t

$$f_t = \frac{M_{max_{cv}}}{Z_t} \quad \text{Ecu. 206}$$

$$f_t = \frac{1711613.95 \times 10^3}{20715.6 \times 10^3}$$

$$f_t = 82.62 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Esfuerzo a compresión correspondiente a la fibra inferior de la losa f_{L-V}

$$f_{L-V} = \frac{M_{max_{cv}}}{Z_{L-V}} \quad \text{Ecu. 207}$$

$$f_{L-V} = \frac{1711613.95 \times 10^3}{25313.1 \times 10^3}$$

$$f_{L-V} = 67.62 \frac{N}{mm^2}$$

Esfuerzos reales del hormigón

Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{C_{SUPERIOR}} = \frac{f_c}{n} \quad \text{Ecu. 208}$$

$$f_{C_{SUPERIOR}} = \frac{35.44}{8}$$

$$f_{C_{SUPERIOR}} = 4.43 \frac{N}{mm^2}$$

Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{C_{INFERIOR}} = \frac{f_{L-V}}{(3 \times n)} \quad \text{Ecu. 209}$$

$$f_{C_{INFERIOR}} = \frac{67.62}{(3 \times 8)}$$

$$f_{C_{INFERIOR}} = 2.82 \frac{N}{mm^2}$$

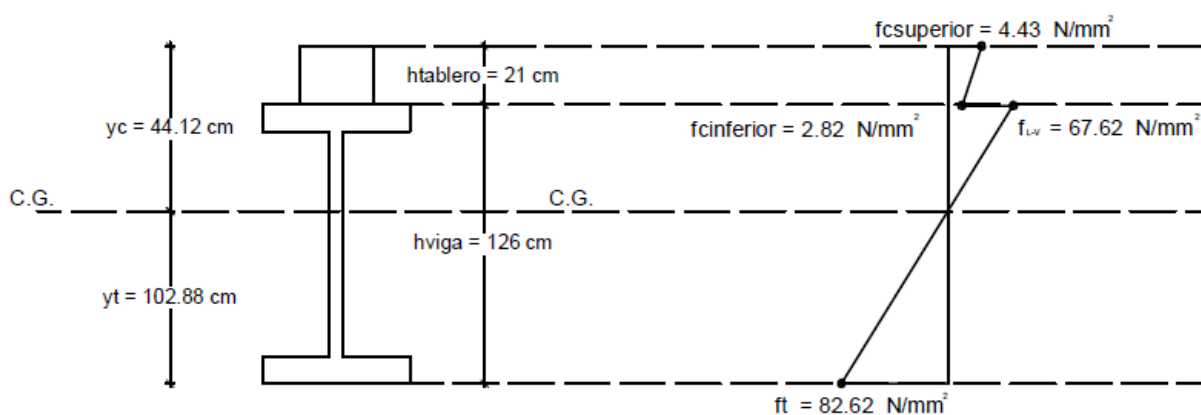


Figura 102. Tercera etapa diagrama de esfuerzos. Elaborado por: Autor

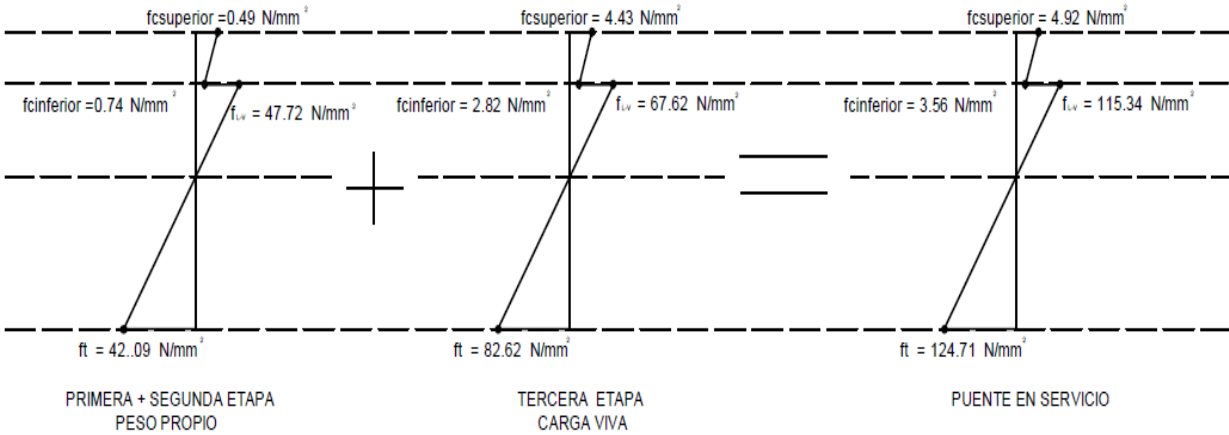


Figura 103. Puente en servicio en el centro de la luz abscisa 1000 mm diagrama de esfuerzos finales.

Elaborado por: Autor

Comprobación de los esfuerzos admisibles

Se analiza los esfuerzos producidos por el hormigón y para el acero estructural

Para el hormigón

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 0.40 \times f'_c \quad \text{Ecu. 210}$$

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 0.40 \times 28$$

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 11.20 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$11.20 \frac{N}{\text{mm}^2} > 4.92 \frac{N}{\text{mm}^2} > 3.56 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Para el acero estructural

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 0.60 \times f_y \quad \text{Ecu. 211}$$

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 0.40 \times 350$$

$$f_{c\text{ADMISIBLE}} = 140 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$210 \frac{N}{mm^2} > 124.71 \frac{N}{mm^2} > 115.34 \frac{N}{mm^2}$$

4.5.4 Análisis por corte

Se determinara las cortantes en secciones obligatorias

$$V = V_{CARGA MUERTA} + V_{CARGA VIVA} \quad \text{Ecu. 212}$$

$$V = V_{TABLERO} + V_{VIGA} + V_{PARAPETO} + V_{ACERA} + V_{CAPA DE RODADURA} + V_{CAMION} \\ + V_{DISTRIBUIDA}$$

$$Vu = n \times ((\gamma_{DC} \times V_{DC}) + (\gamma_{DW} \times V_{DW}) + (\gamma_{LL} \times V_{LL})) \quad \text{Ecu. 213}$$

Estado límite de Resistencia I Factores de carga tenemos los siguientes:

$\gamma_{DC} = 1.25$, para solicitaciones de carga muerta producidas por acera más parapeto más losa

$\gamma_{DW} = 1.50$, para solicitaciones de carga muerta producidas por capa de rodadura más viga

$\gamma_{LL} = 1.75$, para solicitaciones de carga viva producidas por el camión de diseño HL – 93 más la carga distribuida.

Factores de modificación de carga se tomara para cargas máximas

$n = 0.95$ para $\gamma_{Máximos}$

Con lo que se tiene

$$Vu = 1 \times ((1.25 \times V_{DC}) + (1.50 \times V_{DW}) + (1.75 \times V_{LL}))$$

Tabla 28
Cortantes ultimas en secciones obligatorias

Abscisa	D1		D2			CARGA VIVA		Vu (N)
	Tablero	Vigas	Capa Rod.	Acera	Parapeto	HL-93	Carga Dist.	
mm	V x (N)	V x (N)	V x (N)	V x (N)	V x (N)	V x (N)	V x (N)	(N)
0	55.2x10 ³	26x10 ³	10.2x10 ³	17x10 ³	33x10 ³	278x10 ³	93x10 ³	5.13 x 10 ⁵
10000	0	0	0	0	0	0	0	0
20000	-55.2x10 ³	-26x10 ³	-10.2x10 ³	-17x10 ³	-33x10 ³	-278x10 ³	-93x10 ³	-5.13 x 10 ⁵
Factor	1.25		1.5			1.75		

Elaborado por: Autor

4.5.4.1 Esfuerzo de cortante último análisis de sección crítica

El esfuerzo cortante resistente debe ser mayor o igual al esfuerzo máximo producido por las cargas viva y muerta.

$$V_{uSolicitante} \leq V_{uResistente} \quad \text{Ecu. 214}$$

$$V_{uResistente} = \Phi \times V_n \quad \text{Ecu. 215}$$

Donde:

Φ : 0.90 será el factor resistente al corte

V_n : Resistencia nominal al corte

Cortante máxima es dada por la siguiente expresión

$$V_n = 0.58 \times f_{yw} \times A_w \times C$$

Donde:

C : Radio de Giro

A_w : Sección del alma de la viga transversal

f_{yw} : Esfuerzo de acero a la ruptura

$$C = \frac{1.12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{fyw}} \quad \text{Ecu. 216}$$

$$C = \frac{1.12}{1200/10} \times \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{490}}$$

$$C = 0.42$$

Verificación de la altura de la viga metálica para soportar el cortante solicitante

$$Vn = \frac{Vu_{Resistente}}{\Phi} \quad \text{Ecu. 217}$$

Si consideramos que la cortante solicitante es igual a la cortante resistente

$$Vu_{Solicitante} = Vu_{Resistente}$$

$$\frac{Vu_{Solicitante}}{\Phi} = 0.58 \times fyw \times Aw \times C$$

$$Aw = \frac{Vu_{Resistente}}{\Phi \times 0.58 \times fyw \times C} \quad \text{Ecu. 218}$$

$$Aw = \frac{5.13 \times 10^5}{0.90 \times 0.58 \times 490 \times 0.42}$$

$$Aw = 4775.31 \text{ mm}^2$$

$$Aw = tw \times d \quad \text{Ecu. 219}$$

$$d = \frac{Aw}{tw}$$

$$d = \frac{4775.31}{10}$$

$$d = 477.53 \text{ mm}$$

$$d_{adoptado} = 500 \text{ mm}$$

Con lo que tenemos la cortante para esa sección

$$Vn = 0.58 \times fyw \times (tw \times d_{adoptado}) \times C \quad \text{Ecu. 220}$$

$$Vn = 0.58 \times 490 \times (10 \times 500) \times 0.42$$

$$Vn = 596820 \text{ N}$$

$$Vu_{Resistente} = \Phi \times Vn$$

$$Vu_{Resistente} = 0.90 \times 596820$$

$$Vu_{Resistente} = 537138 \text{ N}$$

$$513000 \text{ N} \leq 537138 \text{ N} \quad \text{Si cumple}$$

4.5.5 Análisis a flexión

Se debe calcular el momento último que será la suma de carga muerta y carga viva

$$M = Mx_{CARGA MUERTA} + Mx_{CARGA VIVA} \quad \text{Ecu. 221}$$

$$M = Mx_{TABLERO} + Mx_{VIGA} + Mx_{PARAPETO} + Mx_{ACERA} + Mx_{CAPA DE RODADURA} + Mx_{HL-93} + Mx_{DSITRIBUIDA}$$

$$Mu = n \times ((\gamma_{DC} \times M_{DC}) + (\gamma_{DW} \times M_{DW}) + (\gamma_{LL} \times M_{LL})) \quad \text{Ecu. 222}$$

Estado límite de Resistencia I Factores de carga tenemos los siguientes:

$\gamma_{DC} = 1.25$, para solicitaciones de carga muerta producidas por acera más parapeto más losa

$\gamma_{DW} = 1.50$, para solicitaciones de carga muerta producidas por capa de rodadura más viga

$\gamma_{LL} = 1.75$, para solicitaciones de carga viva producidas por el camión de diseño HL – 93 más la carga distribuida.

Factores de modificación de carga se tomara para cargas máximas

$n \geq 0.95$ para $\gamma_{Máximos}$

$$Mu = n \times ((\gamma_{DC} \times M_{DC}) + (\gamma_{DW} \times M_{DW}) + (\gamma_{LL} \times M_{LL}))$$

Tabla 29
Esfuerzos flexionantes últimos en secciones obligatorias.

Abscisa	D1		D2			CARGA VIVA		Vu (N)
	Tablero	Vigas	Capa Rod.	Acera	Parapeto	HL-93	Carga Dist.	
mm	Mx N x mm	Mx Nxmm	Mx Nxmm	Mx Nxmm	Mx Nxmm	Mx Nxmm	Mx Nxmm	Mx Nxmm
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10000	276×10^6	130×10^6	51×10^6	85×10^6	165×10^6	1246.6×10^6	465×10^6	2418.6×10^6
20000	0	0	0	0	0	0	0	0
Factor	1.25		1.5			1.75		

Elaborado por: Autor

4.5.5.1 Cálculo de la capacidad del momento resistente en el centro de la luz

Para poder encontrar el momento resistente se debe analizar de cada elemento estructural su carga resistente de la sección transversal de los elementos compuestos por las vigas y el tablero con lo que finalmente se encuentra el eje neutro.

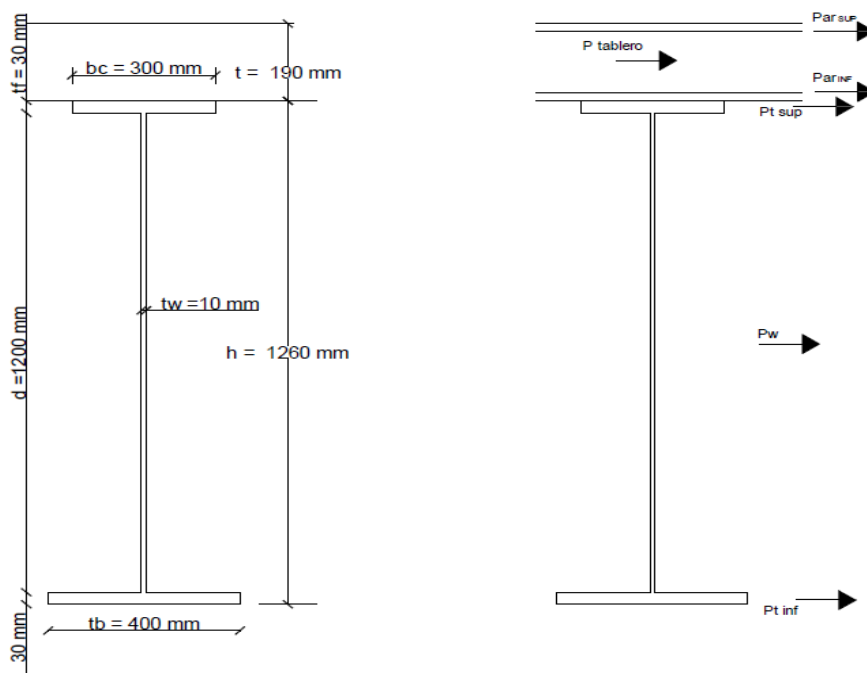


Figura 104. Carga resistente por los elementos del tablero y viga. Elaborado por: Autor

4.5.5.2 Análisis de los elementos que constituyen la sección transversal compuesta

Carga resistente por el patín en tensión

$$Pt_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad \text{Ecu. 223}$$

$$Pt_{INF} = 350 \times 400 \times 30$$

$$Pt_{INF} = 4.2 \times 10^6 N$$

Carga resistente por el patín a compresión

$$Pt_{SUP} = fy \times bt \times tf_{SUP} \quad \text{Ecu. 224}$$

$$Pt_{SUP} = 350 \times 300 \times 30$$

$$Pt_{SUP} = 3.15 \times 10^6 N$$

Carga resistente por el alma

$$Pw = fy \times tw \times d \quad \text{Ecu. 225}$$

$$Pw = 350 \times 10 \times 1200$$

$$Pw = 4.2 \times 10^6 N$$

Carga resistente en el tablero

$$P_{TABLERO} = 0.85 \times f_c \times be \times t \quad \text{Ecu. 226}$$

$$P_{TABLERO} = 0.85 \times 28 \times 1700 \times 210$$

$$P_{TABLERO} = 8.50 \times 10^6 N$$

Carga resistente por la armadura del tablero

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = fy \times (\pi \times \frac{d^2}{4}) \quad \text{Ecu. 227}$$

$$Pw = 350 \times (\pi \times \frac{16^2}{4})$$

$$Par_{SUP} = Par_{INF} = 0.07 \times 10^6 N$$

4.5.5.3 Sección resistente compuesta ubicación de sus tres casos el eje neutro

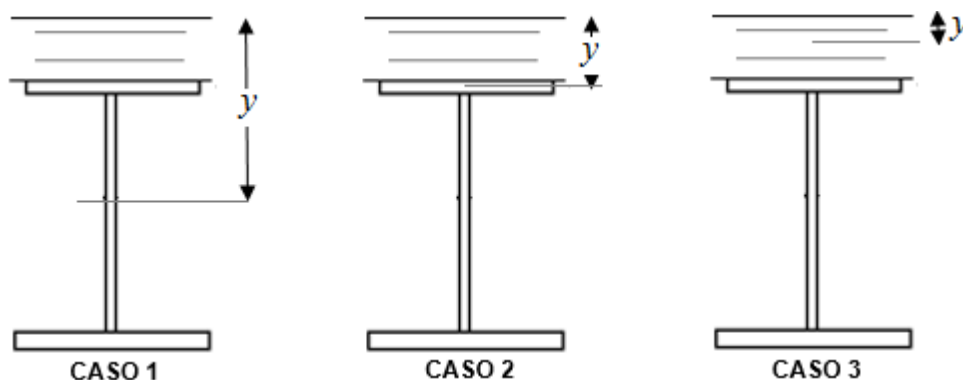


Figura 105. Eje neutro plástico ubicación en sus tres casos. Elaborado por: Autor

Para el primer caso el eje neutro plástico se encuentra ubicado en el alma

$$Pt_{INF} + P_W \geq Pt_{SUP} + P_{TABLERO} + Par_{SUP} + Par_{INF} \quad \text{Ecu. 228}$$

$$4.2 \times 10^6 + 4.2 \times 10^6 \geq 3.15 \times 10^6 + 8.50 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$8.8 \times 10^6 N \leq 11.79 \times 10^6 N$$

Para el segundo caso el eje neutro plástico se encuentra ubicado en el patín superior

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} \geq P_{TABLERO} Par_{SUP} + Par_{INF} \quad \text{Ecu. 229}$$

$$4.2 \times 10^6 + 4.2 \times 10^6 + 3.15 \times 10^6 \geq 7.69 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$11.55 \times 10^6 N \geq 7.83 \times 10^6 N$$

Para el tercer caso el eje neutro plástico se encuentra ubicado en el tablero

$$Pt_{INF} + P_W + Pt_{SUP} + P_{TABLERO} \left(\frac{d_{SUP}}{t} \right) \geq Par_{SUP} + Par_{INF} \quad \text{Ecu. 230}$$

$$4.2 \times 10^6 + 4.2 \times 10^6 + 3.15 + 7.69 \times 10^6 \times \left(\frac{15.7}{21} \right) \geq 0.07 \times 10^6 + 0.07 \times 10^6$$

$$17.10 \times 10^6 N \geq 0.14 \times 10^6 N$$

Analizando los tres casos de ubicación del eje neutro se determina que se encuentra dentro del caso uno en el alma de la viga por que la diferencia entre los dos valores es mínima.

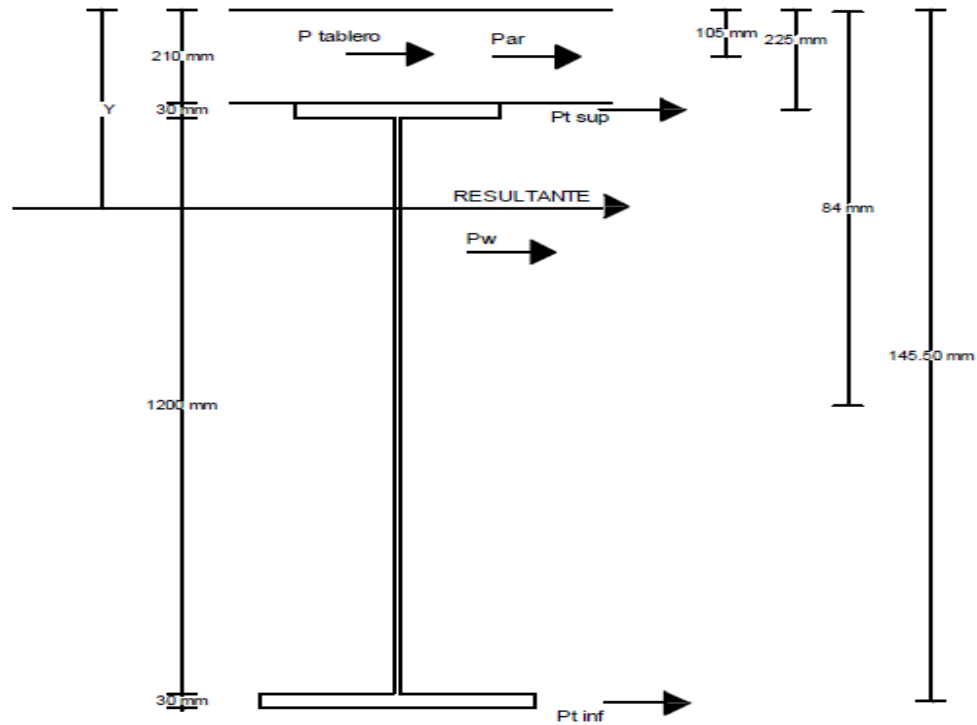


Figura 106. Eje neutro plástico ubicado en el alma de la viga. Elaborado por: Autor

$$R = \sum F_i \quad \text{Ecu. 231}$$

$$R = (2 \times 0.07) + 7.69 + 3.15 + 4.2 + 4.2$$

$$R = 19.26 \times 10^6 N$$

$$\sum M = \sum F_i \quad \text{Ecu. 232}$$

$$(10.5 \times 2 \times Par) + (10.5 \times P_{\text{TABLERO}}) + (22.5 \times P_{t\text{ SUP}}) + (84 \times P_w) + (145.5 \times P_{t\text{ IN}}) = R \times Y$$

$$(10.5 \times 2 \times 0.07) + (10.5 \times 7.69) + (22.5 \times 3.15) + (84 \times 4.2) + (145.5 \times 4.2) = 19.26 \times Y$$

$$Y = 57.99 \text{ cm} \cong 58 \text{ cm}$$

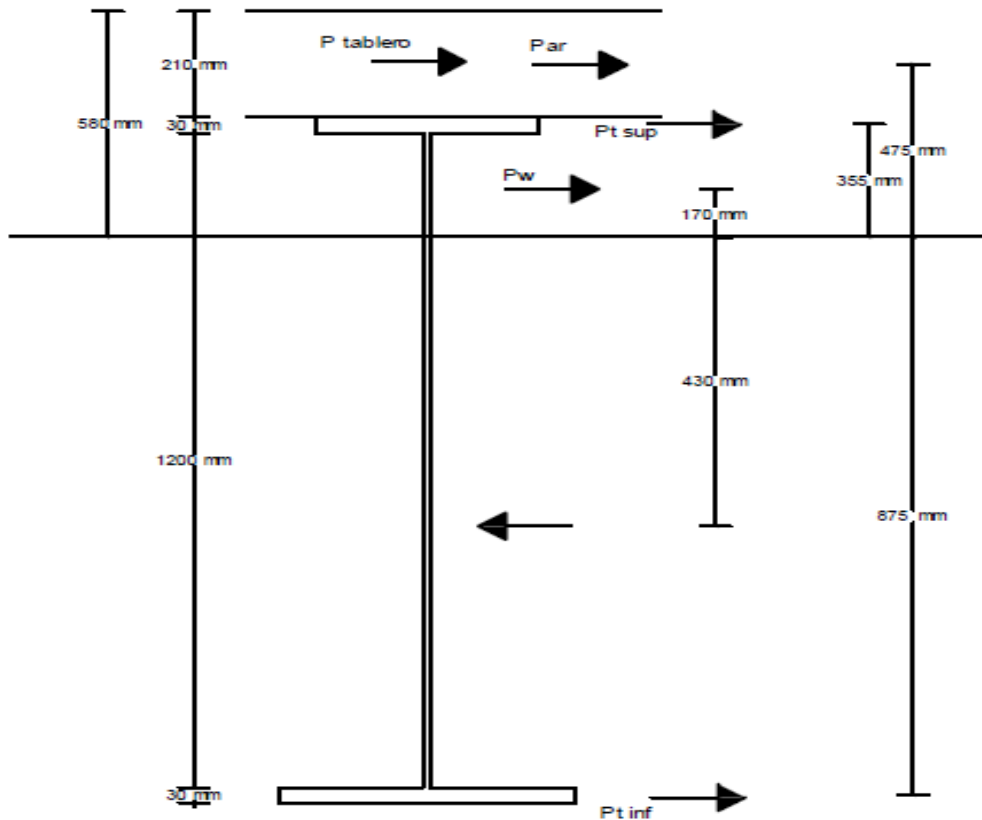


Figura 107. Gráfica para el análisis del momento resistente. Elaborado por: Autor

Determinación del momento resistente

$$Mn_{RESISTENTE} = (475 \times 2 \times Par) + (475 \times P_{TABLERO}) + (355 \times Pt_{SUP}) \quad \text{Ecu. 233}$$

$$+ (170 \times Pw) + (430 \times Pw) + (875 \times Pt_{INF})$$

$$Mn_{RESISTENTE} = (475 \times 2 \times 0.07) + (475 \times 7.69) + (355 \times 3.15) + (170 \times 1.19)$$

$$+ (430 \times 3.01) + (875 \times 4.2)$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 10009.1 \times 10^6 \text{ N} \times \text{mm}$$

Coefficiente de seguridad

$$Mn_{RESISTENTE} = \Phi \times Mn_{RESISTENTE}$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 0.85 \times 10009.1 \times 10^6$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 8507.74 \times 10^6 \text{ N x mm}$$

El momento resistente debe ser mayor o igual al momento último solicitante por cargas viva y muerta.

$$Mn_{RESISTENTE} \geq Mu_{SOLICITANTE}$$

$$8507.74 \times 10^6 \text{ N x mm} \geq 2418.6 \times 10^6 \text{ N x mm} \text{ Si cumple}$$

4.5.5.4 Análisis si la sección es compacta en su parte crítica

Se debe considerar al alma de la viga sin rigidizadores longitudinales y la sección debe satisfacer el límite de esbeltez del alma.

$$\frac{2 \times y}{tw} \leq 376 \times \sqrt{\frac{E}{fy \times C}}$$

Ecu. 234

Donde:

C : Radio de giro

fy : Esfuerzo del acero

E : Módulo de elasticidad del acero

tw : Espesor del alma de la viga

y : Ubicación del eje neutro plástico

$$\frac{2 \times 58}{1} \leq 376 \times \sqrt{\frac{210}{350 \times 0.42}}$$

116 ≤ 449.41 La sección es compacta

En las abscisas 0 mm y 20000 mm por ese el momento cero. También “y” es nulo, cumple con la anterior desigualdad definiendo que la sección de la viga en los apoyos también es compacta.

4.5.5.5 Control de deflexiones

Conocidas las propiedades de la sección, se considera la deformación de una viga simplemente apoyada de 20.00 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.

La deformación máxima se localiza en el centro de la viga cuya fórmula es:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Ecu. 235}$$

Donde:

q : Carga distribuida sobre la viga

L : Largo de la viga

E : Módulo de elasticidad de la viga

I : Inercia de la sección transformada

Calculo del momento máximo

$$M_{MAX} = M_{D1}(1ra\ etapa) + M_{D2}(2da\ etapa) \quad \text{Ecu. 236}$$

$$M_{MAX} = 40600 + 30100$$

$$M_{MAX} = 70700 \text{ Kg } \times \text{ m}$$

Se tiene la fórmula:

$$M_{MAX} = \frac{w x L^2}{8}$$

Ecu. 237

Se despeja w:

$$w = \frac{8 x 70700}{20^2}$$

$$w = 1414 \frac{kg}{m} \text{ ó } 14.14 \frac{kg}{cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\delta = \frac{5 x 14.14 x 2000^4}{384(2x10^6)x 928188.92}$$

$$\delta = 1.60 \text{ cm}$$

$$\delta_{MAX} = \frac{L}{800}$$

$$\delta_{MAX} = \frac{2000}{800}$$

$$\delta_{MAX} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{MAX} > \delta \text{ Si cumple}$$

4.5.5.6 *Contra flecha*

Se utiliza la siguiente ecuación para darle a la viga una contra flecha tipo parabólica de 2.50 cm

$$y^2 = k x (X)$$

Ecu. 237

Donde:

y: Ordenada de la deflexión es de 2.50 cm

X: Abscisa de la luz del puente cada 5 m

k: Constante

Despejando k:

$$k = \frac{y^2}{X}$$

Como la sección es constante se analiza hasta los 10 m

$$k = \frac{2.5^2}{1000}$$

$$k = 0.00625 \text{ cm } \acute{o} \text{ } 0.0000625 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$y = \sqrt{0.0000625 \times X}$$

Para 5 m tenemos

$$y = \sqrt{0.0000625 \times 5}$$

$$y = 0.018 \text{ m}$$

Para 10 m tenemos

$$y = \sqrt{0.0000625 \times 10}$$

$$y = 0.025 \text{ m}$$

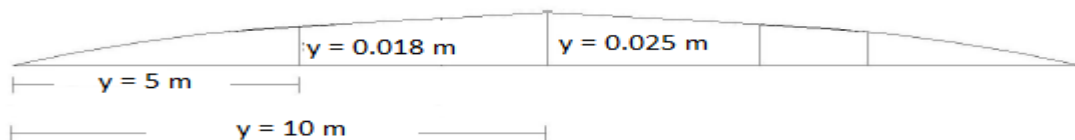


Figura 108 Contra flecha debido a carga muerta. Elaborado por: Autor

4.6 Elementos Secundarios

La siguiente figura da las dimensiones propuestas para las tres vigas que soportaran el tablero y la carga viva.

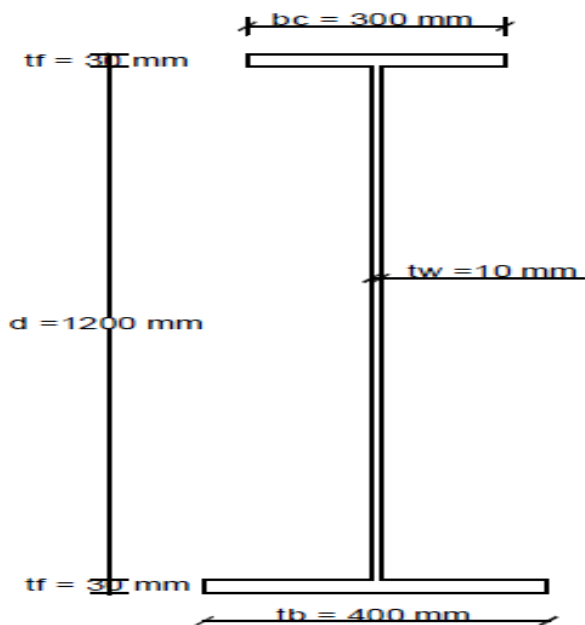


Figura 109. Viga metálica definida su sección. Elaborado por: Autor

4.6.1 Rigidizador transversal de apoyo

Para los rigidizadores se utilizará el acero A-36 (Posee Disensa Ecuador) que su principal característica es de buena soldabilidad con el material principal A-588 (Acero tomo 1, Gerdau Corsa México), adecuado para la fabricación de vigas soldadas, piezas para puentes

Ubicación del Rigidizador de apoyo

Los atiesadores de apoyo se localizan desde los extremos al centro de la luz a una distancia de:

$$\frac{d}{2} = \frac{1200}{2} = 600 \text{ mm}$$

Los atiesadores de apoyo se colocarán a 600 mm y a 19400 mm.

Ancho del atiesador de apoyo

$$br = \frac{bc - tw}{2} \quad \text{Ecu. 238}$$

$$br = \frac{300 - 10}{2}$$

$$br = 145 \text{ mm}$$

$$br_{ADOPTADO} = 150 \text{ mm}$$

Espesor del rigidizador de apoyo

$$tr \geq \frac{br \times fy^{0.50}}{578} \quad \text{Ecu. 239}$$

$$tr \geq \frac{150 \times 3500^{0.50}}{578}$$

$$tr \geq 15.35 \text{ mm}$$

$$tr_{ADOPTADO} = 17 \text{ mm}$$

Peralte del rigidizador de apoyo

Los atiesadores deben alcanzar la totalidad de la altura del alma

$$d = 1200 \text{ mm}$$

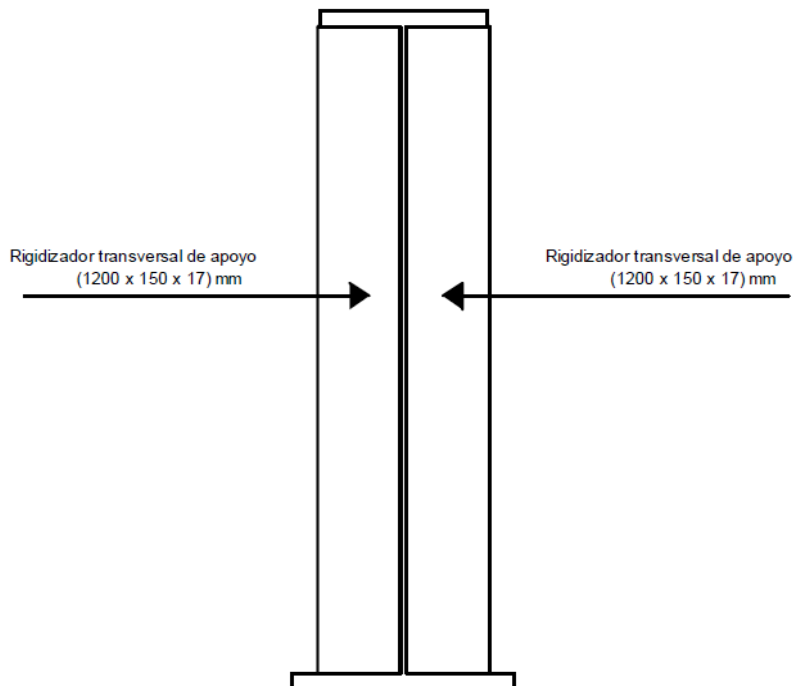


Figura 110. Rigidizador de apoyo transversal. Elaborado por: Autor

Inercia de rigidizador

La inercia con respecto al centroide para el rigidizador de apoyo transversal es la siguiente

Para cada sección del alma

$$I_{RT} = \frac{tr \times d^3}{16} \quad \text{Ecu. 240}$$

$$I_{RT} = \frac{17 \times 1200^3}{16}$$

$$I_{RT} = 1.836 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Para el conjunto de dos que viene a cada lado del alma

$$I_{RT} = 2 \times \frac{tr \times d^3}{16} \quad \text{Ecu. 241}$$

$$I_{RT} = 2 x \frac{17 x 1200^3}{16}$$

$$I_{RT} = 3.672 x 10^9 mm^4$$

Área de columna

Para cada sección

$$A_{COL} = d x tr \quad \text{Ecu. 242}$$

$$A_{COL} = 1200 x 17$$

$$A_{COL} = 20400 mm^2$$

Para el conjunto de dos que viene cada uno al lado del alma

$$A_{COL} = 2 x d x tr \quad \text{Ecu. 243}$$

$$A_{COL} = 2 x 1200 x 17$$

$$A_{COL} = 40800 mm^2$$

4.6.1.1 Cortante máxima resistente

$$V_n = 0.58 x f_{yw} x A_w x C \quad \text{Ecu. 244}$$

Donde:

C : Radio de giro

A_w : Sección transversal del conjunto de rigidizadores

f_{yw} : Esfuerzo a la ruptura acero estructural A-36

Ecu. 245

$$C = \frac{1.12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{fyw}}$$

$$C = \frac{1.12}{1200/10} \times \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{350}}$$

$$C = 0.50$$

$$Vn = 0.58 \times 350 \times 40800 \times 0.50$$

$$Vn = 4141200 \text{ N}$$

4.6.1.2 Cálculo del esfuerzo admisible del rigidizador

$$fu_{RESISTENTE} = \Phi \times \left(\frac{Vn}{Aw} \right)$$

Ecu. 246

Donde:

$fu_{RESISTENTE}$: Esfuerzo máximo resistente

Φ : Factor al corte 0.90

Vn : Resistencia nominal al corte

$$fu_{RESISTENTE} = 0.90 \times \left(\frac{4141200}{40800} \right)$$

$$fu_{RESISTENTE} = 91.35 \frac{N}{mm^2}$$

Cálculo del esfuerzo solicitante

$$fu_{SOLICITANTE} = \frac{Vn}{Aw}$$

Ecu. 247

$$f_{u_{SOLICITANTE}} = \frac{5.13 \times 10^5}{40800}$$

$$f_{u_{SOLICITANTE}} = 12.60 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{u_{SOLICITANTE}} \leq f_{u_{RESISTENTE}} \text{ Si cumple}$$

4.6.2 Rigidizadores intermedios transversales

El acero a ser utilizado es el A-36.

Espaciamiento de los rigidizadores

Se debe restar de luz total el espaciamento de los rigidizadores en los apoyos, y esta distancia dividir para un número de tramos par, de tal forma que un rigidizador quede ubicado en el centro de la luz formando simetría. De las dos siguientes expresiones el espaciamento debe ser el menor.

$$s = d \times \left(\frac{260}{d/tw} \right)^2 \quad \text{Ecu. 248}$$

$$s = 1200 \times \left(\frac{260}{1200/10} \right)^2$$

$$s = 5633.33 \text{ mm}$$

$$s = 3 \times d \quad \text{Ecu. 249}$$

$$s = 3 \times 1200$$

$$s = 3600 \text{ mm}$$

Se adopta un espaciamento de 2350 mm

Ancho del rigidizador

Sera el mayor valor de las siguientes expresiones

$$br = 0.25 \times bt \quad \text{Ecu. 250}$$

$$br = 0.25 \times 400$$

$$br = 100 \text{ mm}$$

$$br = 50 + \frac{h}{30} \quad \text{Ecu. 251}$$

$$br = 50 + \frac{1260}{30}$$

$$br = 92 \text{ mm}$$

Se adopta 100 mm de ancho

Espesor del rigidizador

$$tr = \frac{br}{16} \quad \text{Ecu. 252}$$

$$tr = \frac{100}{16}$$

$$tr = 6.25 \text{ mm}$$

Se adopta de 7 mm

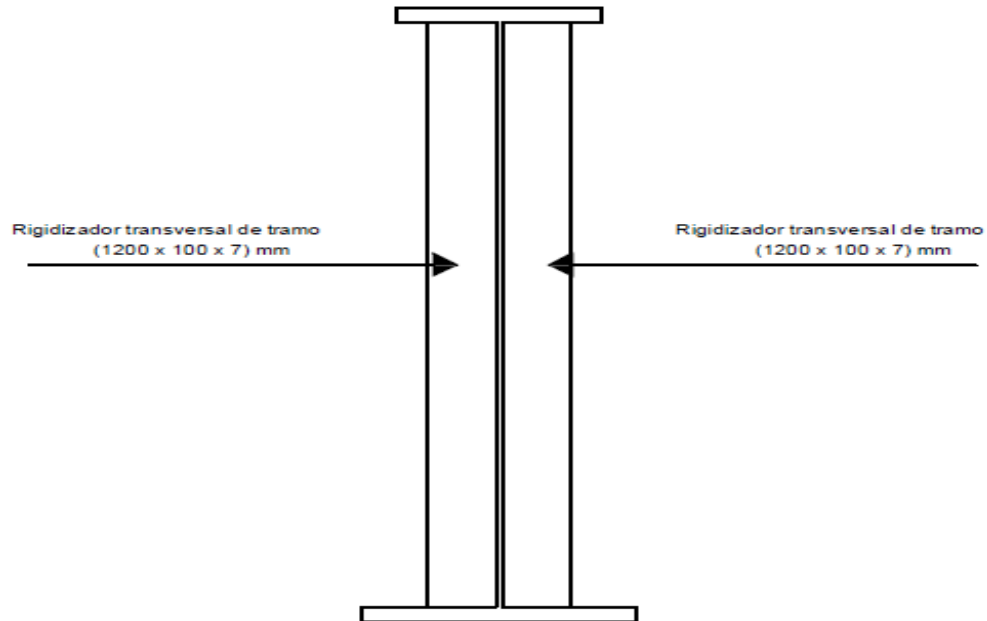


Figura 111. Rigidizador transversal de tramo. Elaborado por: Autor

Inercia de rigidizador

La inercia con respecto al centroide para el rigidizador de apoyo transversal es la siguiente

Para cada sección del alma

$$I_{RT} = \frac{tr \times d^3}{16} \quad \text{Ecu. 253}$$

$$I_{RT} = \frac{7 \times 1200^3}{16}$$

$$I_{RT} = 756 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Para el conjunto de dos que viene a cada lado del alma

$$I_{RT} = 2 \times \frac{tr \times d^3}{16} \quad \text{Ecu. 254}$$

$$I_{RT} = 2 \times \frac{7 \times 1200^3}{16}$$

$$I_{RT} = 1.512 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Área de columna

Para cada sección

$$A_{COL} = d \times tr \quad \text{Ecu. 255}$$

$$A_{COL} = 1200 \times 7$$

$$A_{COL} = 8400 \text{ mm}^2$$

Para el conjunto de dos que viene cada uno al lado del alma

$$A_{COL} = 2 \times d \times tr \quad \text{Ecu. 256}$$

$$A_{COL} = 2 \times 1200 \times 7$$

$$A_{COL} = 16800 \text{ mm}^2$$

4.6.2.1 Cortante máxima resistente

$$V_n = 0.58 \times f_{yw} \times A_w \times C \quad \text{Ecu. 257}$$

Donde:

C : Radio de giro

A_w : Sección transversal del conjunto de rigidizadores

f_{yw} : Esfuerzo a la ruptura acero estructural A-36

$$C = \frac{1.12}{d/tw} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{f_{yw}}} \quad \text{Ecu. 258}$$

$$C = \frac{1.12}{1200/10} x \sqrt{\frac{5 x 2 x 10^5}{350}}$$

$$C = 0.50$$

$$Vn = 0.58 x 350 x 16800 x 0.50$$

$$Vn = 1705200 N$$

4.6.2.2 Cálculo del esfuerzo admisible del rigidizador

$$fu_{RESISTENTE} = \Phi x \left(\frac{Vn}{Aw} \right) \quad \text{Ecu. 259}$$

Donde:

$fu_{RESISTENTE}$: Esfuerzo máximo resistente

Φ : Factor al corte 0.90

Vn : Resistencia nominal al corte

$$fu_{RESISTENTE} = 0.90 x \left(\frac{1705200}{16800} \right)$$

$$fu_{RESISTENTE} = 91.35 \frac{N}{mm^2}$$

Cálculo del esfuerzo solicitante

$$fu_{SOLICITANTE} = \frac{Vn}{Aw} \quad \text{Ecu. 260}$$

$$fu_{SOLICITANTE} = \frac{5.13 x 10^5}{16800}$$

$$f_{u_{SOLICITANTE}} = 30.54 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{u_{SOLICITANTE}} \leq f_{u_{RESISTENTE}} \text{ Si cumple}$$

4.6.3 Atiesadores longitudinales

Si cumple con las siguientes expresiones no se necesitan atiesadores longitudinales

$$tw \geq d \times \frac{(0.60 \times fy)^{0.50}}{6085} \quad \text{Ecu. 261}$$

$$tw \geq 120 \times \frac{(0.60 \times 350)^{0.50}}{6085}$$

$$1 \text{ cm} \geq 0.30 \text{ cm}$$

$$tw \geq \frac{d}{170} \quad \text{Ecu. 262}$$

$$1 \text{ cm} \geq 0.71 \text{ cm}$$

Dado que en las dos igualdades él tw es mayor no se necesita rigidizadores longitudinales.

4.6.4 Conectores de Corte

Los conectores de cortes metálicos, conocidos como conectores de corte, sirven para garantizar la unión monolítica entra la losa de hormigón y la viga metálica, además son diseñados para resistir la fuerza cortante horizontal producida en la unión Losa-viga.

4.6.4.1 Resistencia a la fatiga

La resistencia al corte causado por la fatiga de los conectores tipo perno individual se da por la siguiente expresión (AASHTO 6.10.10.2).

$$Zr = a \times \phi_{PERNO}^2 \quad \text{Ecu. 263}$$

$$a = 238 - 29.50 \log N \quad \text{Ecu. 264}$$

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL} \quad \text{Ecu. 265}$$

Donde:

n : Ciclos producidos por cada pasada de un camión

N : Total de ciclos producidos

ϕ_{PERNO} : Diámetro del perno

a : Coeficiente dependiente del total de ciclos producidos

4.6.4.2 Frecuencia

Según la (AASHTO 3.6.1.4.2) se toma como el flujo vehicular diario de camiones para un único carril, la frecuencia de carga de fatiga debe asignarse a todos los elementos que componen el puente, dado que no hay mucha información precisa se toma como la siguiente expresión.

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad \text{Ecu. 266}$$

Donde:

$ADTT$: Promedio de camiones que se dirigen hacia una sola dirección para el periodo de diseño

p : Coeficiente de flujo vehicular que depende de los carriles existentes

$ADTT_{SL}$: Número total de camiones que transitan por un solo carril

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Figura 112. Parámetro de tráfico de camiones que dependen del número de carriles. Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.4.2.1.

No solo se debe especificar la carga si no también la frecuencia con que ocurre dicha carga. Investigaciones sobre tráfico ADT (average daily traffic), nos dice que vehículos pesados y más vehículos livianos aproximadamente en condiciones regulares está limitado a un máximo de 20000 vehículos por cada carril por cada día.

$$ADT = 20000$$

El promedio de camiones que se dirigen hacia una sola dirección para el periodo de diseño ($ADTT$) se puede calcular multiplicando el número de camiones por el ADT . Por falta de datos específicos de camiones que pasan por el sitio en estudio se tomará la siguiente tabla recomendada por la (AASHTO).

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

Figura 113. Tráfico de camiones dependiendo de la vía. Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.4.2.1.

$$ADTT = 0.15 \times ADTT$$

Ecu. 267

$$ADTT = 0.15 \times 20000$$

$$ADTT = 3000$$

$$ADTT_{SL} = 1 \times 3000$$

$$ADTT_{SL} = 3000$$

Para el número de ciclos por cada pasada del camión se expresa en el siguiente cuadro

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

Figura 114. Factor de los ciclos por cada pasa de un camión. Fuente: AASHTO, Sección 3.6.1.2.5.2.

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL}$$

Ecu. 268

$$N = 365 \times 75 \times 1 \times 3000$$

$$N = 82.125 \times 10^6$$

$$a = 238 - 29.50 \log(82.125 \times 10^6)$$

$$a = 4.52$$

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

Figura 115.Tabla de tipos de pernos existente. Fuente: ASTM, Fichas técnicas de pernos.

El conector elegido es el NS 750/400

$$Zr = 4.52 \times 19.0'^2$$

$$Zr = 1640.32 N$$

4.6.4.3 Resistencia del conector a corte

Para la resistencia para el estado límite de resistencia se tomará la siguiente expresión

$$Qr = \Phi_{SC} \times Qn \quad \text{Ecu. 269}$$

Donde:

Φ_{SC} : Coeficiente de resistencia para conectores tipo perno que soportan corte

Qn : Resistencia para el corte nominal de conector de corte individual.

La resistencia a corte de un conector embebido en una losa de hormigón armado se aplicará la siguiente fórmula

$$Qn = 0.50 \times A_{SC} \times \sqrt{f'c \times Ec} \leq A_{SC} \times Fu \quad \text{Ecu. 270}$$

Donde:

Fu : 415 Mpa Especificadas en la (AASHTO 6.4.4) resistencia mínima a la tracción.

Ec : Módulo de elasticidad del hormigón de la losa

$f'c$: Resistencia del hormigón de la losa

A_{SC} : Conector tipo perno área transversal

Para el módulo de elasticidad del hormigón que su densidad se encuentre entre 1440 – 2500kg/m³ se puede aplicar la siguiente ecuación

$$E_c = 0.043 \times (\gamma_c \times 10)^{1.50} \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecu. 271}$$

Donde:

γ_c : Densidad del hormigón armado

$$E_c = 0.043 \times (240 \times 10)^{1.50} \times \sqrt{28}$$

$$E_c = 26752.50 \text{ MPa}$$

Conector NS 750/400

$$A_{SC} = \pi \times \frac{d^2}{4} \quad \text{Ecu. 272}$$

$$A_{SC} = \pi \times \frac{(0.75 \times 2.54 \times 10)^2}{4}$$

$$A_{SC} = 285.02 \text{ mm}^2$$

$$Q_n = 0.50 \times 285.02 \times \sqrt{28 \times 26752.50} \leq 285.02 \times 415$$

$$Q_n = 123341.43 > 118283.30$$

Se toma el $Q_n = 123341.43$ para el cálculo de la resistencia al corte de un único conector tipo perno.

$$Q_r = 0.85 \times 123341.43$$

$$Q_r = 104820.21 \text{ N}$$

4.6.4.4 Fuerza de corte nominal

Para la fuerza nominal de corte cuando son tramos simplemente apoyados se debe tomar la siguiente igualdad

$$P = P_p \quad \text{Ecu. 273}$$

Donde:

P_p : Fuerza que produce corte de forma longitudinal en el tablero de hormigón en la parte de máxima carga positiva que a este se suma el momento de impacto.

$$P_p = 0.85 \times f_c \times b_s \times t_s \quad \text{Ecu. 274}$$

Donde:

b_s : Ancho total de la losa de hormigón

t_s : Espesor de la losa de hormigón

$$P_p = 0.85 \times 28 \times 5000 \times 210$$

$$P_p = 24.99 \times 10^6 \text{ N}$$

El número de conectores pernos a corte en el estado límite de resistencia se debe tomar la siguiente expresión

$$n = \frac{P_p}{Q_r} \quad \text{Ecu. 275}$$

$$n = \frac{24.99 \times 10^6}{104820.21}$$

$$n = 238.41 \cong 240$$

Se tiene 3 vigas que soportan el tablero, para cada una de estas vigas el número de conectores de corte será:

$$n = \left(\frac{c}{viga} \right) \quad \text{Ecu. 276}$$

$$n = \frac{240}{3}$$

$$n = 80$$

En los conectores de corte el espaciamiento de forma longitudinal es:

$$s_{CL} = \frac{L - (2 \times s)}{n - 1} \quad \text{Ecu. 277}$$

Donde:

s: 90 mm La separación desde el primer conector de corte perno hacia los extremos de la viga

$$s_{CL} = \frac{20000 - (2 \times 90)}{80 - 1}$$

$$s_{CL} = 250.89 \text{ mm} \cong 250 \text{ mm}$$

EL número de conectores con el espaciamiento de 250 mm

$$n = \frac{20000 - (2 \times 90)}{250} = 81$$

Queda definido el número de conectores de corte sería 81 y el espaciamiento longitudinal sería 250 mm.

4.6.4.5 Verificación de la separación longitudinal de los pernos o conectores de corte

Los separadores de corte según la (ASTM) deberán ser analizados por las siguientes expresiones

$$p = \frac{n \times Zr}{V_{sr}} \quad \text{Ecu. 278}$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \times Q}{I} \quad \text{Ecu. 279}$$

Donde:

I: Inercia de la sección

Q: Momento del área transformada de la losa de hormigón en relación con el eje neutro de la sección compuesta

V_f : Combinación de cargas para la fatiga de los elementos, fuerzas aplicadas de forma vertical

V_{sr} : Cargas de corte de forma horizontal de fatiga

Z_r : Resistencia a la fatiga producida por corte para un conector de corte de forma individual

n : Conectores de corte en una sección transversal

p : Distancia entre los conectores en el eje longitudinal

La cortante aplicada será la máxima producida por las sollicitaciones de carga viva y las producidas por carga muerta $V_f = Vu_{SOLICITANTE} = 5.13 \times 10^5$, con una inercia de $1.58389 \times 10^6 \text{ cm}^4$

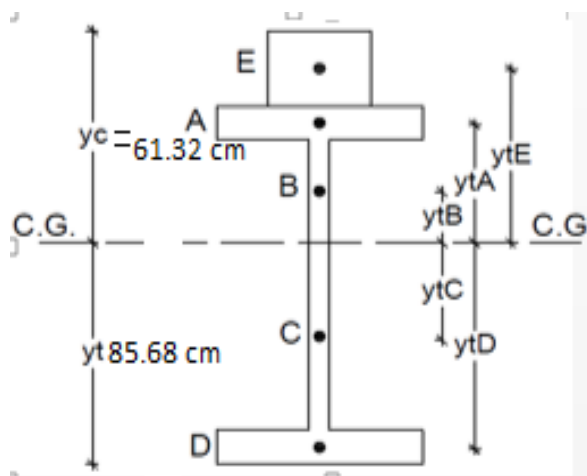


Figura 116. y_c de segunda etapa. Elaborado por: Autor.

$$Q = \frac{Be_{INTERIOR}}{3 \times n} \times t_{TABLERO} \times \left(y_c - \frac{t_{TABLERO}}{2} \right)$$

Ecu. 280

$$Q = \frac{170}{3 \times 8} \times 21 \times \left(61.32 - \frac{21}{2} \right)$$

$$Q = 7559.48 \text{ cm}^3 = 75594.8 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$V_{sr} = \frac{5.13 \times 10^5 \times 75594.8 \times 10^3}{1.58389 \times 10^{10}}$$

$$V_{sr} = 2444.84$$

$$p = \frac{81 \times 1640.32}{2448.41}$$

$$p = 542.66 \text{ mm}$$

$$s_{CL} = 250 \text{ mm} \leq p = 542.66 \text{ mm}$$

Con lo que se ratifica que la distancia entre los pernos de corte es $s_{CL} = 250 \text{ mm}$

Verificación del espaciamiento longitudinal que debe satisfacer las siguientes expresiones.

$$s_{CL \text{ MIN}} = 6 \times \phi_{\text{CONECTOR}} \quad \text{Ecu. 281}$$

$$s_{CL \text{ MIN}} = 6 \times \left(\frac{3}{4} \times 2.54\right)$$

$$s_{CL \text{ MIN}} = 11.43 \text{ cm}$$

$$s_{CL} \geq s_{CL \text{ MIN}}$$

$$250 \text{ mm} \geq 114.30 \text{ mm}$$

$$s_{CL \text{ MAX}} \leq 600 \text{ mm} \quad \text{Ecu. 282}$$

$$250 \leq 600 \text{ mm}$$

Se ratifica el espaciamiento longitudinal de 250 mm

4.6.4.6 Recubrimiento de hormigón en los conectores

Según las especificaciones de la AAHSTO los conectores tipo pernos deberán ingresar como mínimo 50 mm en la losa de hormigón.

$$I_{\text{PERNO}} > 50 \text{ mm} \quad \text{Ecu. 283}$$

Donde:

I_{PERNO} : Longitud del perno

$$I_{PERNO} = 101.60 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

La altura libre de recubrimiento de la losa de hormigón en la parte superior de los pernos a corte debe ser mayor a 50 mm

$$t_{LOSA} - I_{PERNO} > 50 \text{ mm} \quad \text{Ecu. 284}$$

$$210 - 101.60 > 50 \text{ mm}$$

$$108.40 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

4.6.5 Contravientos horizontales (Diafragmas)

Para el diseño de los diafragmas se utiliza el acero A-36 y se escoge un perfil tipo C de (3 x 6).

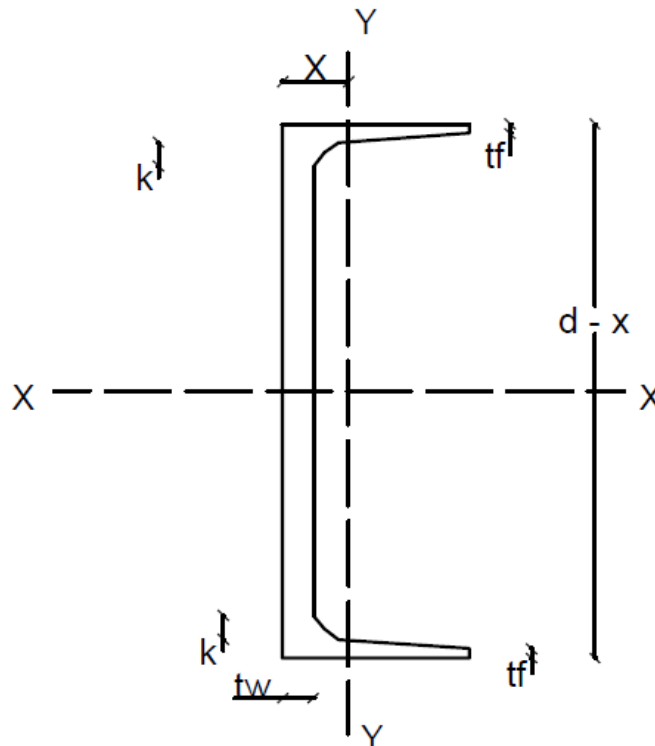


Figura 117. Perfil escogido tipo C. Elaborado por: Autor

Donde se tiene las siguientes características y dimensiones del perfil.

Tabla 30

Propiedades geométricas de perfil tipo C.

Perfil C (3" x 6")		
D	3.000 in	7.6200 cm
Tw	0.375 in	0.9525 cm
Bf	1.625 in	4.1275 cm
Tf	0.0250 in	0.6350 cm
T	1.625 in	4.1275 cm
K	0.685 in	1.7463 cm
grip	0	0
Área A	1.76 in ²	11.35 cm ²
Inercia I _{x-x}	8.90 in ⁴	285.95 cm ⁴
Módulo seccional S _{x-x}	1.38 in ³	22.61 cm ³
Radio r _{x-x}	1.080 in	2.740 cm

Elaborado por: Autor

4.6.5.1 Comprobación de esbeltez

En los elementos arriostrados debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{k \times l_h}{r} \leq 140 \quad \text{Ecu. 285}$$

Donde:

$r = r_{x-x}$: Radio de giro

l_h : Longitud horizontal que no está arriostrada

k : Factor $k = 0.750$ según la (AASHTO en la sección 4.6.2.5), para elementos soldados en sus extremos.

$$l_h = S - \left(2 \times \frac{tw}{2} \right) - (2 \times br) \quad \text{Ecu. 286}$$

Donde:

br : Medida desde el punto de unión de arriostramiento a la parte lateral del alma de la viga

tw : Ancho del alma de la viga

S : Longitud entre los ejes de las vigas

$$l_h = 170 - \left(2 \times \frac{1}{2}\right) - (2 \times 5)$$

$$l_h = 160 \text{ cm}$$

Esfuerzo resistente

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_h}{r}\right)^2} \quad \text{Ecu. 287}$$

E : Módulo de elasticidad del acero A-36

$\sigma_{RESISTENTE}$: Perfil de acero tipo C su esfuerzo resistente

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{2 \times 10^5}{\left(\frac{0.75 \times 1600}{27.40}\right)^2}$$

$$\sigma_{RESISTENTE} = 104.27 \frac{N}{mm^2}$$

4.6.5.2 Carga de viento de forma lateral sobre las vigas

La carga de viento aplicada se la asume en el tablero, parapeto, automóviles, y sobre la mitad superior de la viga que se encuentre en la parte exterior, esta carga se trasmite de forma directa al tablero actuando como un diafragma lateral transmitiendo la carga de viento a los apoyos. La carga que actúa en la parte de la mitad hacia la parte baja de la viga, esta carga de viento se aplicará para el cálculo de arriostramiento horizontal.

Análisis de contraviento horizontal a causa de la presión del viento.

$$Fr = P_{VIENTO} \times Ac \quad \text{Ecu. 288}$$

Donde:

P_{VIENTO} : Según la (AASHTO 3.8.1.2.1) la presión de viento de aplicación será de $160 \frac{km}{h}$

Ac : El área de influencia de la mitad de la viga más el tablero más la acera

$$P_{VIENTO} = 1.23 \times 10^{-3} \text{ MPa} \quad \text{Ecu. 289}$$

$$Fr = 1.23 \times 10^{-3} \times \left(\frac{h_{VIGA}}{2} \times 1 \right) \times S_{do}$$

Donde:

h_{VIGA} : Altura total de viga

S_{do} : Separación entre rigidizadores de tramo intermedio

$$Fr = 1.23 \times 10^{-3} \times \left(\frac{1260}{2} \times 1 \right) \times 4700$$

$$Fr = 3642.03 \text{ N}$$

Esfuerzo que actúa en el contraviento de forma horizontal

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F_{ACTUANTE}}{A_{PERFIL C}} \quad \text{Ecu. 290}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{3642.03}{1135}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

Se compara el esfuerzo actuante con el esfuerzo resistente

$$\sigma_{ACTUANTE} \leq \sigma_{RESISTENTE} \quad \text{Ecu. 291}$$

$$3.25 \frac{N}{mm^2} \leq 104.27 \frac{N}{mm^2}$$

4.6.6 Análisis de contravientos verticales sobre las diagonales

Para las diagonales se utiliza acero A-36 de alta resistencia y muy fácil poder aplicar soldadura el perfil utilizado es tipo C (3" x 6").

4.6.6.1 Comprobación de esbeltez

En los elementos arriostrados debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{k \times l_D}{r} \leq 140 \quad \text{Ecu. 292}$$

Donde:

r : Radio de giro.

l_D : Longitud diagonal que no está arriostrada.

k : Factor $k = 0.750$ según la (AASHTO en la sección 4.6.2.5), para elementos soldados en sus extremos.

$$l_D = \sqrt{(l_h)^2 + (d_{VIGA} - (2xh))^2} \quad \text{Ecu. 293}$$

Donde:

h : Altura de los bordes tanto en su parte superior como en su parte inferior de los patines de la viga hasta la ubicación del arriostramiento.

d_{VIGA} : Altura del alma de la viga

l_h : Longitud horizontal no arriostrada

$$l_D = \sqrt{(1600)^2 + (1200 - (2x400))^2}$$

$$l_D = 1649.24 \text{ mm} \cong 1650 \text{ mm}$$

Determinación del esfuerzo admisible

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_D}{r}\right)^2} \quad \text{Ecu. 294}$$

E : Módulo de elasticidad del acero A-36

$\sigma_{RESISTENTE}$: Perfil de acero tipo C su esfuerzo resistente

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{2 \times 10^5}{\left(\frac{0.75 \times 1650}{27.40}\right)^2}$$

$$\sigma_{RESISTENTE} = 98.05 \frac{N}{mm^2}$$

Se compara el esfuerzo actuante con el esfuerzo resistente

$$\sigma_{ACTUANTE} \leq \sigma_{RESISTENTE} \quad \text{Ecu. 295}$$

$$52.04 \frac{N}{mm^2} \leq 98.05 \frac{N}{mm^2}$$

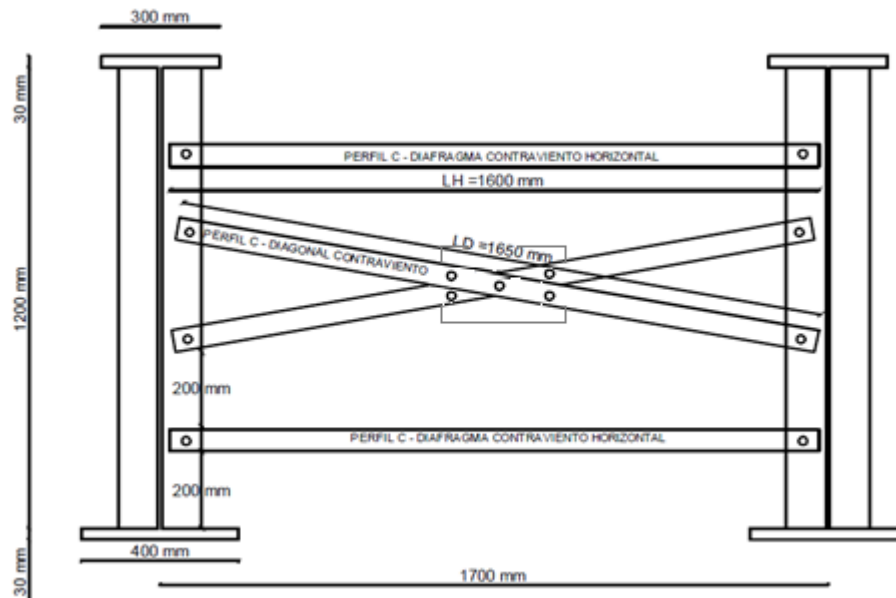


Figura 118. Diagonales verticales y contraviento horizontal, perfil en C. Elaborado por: Autor

4.6.7 Diagonales interiores para el contraviento horizontal

Para el diseño de estas diagonales en la parte inferior se escoge perfil tipo L (3"x 2" x1/4") con un acero A-36.

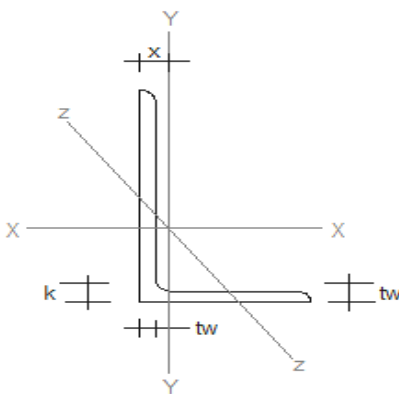


Figura 119. Perfil tipo L. Elaborado por: Autor

Características del perfil tipo L

Tabla 31
Propiedades Geométricas de perfil tipo L.

L (3"x 2" x1/4")	
Área A	7.68 cm ²
Inercia I _{x-x}	45.37 cm ⁴
Módulo seccional S _{x-x}	8.88 cm ³
Radio r _{x-x}	2.43 cm

Elaborado por: Autor

Se coloca placas de 24 cm x 14 cm x 1 cm

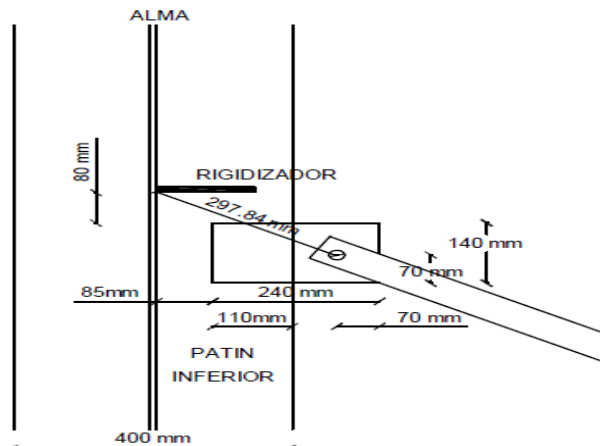


Figura 120. Ubicación de placa en la parte inferior del patín. Elaborado por: Autor

4.6.7.1 Comprobación de esbeltez

En los elementos arriostrados debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{k \times l_D}{r} \leq 140 \quad \text{Ecu. 296}$$

Donde:

r : Radio de giro.

l_D : Longitud diagonal que no está arriostrada.

k : Factor $k = 0.750$ según la (AASHTO 4.6.2.5), para elementos soldados en sus extremos.

$$I_x = \sqrt{(S_{do}/2)^2 + S^2} - (2 \times b_x) \quad \text{Ecu. 297}$$

Donde:

b_x : Longitud entre el punto de unión atiesador y el contraviento horizontal y el alma de la viga.

S : Longitud entre los ejes de las vigas

S_{do} : Longitud entre los atiesadores intermedios

$$I_x = \sqrt{(2350/2)^2 + 1700^2} - (2 \times 297.84)$$

$$I_x = 1470.87 \text{ mm}$$

$$\frac{0.75 \times 1470.87}{24.30} \leq 140$$

$$45.40 \leq 140$$

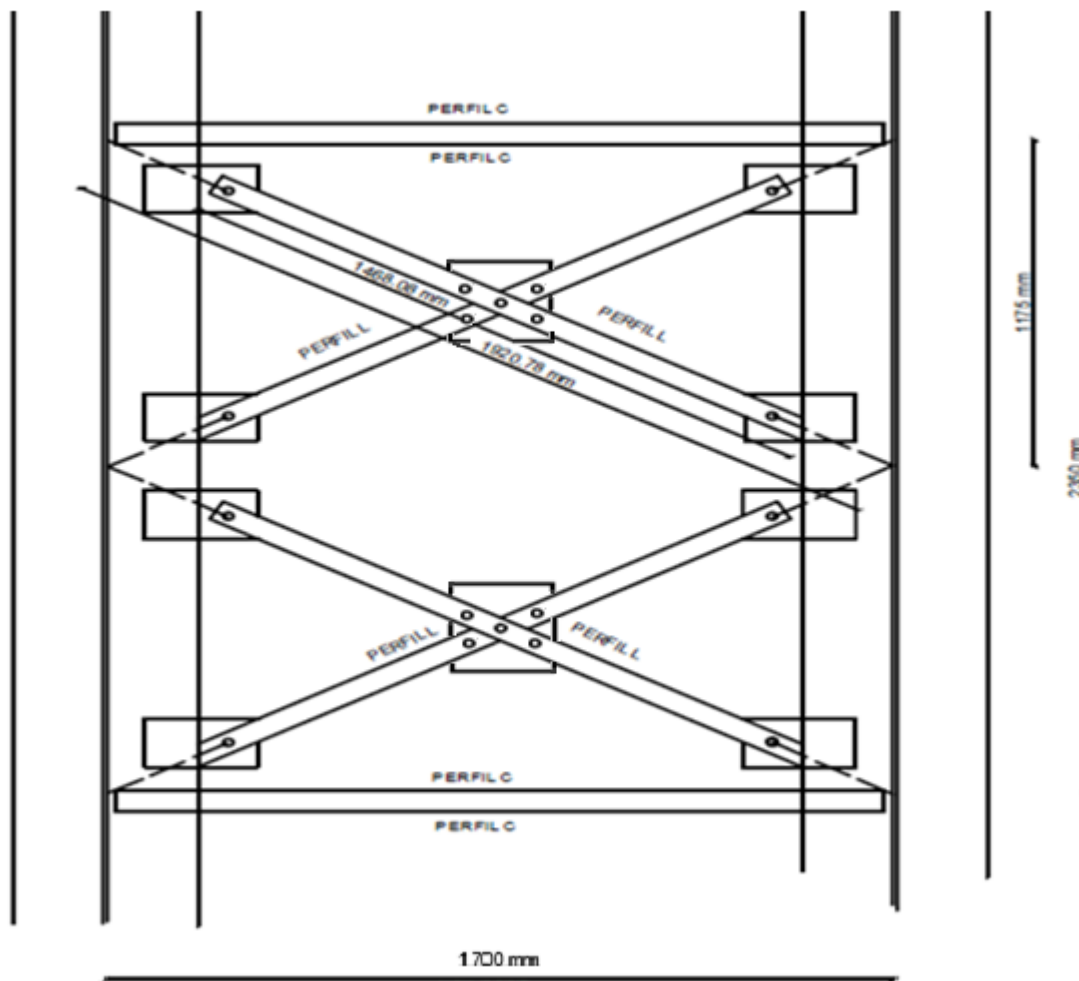


Figura 121. Diagonales inferiores. Elaborado por: Autor

Esfuerzo resistente para perfil tipo L.

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{E}{\left(\frac{k \times l_x}{r}\right)^2}$$

Ecu. 298

E : Módulo de elasticidad del acero A-36

$\sigma_{RESISTENTE}$: Perfil de acero tipo C su esfuerzo resistente

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{2 \times 10^5}{45.40^2}$$

$$\sigma_{RESISTENTE} = 97.03 \frac{N}{mm^2}$$

Esfuerzo que actúa en arriostamiento de forma horizontal

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F_{ACTUANTE}}{A_{PERFIL L}} \quad \text{Ecu. 299}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{1821.02}{768}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 2.38 \text{ N/mm}^2$$

Se compara el esfuerzo actuante con el esfuerzo resistente

$$\sigma_{ACTUANTE} \leq \sigma_{RESISTENTE} \quad \text{Ecu. 300}$$

$$2.38 \frac{N}{mm^2} \leq 97.03 \frac{N}{mm^2}$$

4.6.8 Diseño de soldadura

El código (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5) designa tres tipos de soldaduras:

- a. Soldadura de tipo ranura
- b. Soldadura de tipo tapón
- c. Soldadura de tipo filete

Para nuestro diseño se utilizará la tipo 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

Tamaño máximo

t < 6mm	D = t
t ≥ 6mm	D = t - 2

Figura 122. Tamaño mínimo y máximo de la soldadura de filete. Fuente: AASHTO/AWS D1.5M/D1.5
El tamaño escogido de soldadura según la plancha más gruesa es $D_{MIN} = 8mm$

4.6.8.1 Soldadura de tipo filete de patín inferior con la placa metálica, donde se colocará las diagonales inferiores.

El primer material será la placa metálica de (240 mm x 140 mm x 10 mm) que se unirá con el segundo material que es el patín inferior de (400 mm x 30 mm x luz del puente).

$$D_{MIN} = 8mm$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecu. 301}$$

$$D_{MAX} = 30 - 2$$

$$D_{MAX} = 28 mm$$

Máxima longitud de soldadura

$$L_{MAX} = 7x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 302}$$

$$L_{MAX} = 7x 28$$

$$L_{MAX} = 196 mm$$

Mínima longitud de soldadura

$$L_{MIN} = 4x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 303}$$

$$L_{MIN} = 4 x 28$$

$$L_{MIN} = 112 mm$$

El material principal a ser utilizado es el acero A-588 para las vigas y acero A-36 para los rigidizadores con un $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$

Compatibilidad de Electroodos		
Metal Base	Electrodos	Metal Base (N/mm ²)
Sidetur AE 25	E60xx E70xx	$F_y \leq 290$
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	$F_y \leq 380$
DIN ST 52		
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588	E80xx	$F_y \leq 415$
ASTM A-572 GRADO 65		
ASTM A-514	E100xx	$F_y \leq 703$

Figura 123. Tipo de electrodo según el material a soldar. Fuente: AASHTO/AWS D1.5M/D1.5

Como se muestra en la figura anterior se escoge el electrodo $E70$.

La capacidad resistente de las partes soldadas viene dado en la siguiente figura:

Electrodos	Resistencia Límite a Tracción del metal de aporte F_{exx} (N/mm ²)	Esfuerzo Cortante de diseño de la soldadura ϕF_w (N/mm ²)
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

Figura 124. Soldadura de filete su aporte. Fuente: AASHTO/AWS D1.5M/D1.5

El material escogido es el electrodo $E70$ con una resistencia a la tracción de $F_{eE70} = 492 \text{ N/mm}^2$ y el esfuerzo a cortante es $\phi F_{wE70} = 221.40 \text{ N/mm}^2$.

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	

Figura 125. Metal base esfuerzo de soldadura tipo filete. Fuente: AASHTO/AWS D1.5M/D1.5

Resistencia para el cortante del Acero A-588 del área efectiva

$$F_v = 0.60 \times F_{eE70} \quad \text{Ecu. 304}$$

$$F_v = 0.60 \times 492$$

$$F_v = 295.20 \frac{N}{mm^2}$$

Factor de resistencia cortante de diseño

$$\phi F_v = 0.75 \times F_v \quad \text{Ecu. 305}$$

$$\phi F_v = 0.75 \times 295.20$$

$$\phi F_v = 221.40 \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia de compresión y de tensión al eje de la soldadura.

$$\phi R_{T.C} = 0.75 \times f_y \quad \text{Ecu. 306}$$

$$\phi R_{T.C} = 0.75 \times 350$$

$$\phi R_{T.C} = 315 \frac{N}{mm^2}$$

Capacidad de resistencia del cordón de mínima soldadura

$$R_{MIN} = F_v \times t_{W_{PLACA}} \times L_{MIN} \quad \text{Ecu. 307}$$

$$R_{MIN} = 295.20 \times 10 \times 112$$

$$R_{MIN} = 330.62 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño mínima

$$\emptyset R_{MIN} = \emptyset Fv \times tw_{PLACA} \times L_{MIN} \quad \text{Ecu. 308}$$

$$R_{MIN} = 221.40 \times 10 \times 112$$

$$R_{MIN} = 247.97 \text{ kN}$$

Capacidad de resistencia del cordón de máxima soldadura

$$R_{MAX} = Fv \times tw_{PLACA} \times L_{MAX} \quad \text{Ecu. 309}$$

$$R_{MAX} = 295.20 \times 10 \times 196$$

$$R_{MAX} = 578.60 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño máxima

$$\emptyset R_{MAX} = \emptyset Fv \times tw_{PLACA} \times L_{MAX} \quad \text{Ecu. 310}$$

$$\emptyset R_{MAX} = 221.40 \times 10 \times 112$$

$$\emptyset R_{MAX} = 433.94 \text{ kN}$$

Se tiene que la longitud máxima es 196 mm con una resistencia de $\emptyset R_{MAX} = 433.94 \text{ kN}$ y la longitud mínima es 112 mm con una resistencia de $R_{MIN} = 247.97 \text{ kN}$. En la placa se tiene tres lados que hacen contacto con el patín inferior el cordón de soldadura se dividiría para eso tres lados

$$\text{Cordón de soldadura}_{MIN} = \frac{112}{3}$$

$$\text{Cordón de soldadura}_{MIN} = 37.33 \text{ mm}$$

$$\text{Cordón de soldadura}_{MAX} = \frac{196}{3}$$

$$\text{Cordón de soldadura}_{MIN} = 65.33 \text{ mm}$$

Se adopta el $\text{Cordón de soldadura}_{MIN} = 65.33 \text{ mm} \cong 7 \text{ cm}$ por cada lado

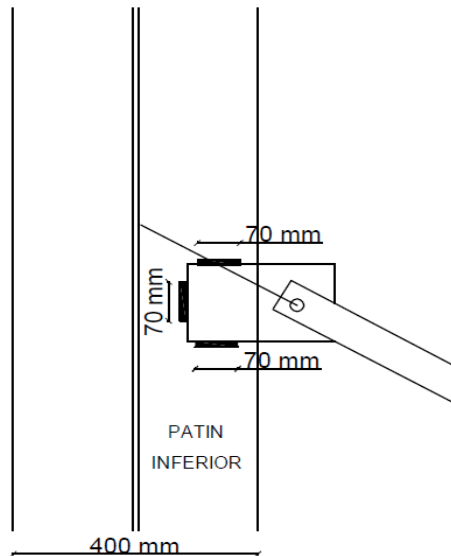


Figura 126. Unión de patín inferior con placa mediante soldadura de filete. Elaborado por: Autor

4.6.8.2 Soldadura de tipo filete del alma con el patín inferior y superior.

El primer material será el alma de (1200 mm x 10 mm x luz del puente) que se unirá con el segundo material que es el patín superior de (300 mm x 30 mm x luz del puente) y patín inferior de (400 mm x 30 mm x luz del puente).

$$D_{MIN} = 8mm$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecu. 311}$$

$$D_{MAX} = 30 - 2$$

$$D_{MAX} = 28 mm$$

Máxima longitud de soldadura

$$L_{MAX} = 7x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 312}$$

$$L_{MAX} = 7x 28$$

$$L_{MAX} = 196 mm$$

Mínima longitud de soldadura

$$L_{MIN} = 4x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 313}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 28$$

$$L_{MIN} = 112 \text{ mm}$$

La longitud de cordón adoptada es de 150 mm.

El electrodo a ser utilizado es el E70xx el material principal a ser utilizado es el acero A-588 con un $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$.

El material escogido es el electrodo E70xx con una resistencia a la tracción de $F_{eE70xx} = 492 \text{ N/mm}^2$ y el esfuerzo a cortante es $\phi F_{wE70xx} = 221.40 \text{ N/mm}^2$.

La separación entre los cordones de soldadura tipo filete es dos veces la longitud adoptada.

$$S_c = 2 \times \text{Longitud de cordón} \quad \text{Ecu. 314}$$

$$S_c = 2 \times 150$$

$$S_c = 300 \text{ mm}$$

Los cordones de soldadura tipo filete se colocarán en ambas partes del alma para unirlos con el patín inferior y con en el patín superior

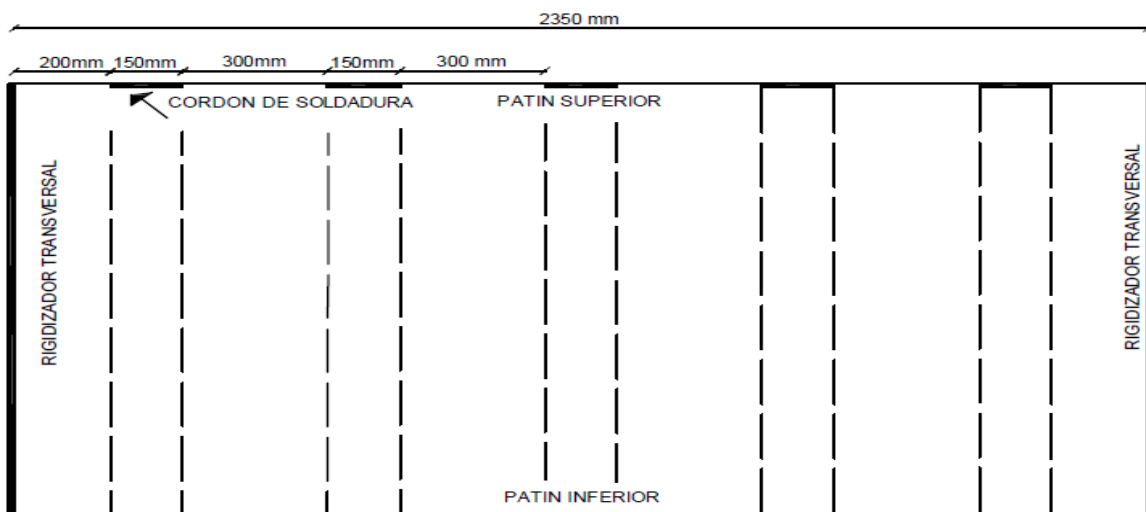


Figura 127. Vista lateral de cordón de soldadura del alma con el patín superior e inferior. Elaborado por: Autor

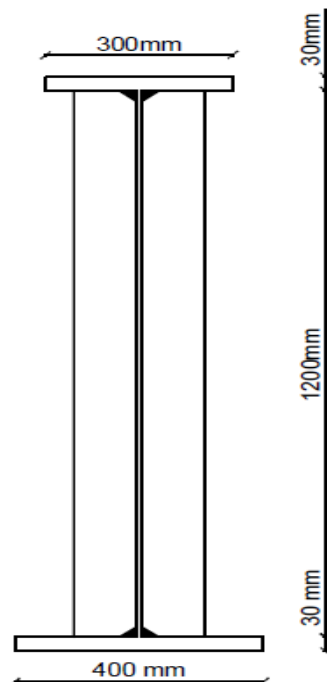


Figura 128. Vista frontal de la viga con soldadura tipo filete. Elaborado por: Autor

4.6.8.3 Soldadura de tipo filete del rigidizador con el patín inferior y superior.

El primer material será el rigidizador (1200 mm x 100 mm x 7 mm) que se unirá con el segundo material que es el patín superior de (300 mm x 30 mm x luz del puente) y patín inferior de (400 mm x 30 mm x luz del puente).

$$D_{MIN} = 8mm$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecu. 315}$$

$$D_{MAX} = 30 - 2$$

$$D_{MAX} = 28 mm$$

Máxima longitud de soldadura

$$L_{MAX} = 7x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 316}$$

$$L_{MAX} = 7x 28$$

$$L_{MAX} = 196 mm$$

Mínima longitud de soldadura

$$L_{MIN} = 4x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 317}$$

$$L_{MIN} = 4 x 28$$

$$L_{MIN} = 112 \text{ mm}$$

La longitud de cordón adoptada es de 100 mm por el ancho del rigidizador.

El material principal a ser utilizado es el acero A-588 para los patines y acero A-36 para los rigidizadores con un $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$.

El material escogido es el electrodo E70 con una resistencia a la tracción de $F_{eE70} = 492 \text{ N/mm}^2$ y el esfuerzo a cortante es $\phi F_{wE70} = 221.40 \text{ N/mm}^2$.

Los cordones de soldadura tipo filete se colocarán en ambas partes del atiesador transversal en el patín inferior como en el superior.

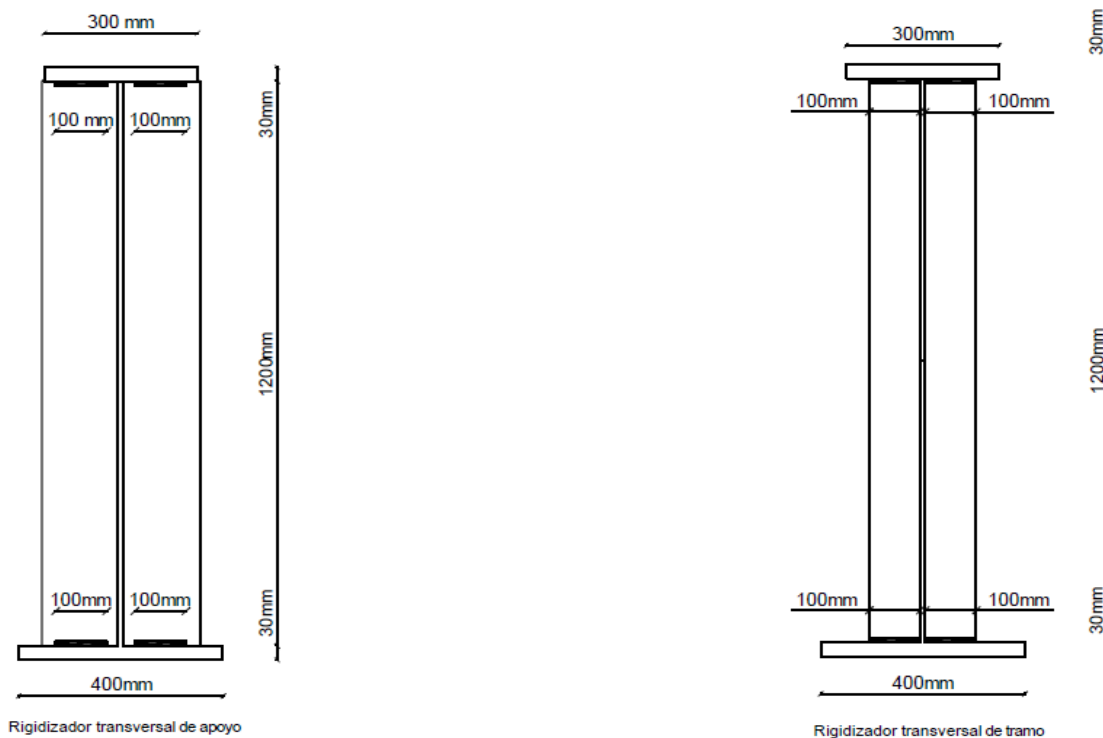


Figura 129. Vista frontal de la soldadura tipo filete. Elaborado por: Autor

4.6.8.4 Soldadura tipo filete del alma con el rigidizador transversal

El primer material será el rigidizador (1200 mm x 100 mm x 7 mm) que se unirá con el segundo material que es el alma (1200 mm x 10 mm x luz del puente)

$$D_{MIN} = 8mm$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecu. 318}$$

$$D_{MAX} = 10 - 2$$

$$D_{MAX} = 8 mm$$

Máxima longitud de soldadura

$$L_{MAX} = 7x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 319}$$

$$L_{MAX} = 7x 8$$

$$L_{MAX} = 56 mm$$

Mínima longitud de soldadura

$$L_{MIN} = 4x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 320}$$

$$L_{MIN} = 4 x 8$$

$$L_{MIN} = 32 mm$$

La longitud de cordón adoptada es de 50 mm con una separación de 50 mm entre el cordón de soldadura y el atiesador.

El material principal a ser utilizado es el acero A-588 para los patines y acero A-36 para los rigidizadores con un $f_y = 350 N/mm^2$.

El material escogido es el electrodo E70 con una resistencia a la tracción de $F_{eE70} = 492 N/mm^2$ y el esfuerzo a cortante es $\phi F_{wE70} = 221.40 N/mm^2$.

Los cordones de soldadura tipo filete se colocarán en ambas caras del alma de la viga.

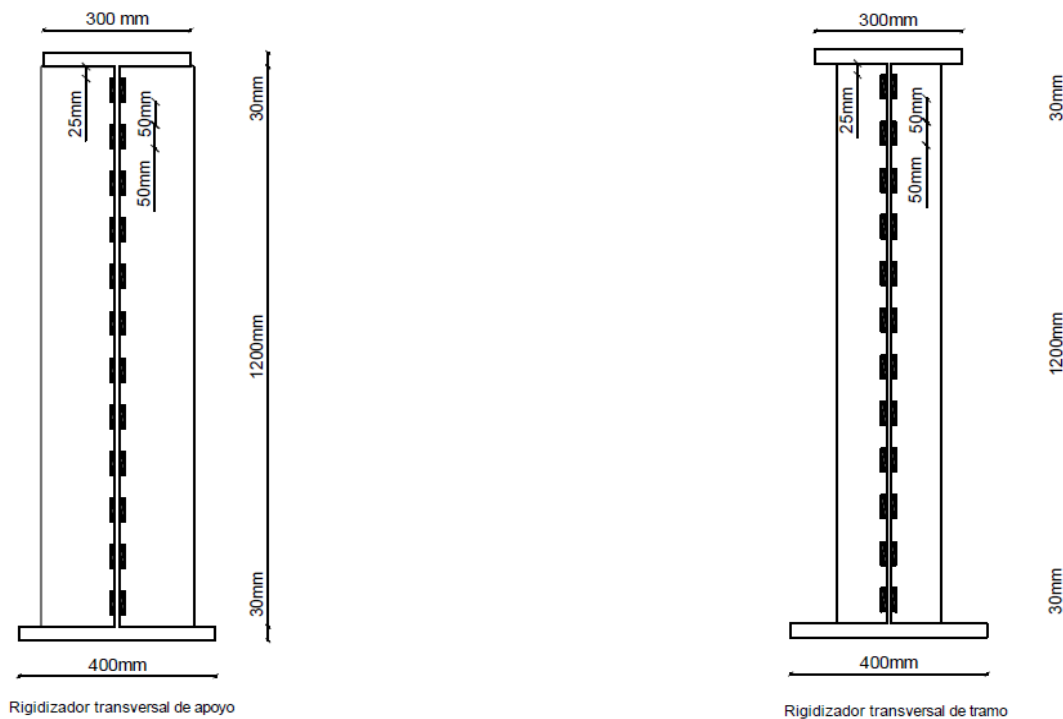


Figura 130. Vista frontal de cordón de soldadura tipo filete unión alma con rigidizadores. Elaborado por: Autor

4.6.8.5 Soldadura tipo filete del patín superior con el conector o perno de corte

El primer material será el perno *NS* 750/400 que se unirá con el segundo material que es el patín superior (300 mm x 30 mm x luz del puente)

$$D_{MIN} = 8mm$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecu. 321}$$

$$D_{MAX} = 30 - 2$$

$$D_{MAX} = 28 mm$$

Máxima longitud de soldadura

$$L_{MAX} = 7x D_{MAX} \quad \text{Ecu. 322}$$

$$L_{MAX} = 7x 28$$

$$L_{MAX} = 196 mm$$

Mínima longitud de soldadura

$$L_{MIN} = 4x D_{MIN} \quad \text{Ecu. 323}$$

$$L_{MIN} = 4 x 8$$

$$L_{MIN} = 32 \text{ mm}$$

El conector de perno *NS 750/400* tiene un diámetro de 19.05 mm su perímetro es 59.85 mm.

La longitud de cordón adoptada es de 59.85 mm igual al perímetro del conector.

El material principal a ser utilizado es el acero A-588 para los patines y acero A-36 para los rigidizadores con un $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$.

El material escogido es el electrodo *E70* con una resistencia a la tracción de $F_{e_{E70}} = 492 \text{ N/mm}^2$ y el esfuerzo a cortante es $\phi F_{w_{E70}} = 221.40 \text{ N/mm}^2$.

Los cordones de soldadura tipo filete se colocarán en ambas caras del alma de la viga

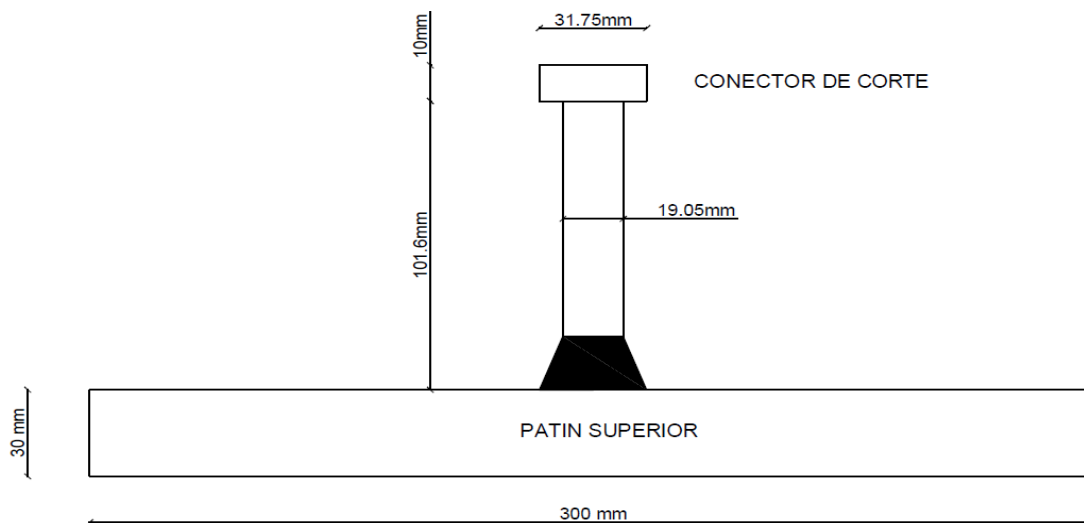


Figura 131. Vista lateral del conector a corte con el patín superior. Elaborado por: Autor

4.6.9 Diseño de conexiones que son ensambladas con pernos

Para estas conexiones se utilizarán pernos de resistencia alta que son los A-490 según las especificaciones (ASTM RCSC). Dependiendo del tamaño del diámetro de diseño se escoge el perno y la tuerca a ser usados mediante el siguiente cuadro.

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

Figura 132. Tabla de pernos y tuercas A-490. Fuente: Especificaciones ASTM RCSC.

4.6.9.1 Conexión entre diagonales de forma horizontales con placa metálica

Los pernos de conexión deben resistir o soportar al aplastamiento y al corte, los cuales deben ser iguales o menores a los esfuerzo máximo admisible. Teniendo un esfuerzo admisible del perno a corte de $\tau_{ADMISBLE} = 15.64 \text{ N/mm}^2$ y de aplastamiento de $\sigma_{ADMISBLE} = 19.65 \text{ N/mm}$.

TENSIONES ADMISIBLES EN CONECTORES (N/mm ²)			
Tipo de Conectores	Tracción (Ft)	Corte (fy)	
		Conexión por fricción	Conexión por aplastamiento
Remaches A502 grado 1 remachados en caliente	14.61		10.5
Remaches A502 grado 2 remachados en caliente	19.45		14.61
Pernos A307	14.61		10.7
Pernos A325			
(Rosca incluida en los planos de corte)	28.12	13.5	19.65
Pernos A490			
(Rosca incluida en los planos de corte)	28.61	15.64	19.65
Partes roscadas de acero	0.60 fy		0.3 fy

Figura 133. Tensiones admisibles de conectores. Fuente: ASTM RCSC.

Determinación del esfuerzo a corte

Con el esfuerzo que admite el perno A-490 y la fuerza que actúa se calcula el diámetro del perno.

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 324}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88 mm

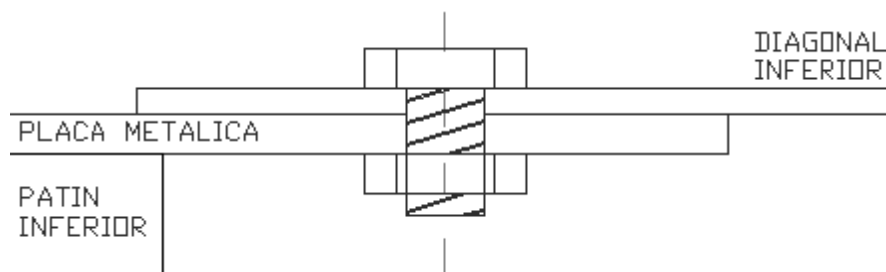


Figura 134. Conexión mediante perno entre diagonal inferior y placa metálica. Elaborado por: Autor

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de los anchos de diagonal inferior, placa de metal y la rosca del perno adoptada.

$$h_{PERNO} = h_{PERNO ROSCA} + h_{DIAGONAL INFERIOR} + h_{PLACA METALICA} \quad \text{Ecu. 325}$$

$$h_{PERNO} = 3.175 + 0.635 + 1$$

$$h_{PERNO} = 4.81 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

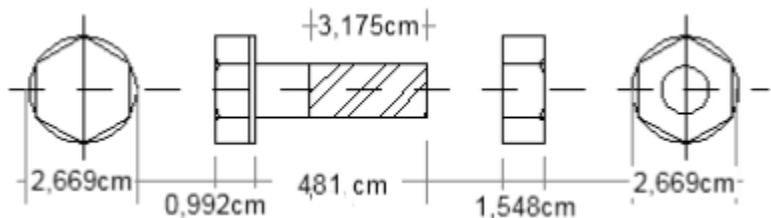


Figura 135. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 326}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d \times l_{PLACA+DIAGONAL INFERIOR}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{1821.02}{15.88 \times (6.35 + 10)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 7.05 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 7.05 \frac{N}{mm^2}$$

4.6.9.2 Conexión entre arriostramiento horizontal o diafragmas y atiesador transversal de apoyo

Los pernos de conexión deben resistir o soportar al aplastamiento y al corte, los cuales deben ser iguales o menores a los esfuerzo máximo admisible. Teniendo un esfuerzo admisible del perno a corte de $\tau_{ADMISBLE} = 15.64 \text{ N/mm}^2$ y de aplastamiento de $\sigma_{ADMISBLE} = 19.65 \text{ N/mm}$.

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 327}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de los anchos de diafragma, atiesador y la rosca del perno adoptada.

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{ATIESADOR} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 328}$$

$$h_{PERNO} = 9.525 + 17 + 31.750$$

$$h_{PERNO} = 5.83 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

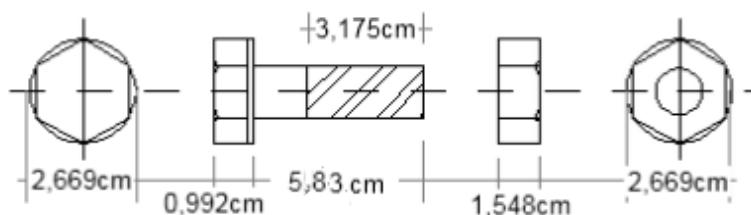


Figura 136. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 329}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d \times h_{RIGIDIZADOR + DIAFRAGMA}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{1821.02}{15.88 \times (17 + 9.525)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 4.33 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 4.33 \frac{N}{mm^2}$$

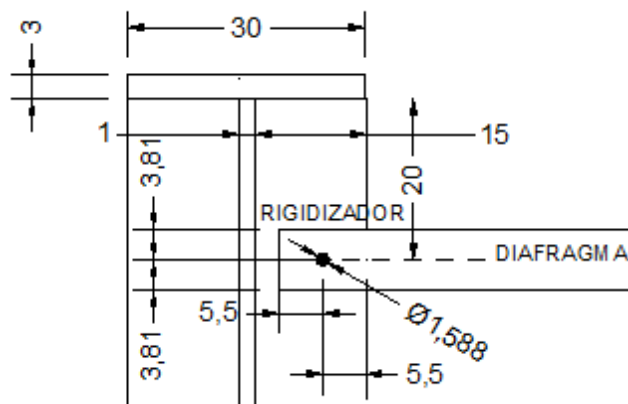


Figura 137. Conexión por medio de un perno de diafragma horizontal con atiesador de apoyo medidas en cm.
Elaborado por: Autor

4.6.9.3 Conexión de atiesador transversal de tramo con diafragma mediante un perno

Teniendo un esfuerzo admisible del perno a corte de $\tau_{ADMISBLE} = 15.64 \text{ N/mm}^2$ y de aplastamiento de $\sigma_{ADMISBLE} = 19.65 \text{ N/mm}$.

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 330}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de los anchos de diafragma, atiesador y la rosca del perno adoptada.

$$h_{PERNO} = h_{DIAFRAGMA} + h_{ATIESADOR} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 331}$$

$$h_{PERNO} = 9.525 + 7 + 31.750$$

$$h_{PERNO} = 4.83 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

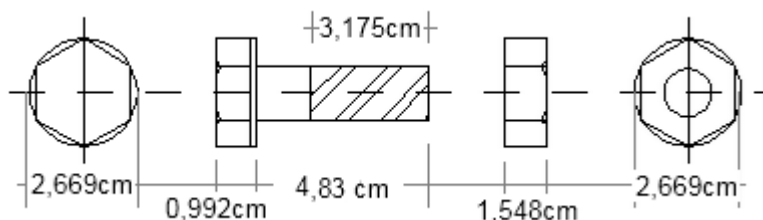


Figura 138. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 332}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma = \frac{F}{d \times h_{RIGIDIZADOR + DIAFRAGMA}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{1821.02}{15.88 \times (7 + 9.525)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 6.94 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 6.94 \frac{N}{mm^2}$$

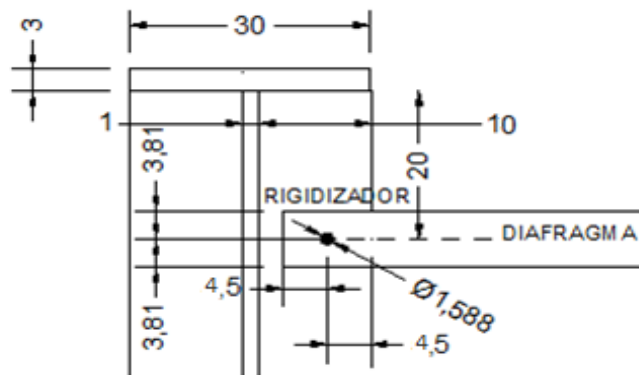


Figura 139. Conexión por medio de un perno de diafragma horizontal con atiesador intermedio medidas en cm.
Elaborado por: Autor

4.6.9.4 *Conexión de diagonales verticales con atiesador transversal*

En las diagonales verticales como en los diafragmas, se diseñaron con los mismo perfiles y cómo actúan las mismas fuerzas, los tipos de pernos a ser utilizados como conectores serán los mismo entres atiesadores transversales - diagonales verticales y diafragmas con atiesadores transversales.

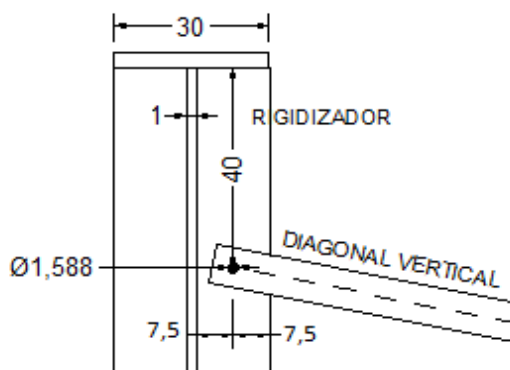


Figura 140. Conexión por medio de un perno diagonal vertical con atiesador transversal de apoyo medidas en cm. Elaborado por: Autor

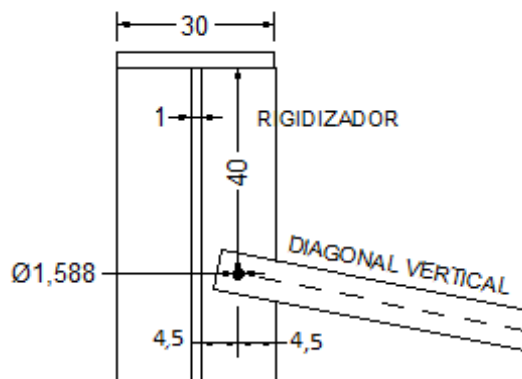


Figura 141. Conexión por medio de un perno diagonal vertical con atiesador transversal de intervalo medidas en cm. Elaborado por: Autor

4.6.9.5 Conexión entre las diagonales verticales

Los conectores de corte al igual de las anteriores conexiones deben soportar a corte y a deslizamiento, teniendo un esfuerzo admisible del perno a corte de $\tau_{ADMISBLE} = 15.64 \text{ N/mm}^2$ y de aplastamiento de $\sigma_{ADMISBLE} = 19.65 \text{ N/mm}$.

4.6.9.6 Conexión entre el atiesador transversal de apoyo y las diagonales verticales

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 333}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de las dos diagonales verticales más el atiesador más la rosca del perno.

$$h_{PERNO} = (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL}) + h_{ATIESADOR} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 334}$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9.525) + 17 + 31.750$$

$$h_{PERNO} = 6.78 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

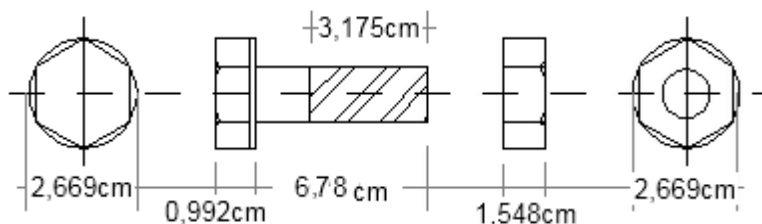


Figura 142. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 235}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times F}{d \times (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times 1821.02}{15.88 \times (2 \times 9.525)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 12.05 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 12.05 \frac{N}{mm^2}$$

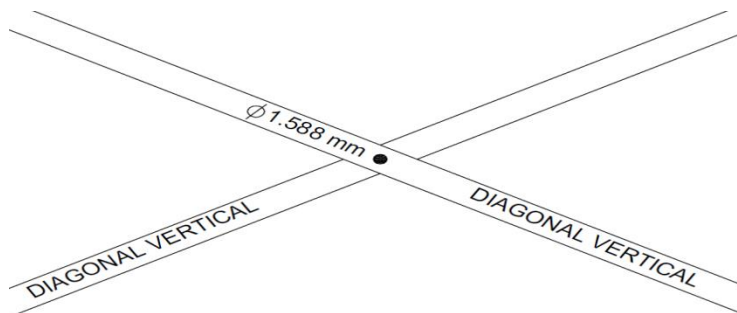


Figura 143. Conexión de diagonales verticales distanciadas por el atiesador de apoyo. Elaborado por: Autor

4.6.9.7 Conexión entre el atiesador transversal de tramo y las diagonales verticales

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 336}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de las dos diagonales verticales más el atiesador más la rosca del perno.

$$h_{PERNO} = (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL}) + h_{ATIESADOR} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 337}$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9.525) + 7 + 31.750$$

$$h_{PERNO} = 5.78 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

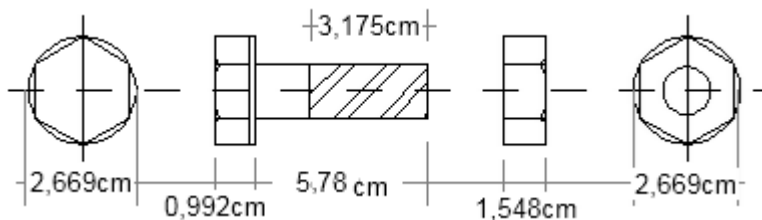


Figura 144. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 338}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times F}{d \times (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times 1821.02}{15.88 \times (2 \times 9.525)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 12.05 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 12.05 \frac{N}{mm^2}$$

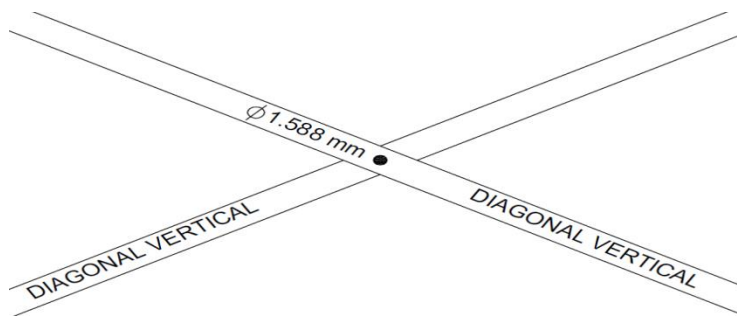


Figura 145. Conexión de diagonales verticales distanciadas por el atiesador de intervalo. Elaborado por: Autor

4.6.9.8 Conexión entre placa metálica y diagonales verticales

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 339}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de las dos diagonales verticales más la placa metálica más la rosca del perno.

$$h_{PERNO \text{ CENTRAL}} = (2 \times h_{DIAGONAL \text{ VERTICAL}}) + h_{PLACA} + h_{ROSCA \text{ DE PERNO}} \quad \text{Ecu. 340}$$

$$h_{PERNO \text{ CENTRAL}} = (2 \times 9.525) + 10 + 31.750$$

$$h_{PERNO \text{ CENTRAL}} = 6.08 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

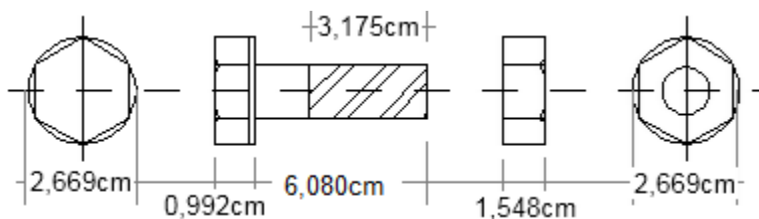


Figura 146. Características geométricas del perno y tuerca centrales a ser utilizadas en la conexión con separación de atiesador intermedio. Elaborado por: Autor

$$h_{PERNO CENTRAL} = (h_{DIAGONAL VERTICAL}) + h_{PLACA} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 341}$$

$$h_{PERNO CENTRAL} = (9.525) + 10 + 31.750$$

$$h_{PERNO CENTRAL} = 5.128 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

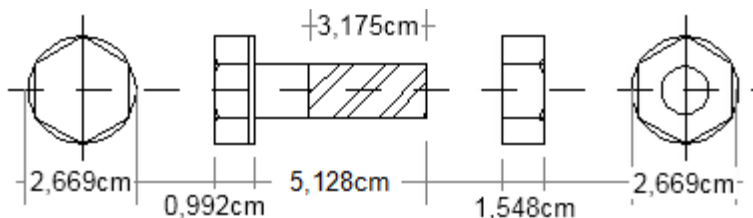


Figura 147. Características geométricas del perno y tuerca de contorno a ser utilizadas en la conexión con separación de atiesador intermedio. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 342}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times 1821.02}{(4 \times 15.88 \times (9.525 + 10)) + (15.88 \times (2 \times 9.525 + 10))}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times}{(4 \times d \times (h_{DIAGONAL VER} + h_{PLACA}) + (d \times (2 \times h_{DIAGONAL VER} + h_{PLACA}))}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 2.36 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 6.72 \frac{N}{mm^2}$$

La placa adoptada es de $(220 \times 16 \times 10) \text{ mm}$ con una separación de los pernos exteriores de 80 mm con respecto al perno central y una separación de 53.87 mm con respecto a la placa.

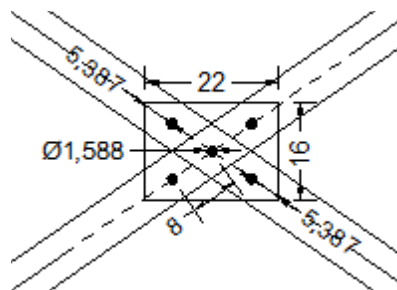


Figura 148. Conexión de diagonales verticales con placa metálica expresada en cm. Elaborado por: Autor

Análisis de espaciamientos

Se analizará el espaciamiento adoptado que sea menor a los adoptados según las normas (ASTM).

$$e_1 = 0.80 \times ((d \times 2.60) + 10) \quad \text{Ecu. 343}$$

$$e_1 = 0.80 \times ((15.88 \times 2.60) + 10)$$

$$e_1 = 41.02 \text{ mm}$$

$$41.02 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \text{ Si cumple}$$

$$e_2 = d \times 1.50 \quad \text{Ecu. 344}$$

$$e_2 = 15.88 \times 1.50$$

$$e_2 = 23.82 \text{ mm}$$

$$23.82 \text{ mm} < 53.87 \text{ mm} \text{ Si cumple}$$

4.6.9.9 Conexión entre diagonales horizontales

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 345}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times 1821.02}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 8.64 \text{ mm}$$

Con lo que el diámetro adoptado es de 15.88mm

La longitud del perno de conexión es igual a la suma de las dos diagonales más la placa y más la rosca del perno.

$$h_{PERNO} = (2 \times h_{DIAGONAL VERTICAL}) + h_{PLACA} + h_{ROSCA DE PERNO} \quad \text{Ecu. 346}$$

$$h_{PERNO} = (2 \times 9.525) + 10 + 31.750$$

$$h_{PERNO} = 6.08 \text{ cm}$$

Definiendo las siguientes dimensiones del perno y de la tuerca a ser utilizadas

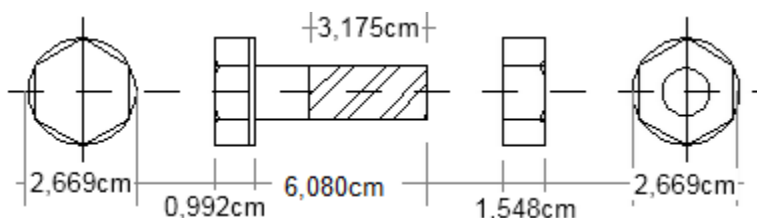


Figura 149. Características geométricas del perno y tuerca a ser utilizadas en la conexión. Elaborado por: Autor

Determinación del esfuerzo al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecu. 247}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times F}{d \times (4 \times h_{DIAGONAL VERTICAL})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 \times 1821.02}{15.88 \times (4 \times 9.525)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 12.05 \frac{N}{mm^2}$$

$$19.65 \frac{N}{mm^2} \geq 6.03 \frac{N}{mm^2}$$

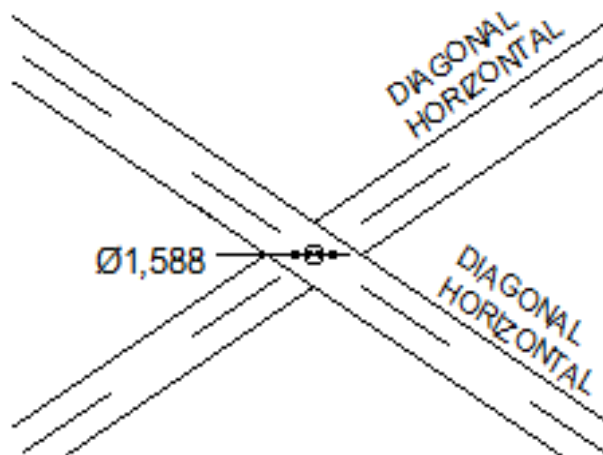


Figura 150. Conexión por medio de perno de diagonales horizontales. Elaborado por: Autor

4.6.10 Diseño del neopreno de apoyo

Para el diseño del aparato de apoyo tenemos los siguientes datos:

- Longitud de viga: 20 m
- Carga muerta: 60 Ton
- Carga Viva: 17.13 Ton

Esfuerzo admisible del elastómetro $\sigma_{adm} = 56 \text{ kg/cm}^2$ (AASHTO LRFD Art. 14.7.6.2)

Cálculo del área de diseño

$$\text{Área de diseño} = \frac{60 + 17.13}{56} \quad \text{Ecu. 348}$$

$$\text{Área de diseño} = 1378 \text{ cm}^2$$

Se adopta de 1200 cm^2

El MTOP recomienda que el ancho del neopreno sea menor que el ancho de la viga. Se tiene 40 cm del patín inferior se resta 10 cm, teniendo 30 cm.

Diseño de la longitud del neopreno

$$L = \frac{A}{w} \quad \text{Ecu. 349}$$

$$L = \frac{1200}{30}$$

$$L = 40 \text{ cm}$$

Se adopta una longitud de 45 cm

Análisis del área de la placa de neopreno

$$A = L \times w \quad \text{Ecu. 350}$$

$$A = 45 \times 30$$

$$A = 1350 \text{ cm}^2$$

Análisis del ancho de la placa de neopreno (AASHTO)

$$t_{max} = \frac{L}{5} \quad \text{Ecu. 351}$$

$$t_{max} = \frac{20}{5}$$

$$t_{max} = 4 \text{ cm}$$

Verificación de la placa de neopreno

Se analiza la dureza y deformación de la placa

$$\sigma = \frac{Rcm}{A} < 56 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Ecu. 352}$$

$$\sigma = \frac{60000}{1350}$$

$$\sigma = 44.44 \frac{kg}{cm^2} < 56 \frac{kg}{cm^2}$$

La deformación admisible es mayor a la real si cumple.

Determinación de la deformación unitaria de la placa

La AASHTO da un límite de 7% a la deformación unitaria vertical, que depende del área del elemento de apoyo con el área perimetral y del esfuerzo máximo a compresión llamándole factor de forma.

$$\varepsilon = \frac{At}{T} < 7 \% \quad \text{Ecu. 353}$$

Donde:

At : Área de la superficie

ε : Deformación unitaria

T : Área de la superficie lateral

Análisis del factor de forma

$$FF = \frac{\text{Área de compresión}}{\text{Área lateral}} \quad \text{Ecu. 354}$$

$$FF = \frac{L \times w}{2t \times (l + w)}$$

$$FF = \frac{20 \times 0.3}{2 \times 0.07 \times (20 + 0.3)}$$

$$FF = 2.11$$

4.6.10.1 Anclaje del aparato de apoyo

Este elemento se utilizará en su extremo derecho, el cual debe estar sujeto tanto a la infraestructura como a la superestructura. Las cargas actuantes sobre el aparato de apoyo es de 0.96 Ton/m

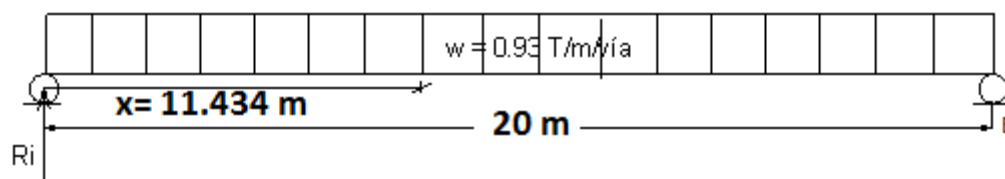


Figura 151. Carga equivalente para el apoyo fijo. Elaborado por: Autor

$$\sum MB = 0 \quad \text{Ecu. 355}$$

$$(Ri \times L) - \frac{q \times L^2}{2} = 0 \quad \text{Ecu. 356}$$

$$Ri \times 20 - \left(0.96 \times \frac{400}{2}\right) = 0$$

$$Ri = 9.6 \text{ Ton/viga}$$

Análisis para cada aparato de apoyo de la fuerza cortante

$$V = \frac{\text{Fuerza de frenado} \times \text{ancho de puente}}{\text{Números de aparatos de apoyo}} \quad \text{Ecu. 357}$$

$$V = \frac{1.66 \times 5}{3}$$

$$V = 2.76 \text{ Ton}$$

Análisis de la armadura de anclaje

$$Av = \frac{V}{Fs \times u} \quad \text{Ecu. 358}$$

Donde:

u : Coeficiente de rozamiento del hormigón es igual a 1

F_s : Superficie del hormigón que transmite el corte

V : Cortante transmitido al plano

$$A_v = \frac{2.76 \times 10^3}{1350 \times 1}$$

$$A_v = 2.02 \text{ cm}^2$$

4.6.10.2 Comprobación del neopreno al deslizamiento

$$\delta t = \alpha T \times \Delta t \times L \quad \text{Ecu. 359}$$

Donde:

δt : Deslizamiento por la temperatura

L : Luz del puente

Δt : Variación de temperatura del lugar de implantación del puente 20°C

αT : Coeficiente de dilatación del hormigón 0.00001117 °C

$$\delta_{temperatura} = 0.00001117 \times 20 \times 20 \times 2$$

$$\delta_{temperatura} = 0.008$$

$$\delta_{temperatura} = 0.80 \text{ cm}$$

Según la AASTHO no da un deslizamiento admisible de

$$\delta_{adm} = \frac{T}{2} \quad \text{Ecu. 360}$$

$$\delta_{adm} = \frac{4}{2}$$

$$\delta_{adm} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} > \delta_{total}$$

$$2 > 0.80$$

El deslizamiento admisible es mayor al deslizamiento de la estructura cumpliendo.

Análisis del deslizamiento por frenado

Se tiene que la fuerza de frenado es de 1.66 Ton/viga (5.3.3.2).

$$\delta fr = \frac{\frac{Fr}{Apoyo} \times t}{G \times A} \quad \text{Ecu. 361}$$

Donde:

A: Superficie de la placa

G: Módulo de elasticidad del neopreno de 70°C es de 15 kg/cm²

t: Ancho de la placa de neopreno

$$\frac{Fr}{Apoyo} = \frac{1.66 \times 10^3}{2}$$

$$\frac{Fr}{Apoyo} = 830 \text{ kg/apoyo}$$

$$\delta fr = \frac{830 \times 4}{15 \times 1350}$$

$$\delta fr = 0.164 \text{ cm}$$

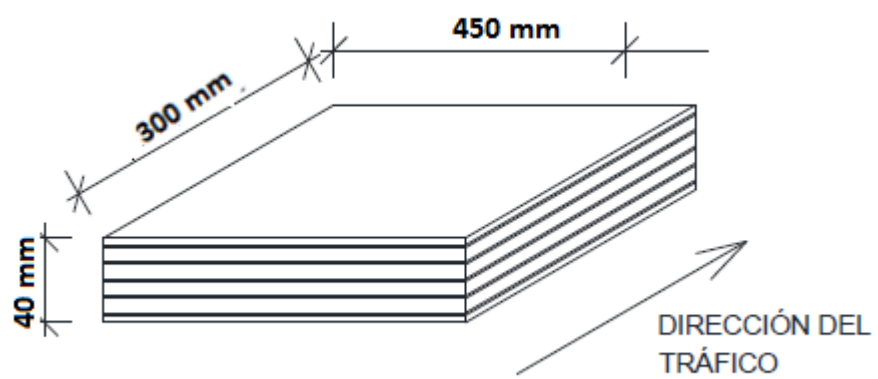
4.6.10.3 Deformación real por temperatura y frenado

$$\delta temperatura + \delta fr = 0.80 + 0.164$$

$$\delta temperatura + \delta fr = 0.964$$

$$\delta adm > \delta temperatura + \delta fr$$

$$2 > 0.964 \text{ Sí cumple}$$



5. Cálculo de Infraestructura y Cimentación

5.1 Estribos

Los estribos en la posición en la que se encuentra no tendrán afectación por la socavación del fondo, de manera que este parámetro no influye en la determinación del nivel de cimentación.

Los estribos serán apoyados en la primera capa, sobre las rocas tipo cuarcitas menos alteradas, estableciendo las siguientes cotas para la cimentación.

- Estribo A1 Cota de Zapata = 1130.60 msnm.
- Estribo A2 Cota de Zapata = 1130.60 msnm.

5.2 Diseño de estribos

La infraestructura se diseña como apoyo y como soporte la carga que produce la superestructura, donde tiene las siguientes características los elementos que la constituyen:

- Esfuerzo admisible del suelo $q_a = 75 \frac{kg}{cm^2}$
- Esfuerzo a compresión del hormigón $f_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$
- Cota de cimentación para el margen derecho e izquierdo 1330.60 msnm
- Límite de fluencia del acero $4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Peso específico de la roca andesita $2300 \frac{kg}{cm^3}$
- Peso específico del suelo de relleno de $1800 \frac{kg}{cm^3}$

Predimensionamiento

Se considera el mismo estribo de diseño para ambos márgenes teniendo en cuenta una altura de 3.8 metros como sección preliminar.

Para la altura de la zapata

$$h' = \frac{H}{8} \text{ ó } \frac{H}{6} \quad \text{Ecu. 362}$$

Donde:

H : Altura de estribo 3.8 m.

$$h' = \frac{3.8}{8} \text{ ó } \frac{3.8}{6}$$

$$h' = 0.48 \text{ ó } 0.63 \text{ m}$$

Por estabilidad se adopta 0.80 m

Para el ancho de la punta

$$t = \frac{H}{12} \quad \text{Ecu. 363}$$

$$t = \frac{3.8}{12}$$

$$t = 0.31$$

Se asume de 0.30 m

Espesor de la pantalla del estribo

$$d = \frac{e}{10} \quad \text{Ecu. 364}$$

Donde:

e : Altura de estribo menos la altura de zapata

$$d = \frac{3.8 - 0.8}{10}$$

$$d = 0.30 \text{ m}$$

Se asume para el espesor de la pantalla de 0.80 m

El valor de la base de la zapata según la recomendación del (AASHTO 11.5.4) varía entre $\frac{1}{2} \times H$ y $\frac{2}{3} \times H$.

$$B = \frac{1}{2} \times H \quad \text{Ecu. 365}$$

$$B = \frac{1}{2} \times 3.8$$

$$B = 1.9 \text{ m}$$

$$B = \frac{2}{3} \times H \quad \text{Ecu. 366}$$

$$B = \frac{2}{3} \times 3.8$$

$$B = 2.53 \text{ m}$$

Se adopta el valor de 2.60 m.

Ancho de la superficie de asiento

$$b = N + j \quad \text{Ecu. 367}$$

$$N = 20 + 0.0017 \times L \quad \text{Ecu. 368}$$

Donde:

N : Longitud de asiento

j : Ancho de la junta de dilatación se asume 10 cm.

L : Longitud de la luz del puente expresada en cm.

$$N = 20 + 0.0017 \times 2000$$

$$N = 23.4 \text{ cm}$$

Se adopta el valor de 0.40 m. por consideraciones de sismo.

$$b = 0.40 + 0.10$$

$$b = 0.50$$

5.3 Análisis de las cargas aplicadas sobre el estribo

Se analizará la carga muerta, carga viva y la carga producida por sismo.

5.3.1 Reacciones por la carga muerta

Estas cargas se consideran como si fuera una viga cargada de forma longitudinal, se considera viga más tablero, acabados. Se divide su carga para las tres vigas y duplicamos el valor para así obtener la carga por carga muerta.

Carga por tablero

$$t = 5 \times 0.21 \times 2.4 \times 1$$

$$t = \frac{2.52}{3}$$

$$t = 0.84 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Carga por acera

$$Ac = 1.4 \times 0.20 \times 2.4 \times 1$$

$$Ac = \frac{0.672}{3}$$

$$Ac = 0.23 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Carga por parapeto

$$Prp = 0.275 \times 2.4 \times 1$$

$$Prp = \frac{0.66}{3}$$

$$Prp = 0.22 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Carga por capa de rodadura

$$Cr = 5 \times 0.05 \times 2.25 \times 1$$

$$Cr = \frac{0.56}{3}$$

$$Cr = 0.19 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Carga por viga

$$Cviga = 0.25 \times 1 \times 7.85$$

$$Cviga = 1.96 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Carga de elementos secundarios

$$Csec. = \text{Area (rigidizadores + diafr. horizontal + diag. vertical)} \times 1 \times 7.85$$

$$Csec. = (0.10 + 0.05 + 0.04) \times 1 \times 7.85$$

$$Csec. = 1.50 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

La carga muerta es la suma de todas las cargas que la conforman y se la duplica como factor de seguridad, obteniendo la siguiente carga.

$$9.88 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Se calculará con $10 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$ las reacciones que actúan como soporte de la carga muerta de la superestructura.

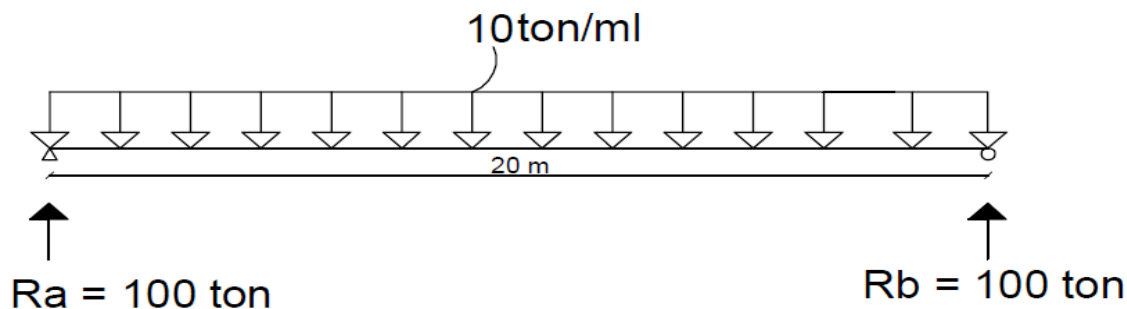


Figura 152. Carga muerta de la superestructura. Elaborado por: Autor.

Cálculo la carga muerta total

$$R_{C.M.TOTAL} = \text{Reacción} \times \# \text{ vigas} \quad \text{Ecu. 369}$$

$$R_{C.M.TOTAL} = 100 \times 3$$

$$R_{C.M.TOTAL} = 300 \text{ Ton}$$

Esta carga se divide para la longitud del estribo para encontrar la carga por metro lineal en dirección paralela del eje transversal de la estructura.

$$R_{C.M./m.l.} = \frac{R_{C.M.TOTAL}}{\text{longitud estribo}} \quad \text{Ecu. 370}$$

$$R_{C.M./m.l.} = \frac{300}{5}$$

$$R_{C.M./m.l.} = 60 \text{ Ton/ml}$$

5.3.2 Reacciones por Carga Viva

Se analizará con el camión de diseño HL-93, las reacciones en su posición más desfavorable o crítica, como nos indica la siguiente figura.

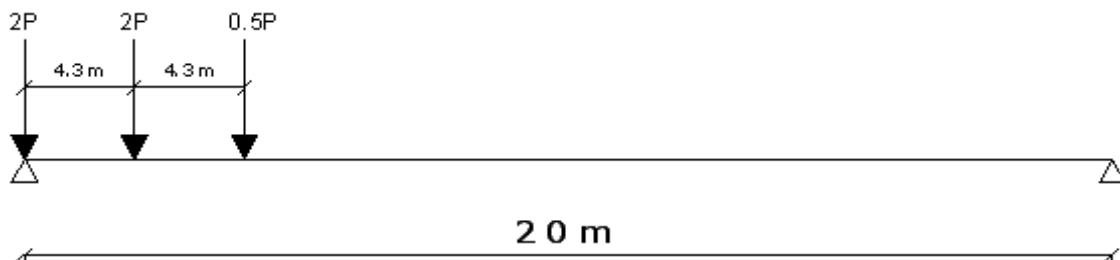


Figura 153. Carga viva camión de diseño HL-93. Elaborado por: Autor

Cálculo de la reacciones con carga viva donde la carga $P = 7.4 \text{ Ton}$

$$R_{C.V.} = \frac{(2 \times 7.4 \times 20) + (2 \times 7.4 \times 15.7) + (0.5 \times 7.4 \times 11.4)}{20}$$

$$R_{C.V.} = 28.53 \text{ Ton}$$

$$R_{TOTAL C.V.} = 28.55 \times 3$$

$$R_{TOTAL C.V.} = 85.67$$

$$\frac{R_{C.V.}}{ml} = \frac{85.67}{5}$$

$$\frac{R_{C.V.}}{ml} = 17.13 \text{ Ton}$$

5.4 Determinación del Coeficiente activo del suelo

Mediante el teorema de Rankine se obtendrá el coeficiente del suelo.

$$ka = \text{tag}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecu. 371}$$

Donde:

Φ : Ángulo de fricción interna

$$ka = \text{tag}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right)$$

$$ka = 0.27$$

5.5 Sobrecarga Viva

Se debe colocar una sobrecarga actuando en la superficie de relleno, este debe ser perpendicular al tráfico, donde se debe agregar una altura equivalente.

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Figura 154. Suelo equivalente para carga vehicular. Fuente: AASHTO, Sección 3.11.6.4.

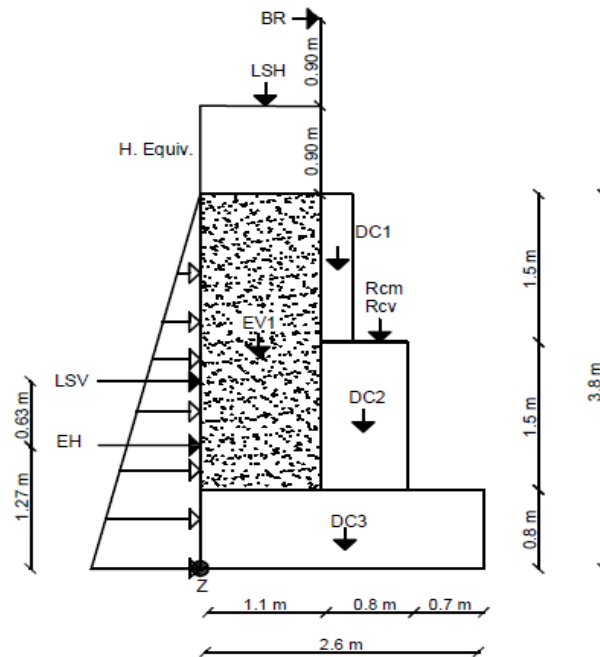


Figura 155. Cargas que actúan en el estribo. Elaborado por: Autor

5.5.1.1 Cargas verticales

Estribo

$$Dc1 = 0.30 \times 1.50 \times 2.4$$

$$Dc1 = 1.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Dc2 = 0.80 \times 1.5 \times 2.4$$

$$Dc2 = 2.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Dc3 = 2.6 \times 0.8 \times 2.4$$

$$Dc3 = 4.99 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga muerta de la estructura del puente

$$R_{c.M. \frac{l}{m}} = 60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga por la presión vertical del terreno de relleno de 1.8 Ton/m³ por altura sin la zapata

$$EV1 = 1.1 \times 3 \times 1.8 \quad \text{Ecu. 372}$$

$$EV1 = 5.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga por la presión horizontal del terreno por altura total del estribo

$$EH = ka \times H^2 \times \frac{\gamma}{2} \quad \text{Ecu. 373}$$

Donde:

γ : peso específico del macizo rocoso

H : Altura total de estribo

ka : Coeficiente activo del suelo

$$EH = 0.27 \times 3.8^2 \times \frac{2.3}{2}$$

$$EH = 4.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga viva producida por el camión de diseño HL-93

$$R_{c.v.} = 17.13 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Sobrecarga en el terreno producido con la carga viva

$$LSV = 1.1 * 0.9 * 1.8$$

$$LSV = 1.78 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 32
Cargas verticales aplicadas al Estribo.

Cargas Verticales				
Carga	Tipo	Fv (Ton/m)	X(m)	Mvu (Ton-m/m)
DC1	DC	1.08	1.25	1.35
DC2	DC	2.88	1.5	4.32
DC3	DC	4.99	1.3	6.49
Pcm	DC	60.00	1.7	102.00
EV1	EV	5.94	0.55	3.27
EV2	EV	0.00	2.25	0.00
PL	LL	17.13	1.7	29.12
LS	LSH	1.78	0.55	0.98
Σ		93.80		147.53

Elaborado por: Autor

5.5.1.2 Cargas horizontales

Carga de la sobrecarga viva del terreno

$$LS = ka \times H \times heq \times \gamma \quad \text{Ecu. 374}$$

$$LS = 0.27 \times 3.8 \times 0.9 \times 1.8$$

$$LS = 1.66 \text{ Ton}$$

Carga de fuerza producida por el frenado

Según las especificaciones de la (AASHTO), la carga producida por el frenado es el mayor valor:

25 % De los pesos por eje del camión HL-93

5 % Del camión HL-93 más la carga que producida por carril.

$$BR1 = 25\% \times HL - 93 \# \text{ vías} \times fc. \quad \text{Ecu. 375}$$

$$BR2 = 5\% \times HL - 93 \times (\text{Long.} \times \text{Carga de carril}) \times \# \text{vías} \times fc. \quad \text{Ecu. 376}$$

Donde:

fc : Factor de presencia múltiple es 1

#vías: Número de carriles del puente es 1

Carga de carril: Carga equivalente de cada carril es 0.24 Ton/m

Long: Longitud del puente es 20 m.

HL – 93: La carga es 33.20 Ton

$$BR1 = 25\% \times 33.20 \times 1 \times 1$$

$$BR1 = 8.3 \text{ Ton}$$

$$BR2 = 5\% \times 33.20 \times (20 \times 0.24) \times 1 \times 1$$

$$BR2 = 7.97 \text{ Ton}$$

La fuerza de frenado *BR1* es la mayor de las dos ahora se determinará su carga por el metro lineal.

$$\frac{BR}{ml} = \frac{BR1}{b} \quad \text{Ecua. 377}$$

$$\frac{BR}{ml} = \frac{8.3}{5}$$

$$\frac{BR}{ml} = 1.66 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 33

Cargas Horizontales aplicadas en el Estribo

Cargas Horizontales				
Carga	Tipo	Fv (Ton/m)	X(m)	Mhu (Ton-m/m)
EH	EH	4.48	1.27	5.68
LSI	LSH	1.66	1.9	3.16
BR	BR	1.66	5.6	9.30
Σ		7.81		18.13

Elaborado por: Autor

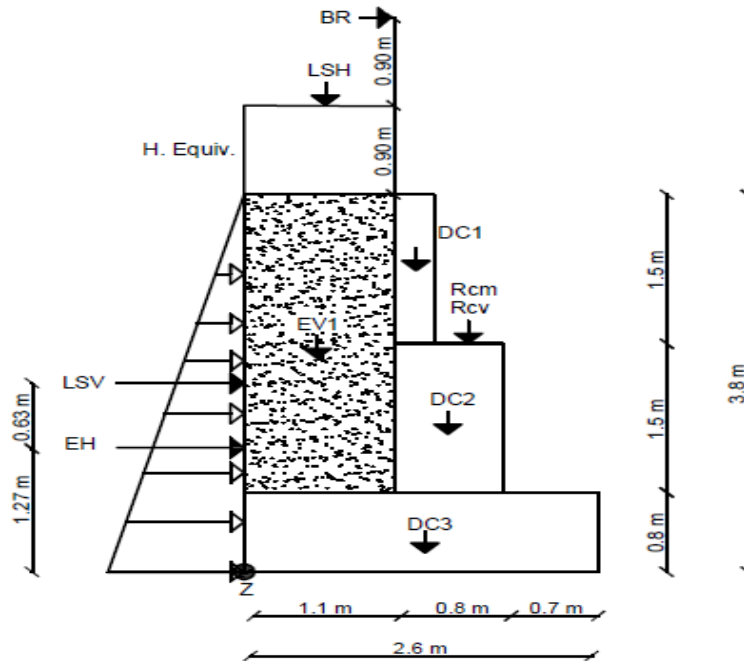


Figura 156. Dimensiones de estribo con sus cargas verticales y horizontales. Elaborado por: Autor

5.6 Combinaciones de carga y los estados límites

Las normas de la (AASTHO), dice que los estribos deben ser diseñados para los estados límites de servicio y resistencia. Se tomará en cuenta el Estado Límite de Resistencia I y V que se aplican a los estribos con un valor de los $n = 1$. Para la revisión de la estabilidad del vuelco y deslizamiento los factores a utilizar son los γ máximos para todas las cargas horizontales que pueden generar deslizamiento y vuelco y los γ mínimos para las cargas verticales que producen la estabilidad, para el análisis de las presiones en la base del estribo se utilizarán γ máximos tanto en las cargas verticales como en las horizontales de tal forma maximizamos los efectos.

5.6.1 Puente vacío sin estar en servicio

Actúan las cargas de los pesos del estribo, empuje del suelo, reacción de la carga muerta de la superestructura y la del suelo de relleno.

- Resistencia de Combinación Ia (mínimo) = 0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Ib (máximo) = 1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Va (mínimo) = 0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.35 LS
- Resistencia de Combinación Vb (máximo) = 1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.35 LS

Fuerzas y momentos verticales aplicados a la infraestructura

Tabla 34

Fuerzas verticales Fv.

TIPO	DC				EV		LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LSI	
Fv (t/m)	1.08	2.88	4.99	60.00	5.94	0.00	1.78	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.75	Vu
	0.97	2.59	4.49	54.00	5.94	0.00	3.12	71.12
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	
	1.35	3.60	6.24	75.00	8.02	0.00	3.12	97.33
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.35	
	0.97	2.59	4.49	54.00	5.94	0.00	2.41	70.40
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	1.35	3.60	6.24	75.00	8.02	0.00	2.41	96.61

Elaborado por: Autor

Tabla 35

Momentos verticales Mv.

TIPO	DC				EV		LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LSI	
Mv (t/m)	1.35	4.32	6.49	102.00	3.27	0.00	0.98	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.75	Mvu
	1.22	3.89	5.84	91.80	3.27	0.00	1.72	107.73
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	
	1.69	5.40	8.11	127.50	4.41	0.00	1.72	148.83
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.35	
	1.22	3.89	5.84	91.80	3.27	0.00	1.32	107.33
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	1.69	5.40	8.11	127.50	4.41	0.00	1.32	148.43

Elaborado por: Autor

Fuerzas y momentos horizontales aplicados a la infraestructura

Tabla 36

Fuerzas horizontales FH

TIPO	EH	
CARGA	EH	
FH(Ton/m)	4.48	Σ
Resistencia Ia	1.50	Fhu
	6.73	6.73
Resistencia Ib	1.50	
	6.73	6.73
Resistencia Va	1.50	
	6.73	6.73
Resistencia Vb	1.50	
	6.73	6.73

Elaborado por: Autor

Tabla 37

Momentos horizontales MH

TIPO	EH	
CARGA	EH	
MHu(Ton/m)	5.68	Σ
Resistencia Ia	1.5	Mhu
	8.52	8.52
Resistencia Ib	1.5	
	8.52	8.52
Resistencia Va	1.5	
	8.52	8.52
Resistencia Vb	1.5	
	8.52	8.52

Elaborado por: Autor

5.7 Determinación de estabilidad y Esfuerzo

Los muros de contención y los estribos se deben analizar para que sean seguros al deslizamiento, al vuelco y a la estabilidad.

5.7.1 Análisis del vuelco del punto Z

Será estable si cumple con la siguiente condición, analizando con el factor de seguridad

$$FSV = \frac{MVu}{MHu} > 2 \quad \text{Ecu. 378}$$

Tabla 38

Vuelco alrededor del punto Z.

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	FSV	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	107.73	8.52	12.65	2	SÍ
Resistencia Ib	97.33	148.83	8.52	17.47	2	SÍ
Resistencia Va	70.40	107.33	8.52	12.60	2	SÍ
Resistencia Vb	96.61	148.43	8.52	17.42	2	SÍ

Elaborado por: Autor

Para todos los casos no se produce volcamiento en el estribo

5.7.2 Análisis de deslizamiento en base al estribo alrededor del punto Z

Se considera que el coeficiente de rozamiento entre hormigón y roca es de 0.7 (AASTHO

10.5.5.2.2-1) Será estable si cumple con la siguiente expresión.

$$F_f > F_{hu} \quad \text{Ecu. 379}$$

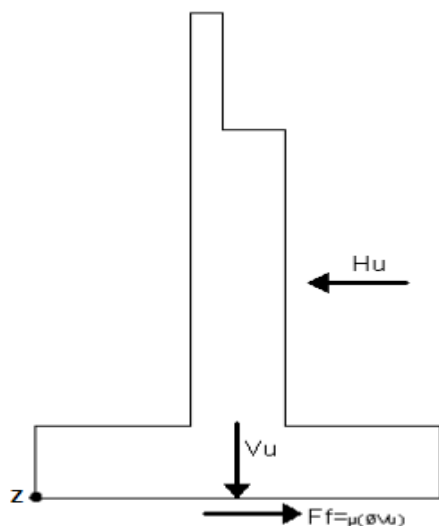


Figura 157. Carga que actúa en la de la base de estribo por deslizamiento. Elaborado por: Autor

Tabla 39

Deslizamiento en el punto Z

ESTADO	Fvu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton /m)	ACTUANTE (TON/m)	
		Ef = u x Vu	FHu	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	49.78	6.73	SÍ
Resistencia Ib	97.33	68.13	6.73	SÍ
Resistencia Va	70.40	49.28	6.73	SÍ
Resistencia Vb	96.61	67.63	6.73	SÍ

Elaborado por: Autor

Analizando con el factor de seguridad

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FHu} > 2$$

Ecua. 380

Tabla 40
Deslizamiento en el punto Z con FDS

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	6.73	6.34	2	SÍ
Resistencia Ib	97.33	6.73	8.68	2	SÍ
Resistencia IIIa	70.40	6.73	6.28	2	SÍ
Resistencia IIIB	96.61	6.73	8.62	2	SÍ

Elaborado por: Autor

Para ninguno de los casos se produce deslizamiento en el estribo.

5.7.3 Presiones que actúan en la base del estribo

Se tiene como datos de análisis la altura de la zapata de 0.80 m su base de 2.60 metros y con una capacidad portante de $75 \frac{Kg}{cm^2}$.

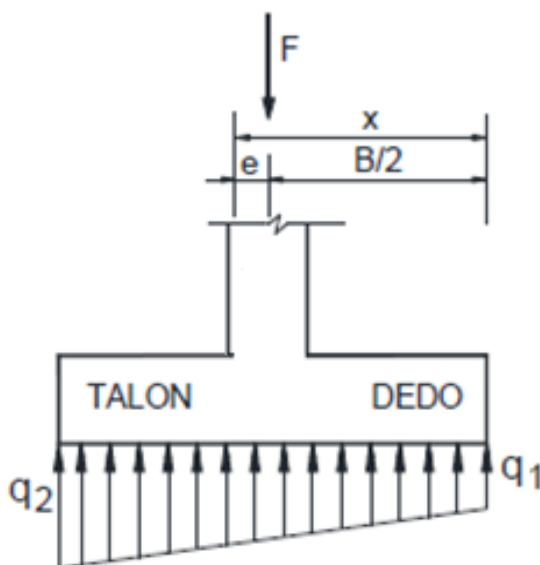


Figura 158. Distribución de presiones en base de la cimentación. Elaborado por: Autor

Tabla 41

Carga máxima y carga mínima producida en la base de la cimentación.

ESTADO	Fvu (Tn/m)	Mvu (Tn-m/m)	Mhu (Tn- m/m)	X0 (m)=Mv-Mh/Fv	e=(B/2)-X0	Q=(P/Bxh)±(6xPxe)/(hxB ²)			
						qmax(Tn/m ²)	kg/cm ²	qmin(Tn/m ²)	kg/cm ²
Resistencia Ia	71.12	107.73	8.52	1.40	0.105	42.47	4.3	25.91	2.6
Resistencia Ib	97.33	148.83	8.52	1.44	0.058	53.10	5.4	40.48	4.1
Resistencia Va	70.40	107.33	8.52	1.40	0.096	41.38	4.2	26.32	2.7
Resistencia Vb	96.61	148.43	8.52	1.45	0.052	52.01	5.3	40.89	4.2

Elaborado por: Autor

Cumpliendo con todos los casos de resistencia

5.8 Puente en servicio

Actúan las cargas de los pesos del estribo, empuje del suelo, reacción de la carga muerta de la superestructura, del suelo de relleno, fuerza de frenado y la acción del camión de diseño HL-93.

- Resistencia de Combinación Ia (mínimo) = 0.9 DC +1.0 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Ib (máximo) = 1.25 DC +1.35 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Va (mínimo) = 0.9 DC +1.0 EV + 1.5 EH + 1.35 LS
- Resistencia de Combinación Vb (máximo) = 1.25 DC +1.35 EV + 1.5 EH + 1.35 LS

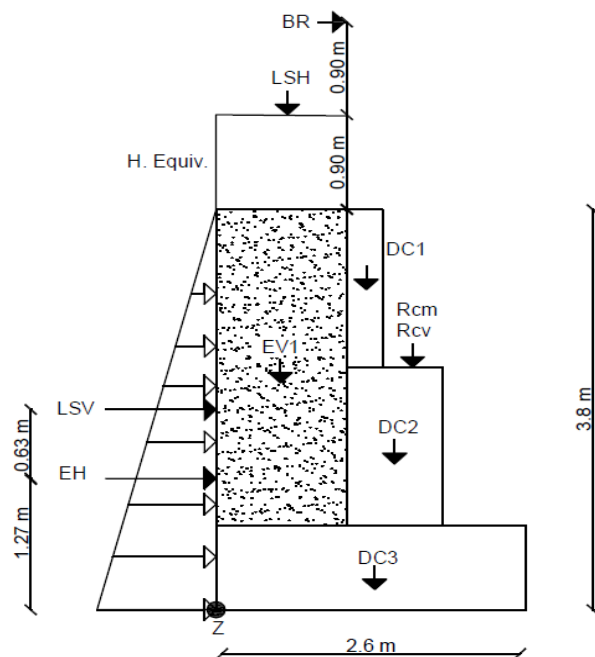


Figura 159. Cargas que actúan en estribo. Elaborado por: Autor

Cargas y momentos verticales

Tabla 42.

Fuerzas F_v , puente en servicio.

TIPO	DC				EV		Rcv	LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LL	LSV	
Fv (t/m)	1.08	2.88	4.99	60.00	5.94	0.00	17.13	1.78	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.75	V_u
	0.97	2.59	4.49	54.00	5.94	0.00	0.00	3.12	71.12
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	1.75	
	1.35	3.60	6.24	75.00	8.02	0.00	29.98	3.12	127.31
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.35	
	0.97	2.59	4.49	54.00	5.94	0.00	0.00	2.41	70.40
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	0.00	1.35	
	1.35	3.60	6.24	75.00	8.02	0.00	0.00	2.41	96.61

Elaborado por: Autor

Tabla 43
Momentos Mvu, puente en servicio.

TIPO	DC				EV		Rcv	LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LL	LSH	
Mvu (t/m)	1.35	4.32	6.49	102.00	3.27	0.00	29.12	0.98	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.75	Mvu
	1.22	3.89	5.84	91.80	3.27	0.00	0.00	1.72	107.73
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	1.75	
	1.69	5.40	8.11	127.50	4.41	0.00	50.96	1.72	199.79
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.35	
	1.22	3.89	5.84	91.80	3.27	0.00	0.00	1.32	107.33
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	0.00	1.350	
	1.69	5.40	8.11	127.50	4.41	0.00	0.00	1.32	148.43

Elaborado por: Autor

Cargas y momentos horizontales

Tabla 44
Fuerzas Fh, puente en servicio.

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EH	LS	BR	
FH(Ton/m)	4.48	1.66	1.66	Σ
Resistencia Ia	1.50	1.75	1.75	Fhu
	6.73	2.91	2.91	12.54
Resistencia Ib	1.50	1.75	1.75	
	6.73	2.91	2.91	12.54
Resistencia Va	1.50	0.00	0.00	
	6.73	0.00	0.00	6.73
Resistencia Vb	1.50	0.00	0.00	
	6.73	0.00	0.00	6.73

Elaborado por: Autor

Tabla 45
Momentos M_{hu} , puente en servicio.

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EH	LS	BR	
M_{Hu} (Ton/m)	5.68	3.16	9.30	Σ
Resistencia Ia	1.50	1.50	1.75	M_{hu}
	8.52	4.74	16.27	29.52
Resistencia Ib	1.50	1.50	1.75	
	8.52	4.74	16.27	29.52
Resistencia Va	1.50	1.50	0.00	
	8.52	4.74	0.00	13.26
Resistencia Vb	1.50	1.50	0.00	
	8.52	4.74	0.00	13.26

Elaborado por: Autor

5.8.1 Determinación de estabilidad y Esfuerzo

Los muros de contención y los estribos se deben analizar para que sean seguros al deslizamiento, al vuelco y a la estabilidad.

5.8.2 Análisis del vuelco del punto Z

Será estable si cumple con la siguiente condición, analizando con el factor de seguridad

$$FSV = \frac{MVu}{MHu} > 2 \quad \text{Ecu. 381}$$

Tabla 46
Vuelco alrededor del punto Z, puente en servicio.

ESTADO	F_{vu} (Ton/m)	M_{vu} (Ton-m/m)	M_{hu} (Ton-m/m)	FSV	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	107.73	29.52	3.65	2	SÍ
Resistencia Ib	127.31	199.79	29.52	6.77	2	SÍ
Resistencia Va	70.40	107.33	13.26	8.10	2	SÍ
Resistencia Vb	96.61	148.43	13.26	11.20	2	SÍ

Elaborado por: Autor

Para todos los casos no se produce volcamiento en el estribo.

5.8.3 Análisis de deslizamiento en base al estribo alrededor del punto Z

Se considera que el coeficiente de rozamiento entre hormigón y roca es de 0.7 (AASHTO 10.5.5.2.2-1). Será estable si cumple con la siguiente expresión.

$$F_f > F_{hu} \quad \text{Ecu. 382}$$

Tabla 47

Deslizamiento en el punto Z, puente en servicio.

ESTADO	Fvu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton /m)	ACTUANTE (TON/m)	
		Ef = u x Vu	FHu	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	49.78	12.54	SÍ
Resistencia Ib	127.31	89.11	12.54	SÍ
Resistencia Va	70.40	49.28	6.73	SÍ
Resistencia Vb	96.61	67.63	6.73	SÍ

Elaborado por: Autor

Analizando con el factor de seguridad

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FHu} > 2 \quad \text{Ecu. 383}$$

Tabla 48

Deslizamiento en el punto Z con FDS, puente en servicio

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	71.12	12.54	3.40	2	SÍ
Resistencia Ib	127.31	12.54	6.09	2	SÍ
Resistencia Va	70.40	6.73	6.28	2	SÍ
Resistencia Vb	96.61	6.73	8.62	2	SÍ

Elaborado por: Autor

Para ninguno de los casos se produce deslizamiento en el estribo.

5.8.4 Presiones que actúan en la base del estribo

Se tiene como datos de análisis la altura de la zapata de 0.80 m su base de 2.60 metros y con una capacidad portante de $75 \frac{Kg}{cm^2}$.

Tabla 49

Carga máxima y carga mínima producida en la base de la cimentación, puente en servicio

ESTADO	Fvu	Mvu	Mhu	X0 (m)=Mv-Mh/Fv	e=(B/2)-X0	Q=(P/Bxh)±(6xPxe)/(hxB²)			
	Tn/m	Tn-m/m	Tn-m/m			qmax(Tn/m²)	kg/cm²	qmin(Tn/m²)	kg/cm²
Resistencia Ia	71.12	107.73	29.52	1.10	0.40	65.78	6.68	2.60	0.26
Resistencia Ib	127.31	199.79	29.52	1.34	0.16	84.16	8.55	38.24	3.89
Resistencia Va	70.40	107.33	13.26	1.34	0.16	46.63	4.74	21.06	2.14
Resistencia Vb	96.61	148.43	13.26	1.40	0.10	57.26	5.82	35.64	3.62

Elaborado por: Autor

5.9 Análisis de la Fuerza Sísmica

Para poder determinar los esfuerzos sísmicos que actúan en el estribo se utilizará el método de Monobe – Okabe, que es una modelación basada en la presión estática, para poder analizar y modelar la presión sísmica del terreno en el estribo. Se toma en cuenta los efectos producidos por el peso propio del estribo, del material de relleno, la superestructura y la fuerza sísmica.

$$EQ = W \times A \times S \quad \text{Ecu. 384}$$

Donde:

W : Carga de la superestructura 60 ton.

S : Factor que depende del tipo de estructura es 1.

A : Coeficiente que depende de la región sísmica es 0.3

EQ : Fuerza sísmica, que esta aplicada en el centro de gravedad de la del estribo.

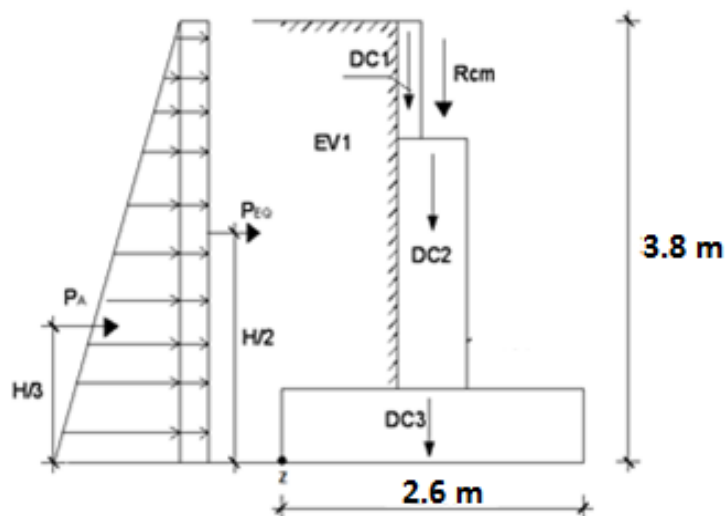


Figura 160. Cargas que actúan en el estribo provocado por sismo. Elaborado por: Autor

$$EQ = 60 \times 0.3 \times 1$$

$$EQ = 18 \text{ Ton}$$

Cálculo de momento para la superestructura

$$Meqs = EQ \times hs$$

Ecua. 385

$$Meqs = 18 \times 1.7$$

$$Meqs = 30.6 \text{ Ton} - m$$

Infraestructura solo del estribo cálculo de momento en el eje Y.

Tabla 50

Carga y momento del estribo.

Carga	Tipo	P (Ton)	Y (m)	M = P x Y
DC1	DC	1.08	3.05	3.29
DC2	DC	2.88	1.55	4.46
DC3	DC	4.99	0.4	2.00
Σ		8.95		9.75

Elaborado por: Autor

$$EQ = kh \times \sum P \quad \text{Ecu. 386}$$

Donde:

kh : Coeficiente de aceleración vertical dependiente de la región sísmica

$\sum P$: Sumatoria de cargas

$$kh = 0.5 \times A \quad \text{Ecu. 387}$$

$$kh = 0.5 \times 0.3$$

$$kh = 0.15$$

$$EQ = 0.15 \times 8.95$$

$$EQ = 1.34 \text{ Ton}$$

$$Meqi = EQ \times hs \quad \text{Ecu. 388}$$

$$Meqi = 1.34 \times \frac{9.75}{8.95}$$

$$Meqi = 1.46 \text{ Ton} - m$$

Aplicación del Método de Monobe – Akabe

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \Theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \Theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \Theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecu. 389}$$

Donde:

Φ : Ángulo de fricción interna igual a 35°

δ : Ángulo de fricción entre el estribo y el suelo es igual a 0°

β : Ángulo de inclinación del estribo es igual a 0°

γ : Peso unitario del macizo rocoso es igual a 2.3 Ton/m^3

kv : Coeficiente de aceleración vertical es igual a 0

kh : Coeficiente de aceleración horizontal es 0.15

$$\theta = \arctag\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) \quad \text{Ecu. 390}$$

$$\theta = \arctag\left(\frac{0.15}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 8.53$$

Análisis de empuje activo

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecu. 391}$$

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{35}{2}\right)$$

$$ka = 0.27$$

Análisis de la presión lateral del terreno, con 1m de estribo.

$$P_A = \frac{1}{2} \times 2.3 \times 3.8^2 \times 0.27 \quad \text{Ecu. 392}$$

$$P_A = 4.48 \text{ Ton}$$

Aplicado en H/3 siendo igual a 1.17m

Cálculo de la fuerza producida por sismo

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(35 - 8.53 - 0)}{\cos(8.53)\cos^2(0)\cos(0 + 0 + 8.53) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35+0)\sin(35-8.53-1)}{\cos(0+0+8.53)\cos(1-0)}}\right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.36$$

Cálculo de la fuerza sísmica

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (K_{AE} - K_a) \quad \text{Ecu. 393}$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times 2.3 \times 3.8^2 \times (0.36 - 0.27)$$

$$P_{EQ} = 1.49 \text{ Ton}$$

Se aplica esta carga a una distancia de $H/2$ que es igual a 1.90 m

Análisis de estabilidad y presiones existentes cuando el puente se encuentra en servicio: DC +

EH + EQ

Cálculo de la fuerza vertical

$$Fv = \sum DC + Rcm \quad \text{Ecu. 394}$$

$$Fv = 8.95 + 60$$

$$Fv = 68.95 \text{ Ton}$$

$$Mv = \sum M_{DC} = 114.16 \text{ Ton} - m$$

$$FH = EQ_{suelo} + EQ_{estribo} + EH \quad \text{Ecu. 395}$$

$$FH = 1.49 + 1.34 + 2.80$$

$$FH = 4.40 \text{ Ton}$$

$$MH = \left(1.49 \times \frac{3.8}{2}\right) + \left(1.34 \times \frac{9.75}{8.95}\right) + \left(4.48 \times \frac{3.8}{3}\right)$$

$$MH = 9.97 \text{ Ton} - m$$

Factores de seguridad

Deslizamiento debe ser mayor al factor de seguridad 2 para que cumpla.

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FH} \quad \text{Ecu. 396}$$

$$FSV = 0.6 \times \frac{68.95}{5.63}$$

$$FSV = 7.35 > 2 \text{ Si cumple}$$

Si cumple a deslizamiento.

Volcamiento

$$FSV = \frac{Mv}{MH} > 2 \quad \text{Ecu. 397}$$

$$FSV = \frac{114.16}{9.97} > 2$$

$$FSV = 11.45 > 2 \text{ Si cumple}$$

Presiones

$$x = \frac{Mv - MH}{FV} \quad \text{Ecu. 398}$$

$$x = \frac{114.16 - 9.97}{68.95}$$

$$x = 1.25 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Ecu. 399}$$

$$e = \frac{2.60}{2} - 1.25$$

$$e = 0.05 \text{ m}$$

$$q_{Max-Min} = \frac{Fv}{B \times h} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B^2 \times h}\right) \quad \text{Ecu. 400}$$

$$q_{Max} = \frac{68.95}{2.6 \times 0.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.05}{2.60^2 \times 0.8}\right)$$

$$q_{Max} = 34.98 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 3.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{Min} = \frac{64.32}{2 \times 0.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.05}{2.60^2 \times 0.8}\right)$$

$$q_{Min} = 31.31 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 3.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.10 Diseño de cabezal y de pantalla

El cabezal como la pantalla como son elementos que están sometidos a flexión se los diseña como si fuera muros, esto se debe al relleno del muro, para cada sección se debe obtener los momentos producidos por carga muerta, viva y producida por los empujes laterales.

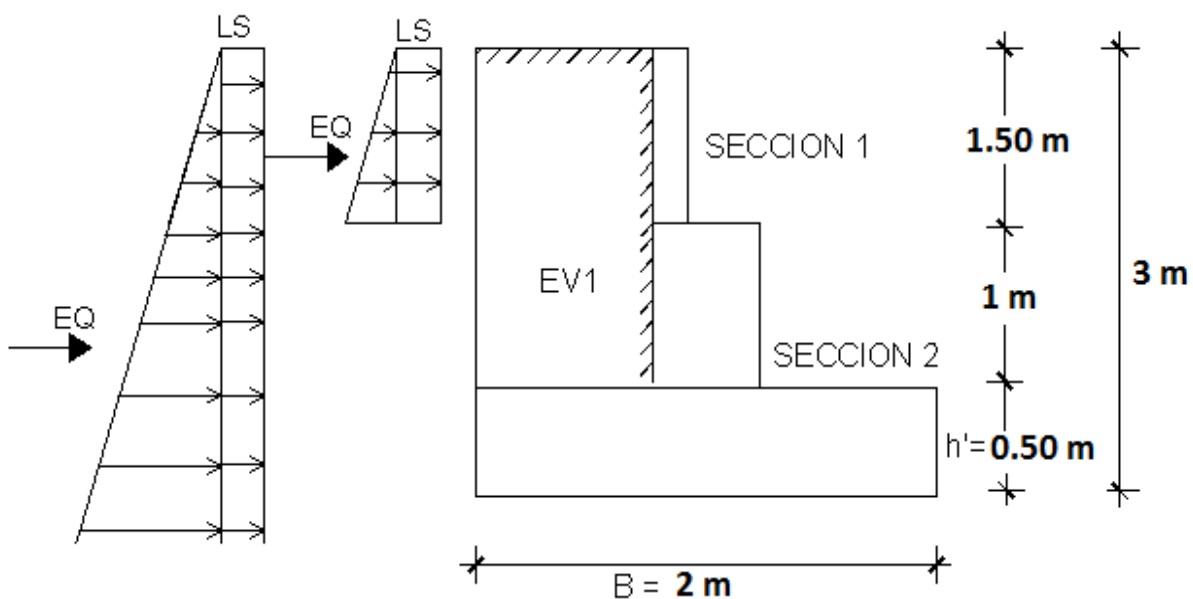


Figura 161. Cargas que actúan en la pantalla. Elaborado por: Autor

Se utilizará las combinaciones de carga:

$$Ia = n (1.25DC + 1.35 EV + 1.75LS) \quad \text{Ecu. 401}$$

$$Ib = n (1.50EH + 1.75LS) \quad \text{Ecu. 402}$$

$$Ic = n (1.25DC + 1EQ) \quad \text{Ecu. 403}$$

Tabla 51

Determinación de momentos que actúan en la sección superior del estribo

Sección	Fuerza T/m	Brazo m	Momento T-m/m	
1	W1 =	0.72	0.10	0.07
	LS =	0.66	0.75	0.49
	EH =	0.55	0.50	0.27
	Eqsuel =	0.23	0.75	0.17
	EQest =	0.22	0.75	0.16
	BR=	1.31	3.30	2.62
	Estado de carga			
	Resistencia I	n(1.25DC + 1.35EH + 1.75LS)		
	Mu Diseño	1.40 T -m		
	Eve. Extremo I	n(0.5LS + 1.50EH + 1EQ + 0.5BR)		
Mu Diseño	2.30 T -m			
Sección	W1 =	0.72	0.10	0.07
2	W2=	1.20	0.25	0.30
	LS =	0.44	0.50	0.22
	EH =	0.24	0.33	0.08
	Eqsuel =	0.23	1.00	0.23
	EQ est =	0.22	1.00	0.22
	BR=	1.31	4.30	5.63
	Resistencia I	n(1.25DC + 1.35EH + 1.75LS)		
	Mu Diseño	1.15 T -m		
	Eve. Extremo I	n(0.5LS + 1.50EH + 1EQ + 0.5BR)		
	Mu Diseño	3.50 T -m		

Elaborado por: Autor

5.10.1 Sección del cabezal

Determinación del acero a flexión de la sección 1 con una altura de 1.5 m, con un Momento Último de 2.30 T-m.

Recubrimiento de 10 cm

Longitud del cabezal 30 cm

$$As = \phi \times b \times d$$

Ecu. 404

Donde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d : Distancia del cabezal menos el recubrimiento 20 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 20$$

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

Se colocará 2 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 5.08 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 405}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 406}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 10.8$$

$$d = 19.1 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 407}$$

$$a = \frac{5.08 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 0.89 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 408}$$

$$M_u = 5.08 \times 0.9 \times 4200 \times \left(19.1 - \frac{0.89}{2}\right)$$

$$M_u = 3.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu > Mn$$

Ecu. 409

$$3.58 \text{ Ton} - m > 2.30 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del As max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Ecu. 410

$$c = \frac{0.89}{0.85}$$

$$c = 1.04$$

$$\frac{c}{de} = \frac{0.89}{19.1} = 0.054 < 0.42$$

La cantidad de acero As min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu$$

Ecu. 411

Cálculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecu. 412

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 30^2}{6}$$

$$S = 15000 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 15000$$

$$1.2Mcr = 6.67 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 2.30$$

$$1.33Mu = 3.10 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$6.67 > 3.10$$

Se debe usar $2\phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.50 \text{ m}$

5.10.2 Sección de la pantalla

Determinación del acero a flexión de la sección 2 con una altura de 1.5 m, con un Momento

Último de 5.39 T-m.

Recubrimiento de 10 cm

Longitud del cabezal 80 cm

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 413}$$

Donde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d : Distancia del cabezal menos el recubrimiento 70 cm

$$As = 0.002 \times 100 \times 70$$

$$As = 14 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$de = L - z \quad \text{Ecu. 414}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 415}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 80 - 10.9$$

$$de = 69.1 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 416}$$

$$a = \frac{15.24 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 2.69 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 417}$$

$$Mu = 15.24 \times 0.9 \times 4200 \times \left(69.1 - \frac{2.69}{2}\right)$$

$$Mu = 39.03 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 418}$$

$$39.03 \text{ Ton} - m > 5.39 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 419}$$

$$c = \frac{2.69}{0.85}$$

$$c = 3.16$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.16}{69.1} = 0.044 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min debe resistir el menor valor:

$$1.2M_{cr} > 1.33M_u \quad \text{Ecu. 420}$$

Cálculo de M_{cr}

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. 421}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 80^2}{6}$$

$$S = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 106666.67$$

$$1.2M_{cr} = 43.04 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de M_u

$$1.33M_u = 1.33 \times 5.39$$

$$1.33M_u = 3.10 \text{ Ton} - m$$

$$43.04 > 7.17$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 18 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$

5.10.3 Cálculo del acero de temperatura

Recubrimiento de 10 cm. y con una longitud del cabezal 80 cm.

$$A_s = \phi \times b \times L \quad \text{Ecu. 422}$$

Donde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.0018

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm.

$$A_{S_{Temp}} = 0.0018 \times 100 \times 80$$

$$A_{S_{Temp}} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Para la cara interior que se encuentra contra el relleno en sentido horizontal es de $1/3$ del $A_{S_{Temp}}$.

$$A_{S_{Temp}} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 14 \text{ mm} = 6.12 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{1.53}{4.8}$$

$$S = 0.32 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 14 \text{ mm} @ 0.30 \text{ m}$

Para la cara exterior tanto de sentido vertical como horizontal es de $2/3$ del $A_{S_{Temp}}$

$$A_{S_{Temp}} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Se colocará 5 varillas $\phi_v = 16 \text{ mm} = 10.05 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{2.01}{9.6}$$

$$S = 0.21 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 14 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$

5.10.4 Análisis por Corte

Se verificará el espesor de la pantalla para confirmar que no es necesario armadura de forma transversal. Se analizará con el límite de resistencia I que se encuentra en la (AASHTO Tabla 3.4.1.1), con $n = 1$.

$$Vu = n (1.5V_{EH} + 1.75V_{LS}) \quad \text{Ecu. 423}$$

$$V_{LS} = 0.9 \times 0.27 \times 1.8 \times 1.9$$

$$V_{LS} = 0.84 \frac{Ton}{m}$$

$$V_{EH} = 0.5 \times 0.27 \times 1.8 \times 1.9^2$$

$$V_{EH} = 0.88 \frac{Ton}{m}$$

$$Vu = 1x ((1.5 \times 0.88) + (1.75 \times 0.84))$$

$$Vu = 2.79 \frac{Ton}{m}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecu. 424}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Donde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecu. 425}$$

$$dv = 69.1 - \frac{2.69}{2}$$

$$dv = 67.76 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 67.76$$

$$V_c = 6.93 \text{ Ton}$$

$$V_r = 0.9 \times 6.93$$

$$V_r = 6.23 \text{ Ton}$$

$$6.23 \text{ Ton} > 2.79 \text{ Ton}$$

No necesita armadura de forma transversal

5.11 Diseño de Zapata

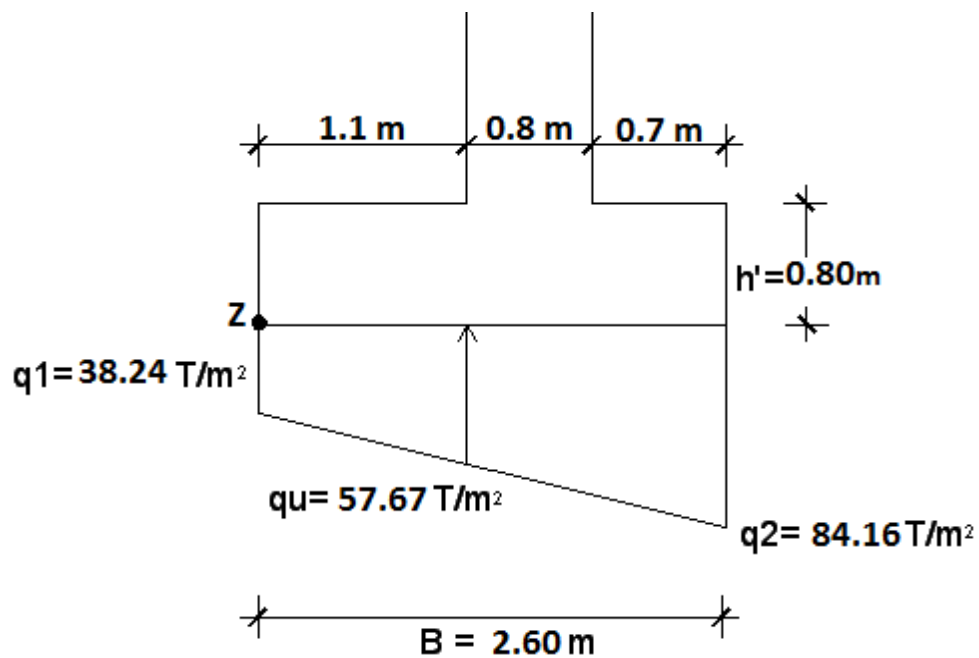


Figura 1621. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor

5.11.1 Diseño de Talón

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio,

teniendo un esfuerzo máximo $q_2 = 84.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q_1 = 38.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Tabla 52

Cargas que actúan en el talón

Tipo	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton -m)
DC	2.11	0.55	1.16
EV	7.72	0.55	4.25
LS	1.78	0.55	0.98

Elaborado por: Autor

Para obtener el momento de diseño, se utilizará el estado límite de Resistencia Ib, con $n = nDnRnI = 1$.

$$Mu = n[1.25 MDC + 1.35 MEV + 1.75 MLS] \quad \text{Ecu. 426}$$

$$Mu = 1x[(1.25x1.16) + (1.35 x4.25) + (1.75 x 0.98)]$$

$$Mu = 8.90 \text{ Ton} - m$$

Determinación del acero de refuerzo

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 80 cm. con un recubrimiento de 10 cm.

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 427}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times (80 - 10)$$

$$As = 14 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 428}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 429}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 80 - 10.9$$

$$de = 69.1 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas

$$S = \frac{2.54}{15.24}$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 430}$$

$$a = \frac{15.24 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 80}$$

$$a = 3.36 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 431}$$

$$Mu = 15.24 \times 0.9 \times 4200 \times \left(69.1 - \frac{3.36}{2}\right)$$

$$Mu = 38.84 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 432}$$

$$38.84 \text{ Ton} - \text{m} > 8.90 \text{ Ton} - \text{m} \text{ Cumple}$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de

$1.2Mcr$ y $1.33Mu$

Cálculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecu. 433}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 80^2}{6}$$

$$S = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 106666.67$$

$$1.2Mcr = 43.04 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 8.90$$

$$1.33Mu = 11.84 \text{ Ton} - m$$

$$43.04 > 11.84$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 18 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$

Cálculo del acero de temperatura

Recubrimiento de 10 cm y con un ancho de 80 cm

$$As_{Temp} = \phi \times b \times L \quad \text{Ecu. 434}$$

$$As_{Temp} = 0.0015 \times 100 \times 80$$

$$As_{Temp} = 12 \text{ cm}^2$$

Para el acero consideramos de 1/2 del As_{Temp} .

$$As_{Temp} = 6 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 14 \text{ mm} = 6.12 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{1.53}{6.12}$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 14 \text{ mm @ } 0.25 \text{ m}$

5.11.1.1 Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = n (1.25DC + 1.35V_{EH} + 1.75LS) \quad \text{Ecu. 435}$$

Tabla 53

Cargas verticales aplicadas al talón

TIPO	V (Ton/m)
V (DC)	2.11
V (EH)	7.72
V(LS)	1.78

Elaborado por: Autor

$$Vu = n ((1.25 \times 2.11) + (1.35 \times 7.72) + (1.75 \times 1.78))$$

$$Vu = 16.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecu. 436}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Donde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecu. 437}$$

$$dv = 69.1 - \frac{3.36}{2}$$

$$dv = 67.42 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 67.76$$

$$V_c = 60.10 \text{ Ton}$$

$$V_r = 0.9 \times 60.10$$

$$V_r = 54.09 \text{ Ton}$$

54.09 Ton > 16.18 Ton Sí cumple

5.11.2 Diseño del dedo

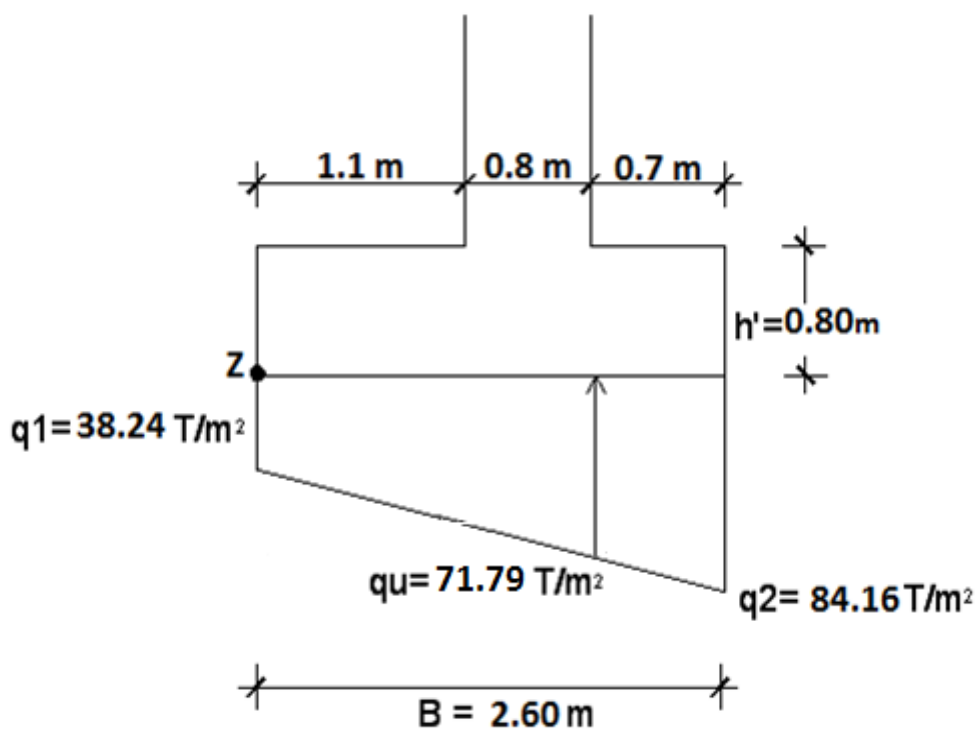


Figura 163. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio,

teniendo un esfuerzo máximo $q_2 = 84.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q_1 = 38.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Cálculo de momento de diseño

$$Mu = qu \times \frac{b^2}{2} \times 1m \quad \text{Ecu. 438}$$

Donde

qu : Esfuerzo de la cara interna del dedo

b : Longitud de la cara externa de la pantalla hasta el extremo del dedo

$$Mu = 71.79 \times \frac{0.7^2}{2} \times 1m$$

$$Mu = 17.59 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

Determinación del acero de refuerzo

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 80 cm con un recubrimiento de 10 cm

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 439}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times (80 - 10)$$

$$As = 14 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$de = L - z \quad \text{Ecu. 440}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 441}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 80 - 10.9$$

$$de = 69.1 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas

$$S = \frac{2.54}{15.24}$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu.442}$$

$$a = \frac{15.24 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 80}$$

$$a = 3.36 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 443}$$

$$Mu = 15.24 \times 0.9 \times 4200 \times \left(69.1 - \frac{3.36}{2}\right)$$

$$Mu = 38.84 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 444}$$

$$38.84 \text{ Ton} - \text{m} > 17.59 \text{ Ton} - \text{m} \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 445}$$

$$c = \frac{3.36}{0.85}$$

$$c = 3.95$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.95}{69.1} = 0.057 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

Cálculo de M_{cr}

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecu. 446}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 80^2}{6}$$

$$S = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 106666.67$$

$$1.2M_{cr} = 43.04 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de M_u

$$1.33M_u = 1.33 \times 17.59$$

$$1.33M_u = 11.84 \text{ Ton} - m$$

$$43.04 > 23.40$$

Se debe usar $1 \phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$

5.11.2.1 Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$V_u = q_u \times (b - a) \times 1m \quad \text{Ecu. 447}$$

Donde:

a : Longitud del dedo

b : Ancho del dedo

qu : Esfuerzo producido en la cara de la pantalla

$$Vu = 71.79 \times (0.8 - 0.7) \times 1m$$

$$Vu = 7.18 \text{ Ton}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecu. 448}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Donde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecu. 449}$$

$$dv = 69.1 - \frac{3.36}{2}$$

$$dv = 67.42 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 67.76$$

$$Vc = 60.10 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 60.10$$

$$Vr = 54.09 \text{ Ton}$$

$$54.09 \text{ Ton} > 7.18 \text{ Ton} \text{ Sí cumple}$$

5.12 Diseño de viga de asentamiento

Se diseña esta viga para que poder transmitir los esfuerzos por carga muerta y viva producidos por la superestructura.

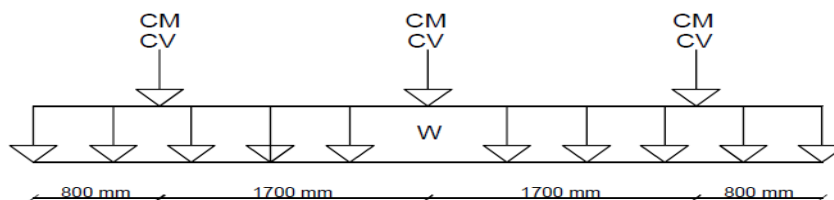


Figura 164. Carga que actúan sobre la viga de asentamiento. Elaborado por: Autor

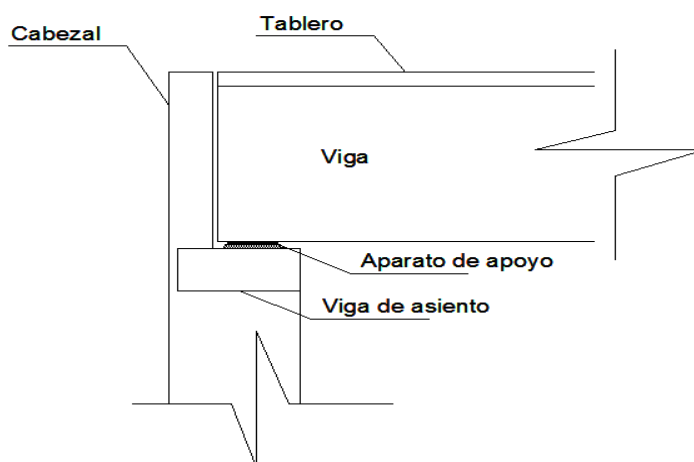


Figura 165. Ubicación de la viga de asentamiento. Elaborado por: Autor

Determinación de carga muerta

$$CM = \frac{R_{cm} \times B}{\#VIGAS} \quad \text{Ecu. 450}$$

$$CM = \frac{60 \times 5}{3}$$

$$CM = 100 \text{ Ton}$$

Determinación de carga viva

$$CM = \frac{Rcm \times B}{\#VIGAS} \quad \text{Ecu. 451}$$

$$CM = \frac{17.13 \times 5}{3}$$

$$CM = 28.55 \text{ Ton}$$

Determinación de carga última según la siguiente combinación de carga (AASHTO)

$$Pu = n (1.25DC + 1.75LL) \quad \text{Ecu. 452}$$

$$Pu = 1 (1.25 \times 100 + 1.75 \times 28.55)$$

$$Pu = 174.96 \text{ Ton}$$

Análisis de la reacción del estribo por cada metro lineal

$$P = \frac{Pu \times \#V}{1 \times B} \quad \text{Ecu. 453}$$

$$P = \frac{174.56 \times 3}{1 \times 5}$$

$$P = 104.74 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

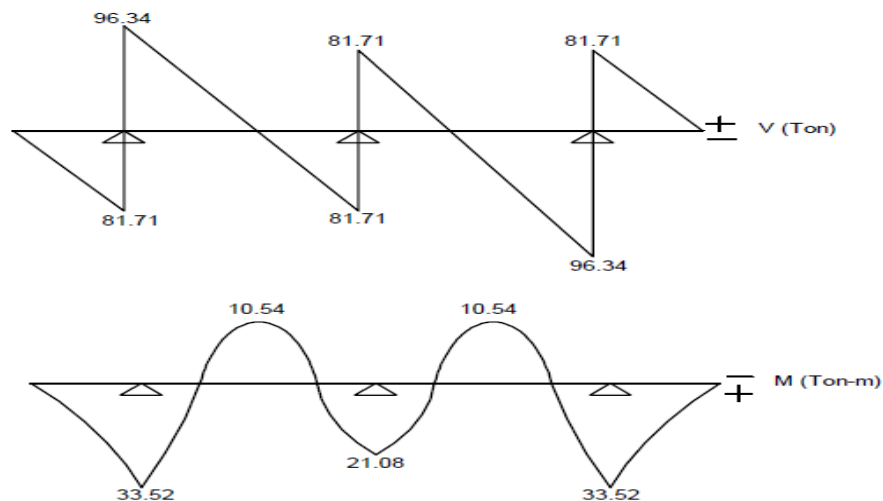


Figura 166. Gráfico de cortantes y momentos producidos por las cargas que actúan en la viga de asiento.
Elaborado por: Autor

Dándonos las cargas máximas de momento de 33.52 Ton-m y de cortantes de 96.34 Ton.

Para el diseño de la viga se propone un peralte de la viga de 70 cm, será una viga simplemente armada donde el acero se colocará en su la parte inferior.

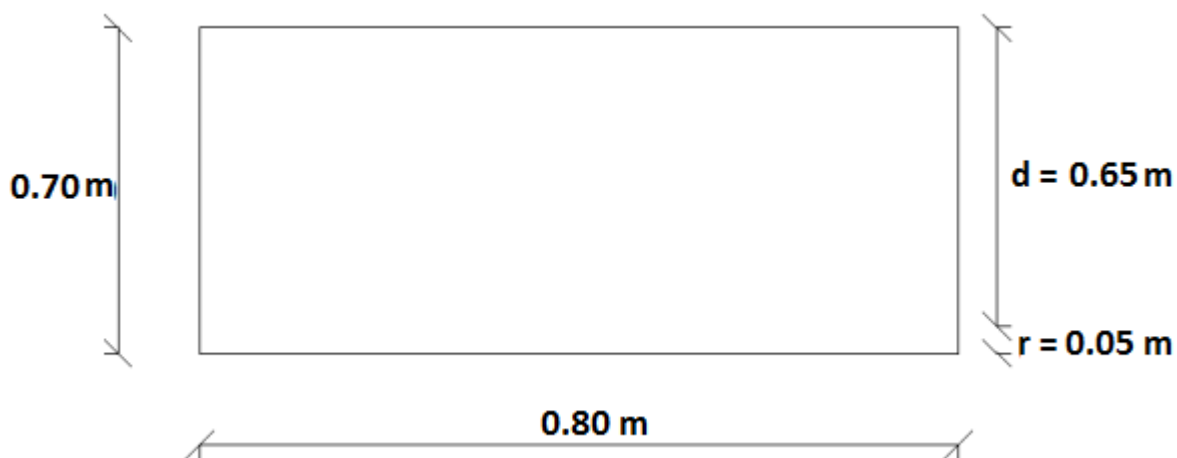


Figura 167. Viga de asentamiento de la superestructura. Elaborado por: Autor

Cálculo del acero

$$A_s = \frac{14}{f_y} x b x d \quad \text{Ecu. 454}$$

$$A_s = \frac{14}{4200} x 80 x 65$$

$$A_s = 17.33 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de compresión

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'_c x H} \quad \text{Ecu. 455}$$

$$a = \frac{17.33 x 4200}{0.85 x 280 x 80}$$

$$a = 3.82 \text{ cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo

$$A_s(-) = \frac{Mu}{\phi x f_y x (d - \frac{a}{2})} \quad \text{Ecu.456}$$

$$A_s(-) = \frac{33.52 x 10^5}{0.9 x 4200 x (65 - \frac{3.82}{2})}$$

$$A_s(-) = 14.06 \text{ cm}^2$$

Se debe usar $5 \phi_v = 20 \text{ mm}$, $A_s = 15.7 \text{ cm}^2$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{700}{4}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 20 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$

Cálculo a corte

El esfuerzo que produce corte se analizará con la siguiente expresión:

$$Vu = \frac{Vu}{0.85 \times b \times h} \quad \text{Ecu. 457}$$

$$Vu = \frac{96.34^3}{0.85 \times 80 \times 70}$$

$$Vu = 15.83 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo que absorbe el hormigón por corte

$$Vadm = 0.53 \times \sqrt{f^c} \quad \text{Ecu. 458}$$

$$Vadm = 0.53 \times \sqrt{280}$$

$$Vadm = 8.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Se determina si el cortante producido es menor al resistente

$$Vu - Vadm \leq 0.8 \times \sqrt{0.07 \times f^c} \quad \text{Ecu. 459}$$

$$15.83 - 8.87 \leq 0.8 \times \sqrt{0.07 \times 280}$$

$$6.96 \leq 35.42$$

Cálculo de la distribución de los estribos

$$S = \frac{Av \times fy}{Vu \times h} \quad \text{Ecu. 460}$$

Se calculará para estribos con un $Av = 2\emptyset_v 14 \text{ mm} = 3.08 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{Av \times fy}{Vu \times h}$$

$$S = \frac{3.08 \times 4200}{15.83 \times 70}$$

$$S = 11.67 = 11 \text{ cm}$$

Se utilizará con una $1\phi_v$ 14 mm @ 0.11m

5.13 Diseño de Muros Tipo Ala

Estos muros soportan la carga que produce el suelo de relleno que se coloca en los accesos del puente, se los va a diseñar con datos del estribos y serán de hormigón armado.



Figura 168. Vista superior del estribo con los muros ala. Elaborado por: Autor

Prediseño

Se tomarán las mismas medidas del estribo es decir quedando definido de la siguiente manera:

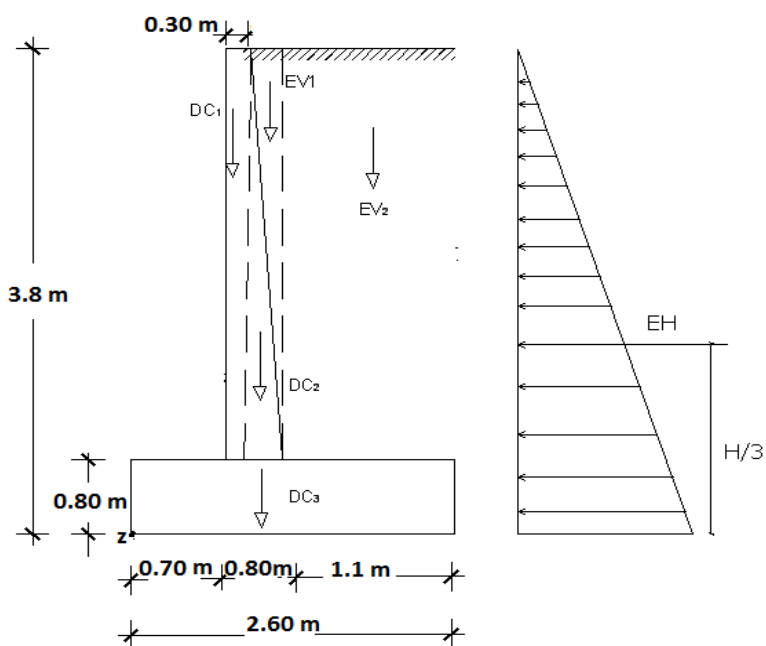


Figura 169. Dimensiones de muro ala. Elaborado por: Autor

Cargas Verticales por el peso propio de la estructura

$$DC1 = 0.3 \times 3 \times 2.4$$

$$DC1 = 2.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$DC2 = \frac{1}{2} \times 3 \times 0.8 \times 2.4$$

$$DC2 = 1.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$DC3 = 2.6 \times 0.8 \times 2.4$$

$$DC3 = 4.99 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Cargas EV por el peso del relleno

$$EV1 = 0.5 \times 3 \times 1.8$$

$$EV1 = 2.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$EV2 = \frac{1}{2} \times 3 \times 0.5 \times 2.4$$

$$EV2 = 1.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 54
Cargas que actúan en el muro ala.

Cargas Verticales				
Carga	Tipo	Fv (Ton/m)	X(m)	Mvu (Ton-m/m)
DC1	DC	2.16	0.85	1.84
DC2	DC	1.80	0.87	1.56
DC3	DC	4.99	1.30	6.49
EV1	EV	1.35	0.87	1.17
EV2	EV	5.94	2.05	12.18
Σ		16.24		23.23

Elaborado por: Autor

Las combinaciones de carga y los estados límites serán los mismos que se calculó para los estribos.

Tabla 55
Fuerzas verticales aplicadas a muro ala

TIPO	DC			EV		
Carga	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	
Fv (t/m)	2.16	1.80	4.99	1.35	5.94	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	Vu
	1.94	1.62	4.49	1.35	5.94	15.35
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	
	2.70	2.25	6.24	1.82	8.02	21.03
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	
	1.94	1.62	4.49	1.35	5.94	15.35
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	
	2.70	2.25	6.24	1.82	8.02	21.03

Elaborado por: Autor

Tabla 56
Momentos verticales aplicadas a muro ala

TIPO	DC			EV		
Carga	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	
Mu (t/m)	1.84	1.56	6.49	1.17	12.18	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	Mvu
	1.65	1.40	5.84	1.17	12.18	22.24
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	
	2.30	1.95	8.11	1.58	16.44	30.38
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	
	1.65	1.40	5.84	1.17	12.18	22.24
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	
	2.30	1.95	8.11	1.58	16.44	30.38

Elaborado por: Autor

Tabla 57
Fuerzas horizontales aplicadas a muro ala

TIPO	EH	
CARGA	EH	
FH(Ton/m)	4.48	Σ
Resistencia Ia	1.50	Fhu
	6.73	6.73
Resistencia Ib	1.50	
	6.73	6.73
Resistencia Va	1.50	
	6.73	6.73
Resistencia Vb	1.50	
	6.73	6.73

Elaborado por: Autor

Tabla 58

Momentos horizontales aplicadas a muro ala

TIPO	EH	
CARGA	EH	
MHu(Ton/m)	5.68	Σ
Resistencia Ia	1.5	Mhu
	8.52	8.52
Resistencia Ib	1.5	
	8.52	8.52
Resistencia Va	1.5	
	8.52	8.52
Resistencia Vb	1.5	
	8.52	8.52

Elaborado por: Autor

Análisis de esfuerzos y estabilidad

Volteo alrededor del punto Z, donde debe cumplir que $e \leq e_{max}$

Tabla 59

Vuelco de muro ala.

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	X0 (m)= (Mvu-Mhu)/Fvu	e=(B/2)-X0	$e_{max} \leq 3B/8$	CUMPLE
Resistencia Ia	15.35	22.24	8.52	0.89	0.41	0.98	SÍ
Resistencia Ib	21.03	30.38	8.52	1.04	0.26	0.98	SÍ
Resistencia Va	15.35	22.24	8.52	0.89	0.41	0.98	SÍ
Resistencia Vb	21.03	30.38	8.52	1.04	0.26	0.98	SÍ

Elaborado por: Autor

Deslizamiento producido en la base del muro ala

Se considera estable si $Ef > u \times Vu$ y $\Phi_T = 0.80$ (AASHTO TABLA 10.5.5.2.2 – 1)

Tabla 60
Comprobación si el muro se desliza

ESTADO	Fvu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton /m)	ACTUANTE (TON/m)	
		Ef = u x Vu	FHu	CUMPLE
Resistencia Ia	15.35	12.28	6.73	SÍ
Resistencia Ib	21.03	16.83	6.73	SÍ
Resistencia Va	15.35	12.28	6.73	SÍ
Resistencia Vb	21.03	16.83	6.73	SÍ

Elaborado por: Autor

Presiones que actúan sobre el suelo

Se considera estable si cumple con $q_{suelo} > q_{max}$

Tabla 61
Análisis de esfuerzos estructura vs suelo.

ESTADO	Fvu (Tn/m)	Mvu (Tn-m/m)	Mhu (Tn-m/m)	X0 (m)=Mv-Mh/Fv	e=(B/2)-X0	Q=(P/Bxh)±(6xPxe)/(hxB²)	
						qmax(Tn/m²) kg/cm²	qmin(Tn/m²)
Resistencia Ia	15.35	22.24	8.52	0.89	0.406	14.29	0.47
Resistencia Ib	21.03	30.38	8.52	1.04	0.261	16.20	4.03
Resistencia Va	15.35	22.24	8.52	0.89	0.406	14.29	0.47
Resistencia Vb	21.03	30.38	8.52	1.04	0.261	16.20	4.03

Elaborado por: Autor

Análisis de la Fuerza Sísmica

Se analiza el muro tipo ala con las cargas del terreno y la de su peso propio y las del efecto del sismo de la misma manera que se analizó estribo.

Tabla 62
Cargas y momentos muro ala

Carga	Tipo	P (Ton)	Y (m)	M = P x Y
DC1	DC	2.16	2.3	4.97
DC2	DC	1.80	1.8	3.24
DC3	DC	4.99	0.4	2.00
EV1	EV	1.35	2.8	3.78
EV2	EV	5.94	2.3	13.66
Σ		16.24		27.65

Elaborado por: Autor

Cálculo de fuerza sísmica

$$EQ = W \times A \times S \quad \text{Ecu. 461}$$

$$EQ = 16.24 \times 0.3 \times 1$$

$$EQ = 4.87 \text{ Ton}$$

Cálculo de momento para la superestructura

$$Meqs = EQ \times hs \quad \text{Ecu. 462}$$

$$Meqs = 4.87 \times \frac{27.65}{16.24}$$

$$Meqs = 8.30 \text{ Ton} - m$$

Aplicación del Método de Monobe – Akabe

$$\theta = \arctag\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) \quad \text{Ecu. 463}$$

$$\theta = \arctag\left(\frac{0.15}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 8.53$$

Análisis de empuje activo

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecu. 464}$$

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{35}{2}\right)$$

$$ka = 0.27$$

Análisis de la presión lateral del terreno, con 1m del muro ala.

$$P_A = \frac{1}{2} \times 2.3 \times 3.8^2 \times 0.27 \quad \text{Ecu. 465}$$

$$P_A = 4.48 \text{ Ton}$$

Aplicado en H/3 siendo igual a 1.17m

Cálculo de la fuerza producida por sismo

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(35 - 8.53 - 0)}{\cos(8.53)\cos^2(0)\cos(0 + 0 + 8.53) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35+0)\sin(35-8.53-1)}{\cos(0+0+8.53)\cos(1-0)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.36$$

Cálculo de la fuerza sísmica

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (K_{AE} - K_a) \quad \text{Ecu. 466}$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times 2.3 \times 3.8^2 \times (0.36 - 0.27)$$

$$P_{EQ} = 1.49 \text{ Ton}$$

Se aplica esta carga a una distancia de H/2 que es igual a 1.90 m

Análisis de estabilidad y presiones existentes cuando el puente se encuentra en servicio: DC + EH
+ EQ

Cálculo de la fuerza vertical

$$F_v = \sum DC + E_v \quad \text{Ecu. 467}$$

$$F_v = 16.24 \text{ Ton}$$

$$M_v = \sum M_{DC} = 27.65 \text{ Ton} - m$$

$$F_H = EQ_{suelo} + EH \quad \text{Ecu. 468}$$

$$F_H = 1.49 + 2.80$$

$$F_H = 4.29 \text{ Ton}$$

$$M_H = \left(1.49 \times \frac{3.8}{2} \right) + \left(4.48 \times \frac{3.8}{3} \right)$$

$$M_H = 8.51 \text{ Ton} - m$$

Factores de seguridad

Deslizamiento debe ser mayor al factor de seguridad 2 para que cumpla.

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FH} \quad \text{Ecu. 469}$$

$$FSV = 0.6 \times \frac{16.24}{4.29}$$

$$FSV = 2.27 > 2 \text{ Si cumple}$$

Si cumple a deslizamiento.

Volcamiento

$$FSV = \frac{Mv}{MH} > 2 \quad \text{Ecu. 470}$$

$$FSV = \frac{27.65}{8.51} > 2$$

$$FSV = 3.25 > 2 \text{ Si cumple}$$

Si cumple a volcamiento

Presiones

$$x = \frac{Mv - MH}{FV} \quad \text{Ecu. 471}$$

$$x = \frac{27.65 - 8.51}{16.24}$$

$$x = 1.17 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Ecu. 472}$$

$$e = \frac{2.60}{2} - 1.17$$

$$e = 0.13 \text{ m}$$

$$q_{Max-Min} = \frac{Fv}{B \times h} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{h \times B^2}\right)$$

$$q_{Max} = \frac{16.24}{2.6 \times 0.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.13}{2.60^2 \times 0.8}\right)$$

$$q_{Max} = 11.16 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{Min} = \frac{64.32}{2 \times 0.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.05}{2.60^2 \times 0.8}\right)$$

$$q_{Min} = 8.35 \frac{Ton}{m^2}$$

Diseño de la pantalla del muro de ala

Dado que la pantalla es un elemento estructural que se encuentra sometida a flexión por las cargas del terreno de relleno y también las fuerzas sísmicas, este elemento se lo diseña como un muro de contención, para ello consideramos varias secciones.

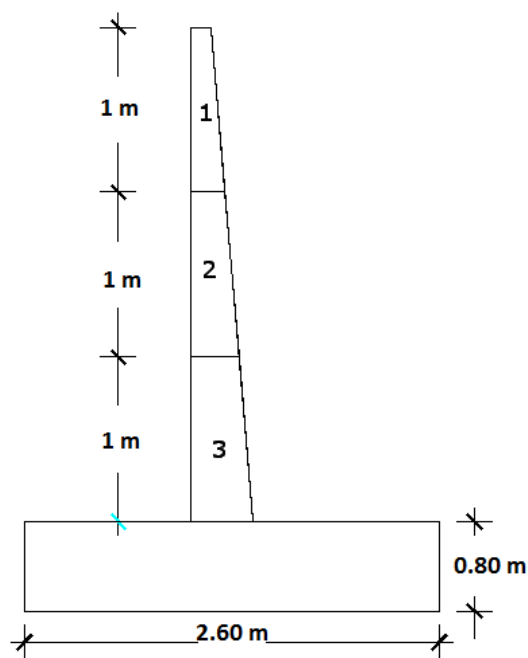


Figura 170. Secciones de la pantalla a ser analizadas. Elaborado por: Autor

Tabla 63
Momentos últimos de cada sección del muro ala.

Sección	Fuerza T/m	Brazo m	Momento T-m/m	
1	W1 =	0.92	0.330	0.30
	EH =	0.24	0.333	0.08
	Eqsuel =	0.10	0.50	0.05
	EQest =	0.28	0.50	0.14
h = 1 m	Estado de carga			
	Resistencia la	n(1.25DC + 1.35EH)		
	Mu Diseño	0.49	T -m	
	Resistencia lc	n(1.25DC + 1EQ)		
2	W1 =	0.92	0.330	0.30
	W2 =	1.32	0.375	0.50
	EH =	0.97	0.67	0.65
	Eqsuel =	0.41	2.00	0.83
h = 2 m	EQ est =	0.67	2.00	1.34
	Resistencia la	n(1.25DC + 1.35EH)		
	Mu Diseño	1.87	T -m	
	Resistencia lc	n(1.25DC + 1EQ)		
3	W1 =	0.92	0.330	0.30
	W2 =	1.32	0.375	0.50
	W3 =	1.73	0.44	0.76
	EH =	2.19	1.00	2.19
h = 3 m	Eqsuel =	0.93	1.50	1.40
	EQ est =	1.19	1.50	1.79
	Resistencia la	n(1.25DC + 1.35EH)		
	Mu Diseño	4.91	T -m	
3	Resistencia lc	n(1.25DC + 1EQ)		
	Mu Diseño	8.61	T -m	

Elaborado por: Autor

Análisis de sección 1, acero a flexión

El momento último de diseño es de 0.64 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 30 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 474}$$

Donde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d : Distancia del cabezal menos el recubrimiento 20 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 20$$

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

Se colocará 2 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 5.08 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 475}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 476}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 10.8$$

$$d = 19.1 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 477}$$

$$a = \frac{5.08 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 0.89 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 478}$$

$$u = 5.08 \times 0.9 \times 4200 \times \left(19.1 - \frac{0.89}{2}\right)$$

$$Mu = 3.58 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 479}$$

$$3.58 \text{ Ton} - m > 0.64 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 480}$$

$$c = \frac{0.89}{0.85}$$

$$c = 1.04$$

$$\frac{c}{de} = \frac{0.89}{19.1} = 0.054 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu \quad \text{Ecu. 481}$$

Cálculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. 482}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 30^2}{6}$$

$$S = 15000 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 15000$$

$$1.2Mcr = 6.67 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 0.64$$

$$1.33Mu = 0.85 \text{ Ton} - m$$

$$6.67 > 0.85$$

Se debe usar $2 \phi_v = 18 \text{ mm} @ 0.50 \text{ m}$

Análisis de sección 2, acero a flexión

El momento último de diseño es de 3.93 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 46 cm.

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 483}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times 36$$

$$As = 7.2 \text{ cm}^2$$

Se colocará 3 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 7.62 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 484}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 485}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 46 - 10.8$$

$$de = 35.2 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 486}$$

$$a = \frac{7.62 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 1.34 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 487}$$

$$Mu = 7.62 \times 0.9 \times 4200 \times \left(35.2 - \frac{1.34}{2}\right)$$

$$Mu = 9.95 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 488}$$

$$9.95 \text{ Ton} - m > 3.93 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 489}$$

$$c = \frac{1.34}{0.85}$$

$$c = 1.57$$

$$\frac{c}{de} = \frac{1.57}{35.2} = 0.045 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu \quad \text{Ecu. 490}$$

Cálculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecu. 491

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 46^2}{6}$$

$$S = 35266.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 35266.67$$

$$1.2Mcr = 14.23 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 3.93$$

$$1.33Mu = 5.23 \text{ Ton} - m$$

$$14.23 > 5.23$$

Se debe usar $3\phi_v = 18 \text{ mm} @ 0.30 \text{ m}$

Análisis de sección 3, acero a flexión

El momento último de diseño es de 8.61 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 63 cm.

$$As = \phi \times b \times d$$

Ecu. 492

$$As = 0.002 \times 100 \times 53$$

$$As = 10.6 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 10.16 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 493}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 494}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 63 - 10.8$$

$$de = 52.2 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 495}$$

$$a = \frac{10.16 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 1.79 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 496}$$

$$Mu = 10.16 \times 0.9 \times 4200 \times \left(52.2 - \frac{1.79}{2}\right)$$

$$Mu = 19.70 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 497}$$

$$19.70 \text{ Ton} - m > 8.61 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 498}$$

$$c = \frac{1.79}{0.85}$$

$$c = 2.11$$

$$\frac{c}{de} = \frac{2.11}{52.2} = 0.041 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min debe resistir el menor valor:

$$1.2M_{cr} > 1.33M_u \quad \text{Ecu. 499}$$

Cálculo de M_{cr}

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. 500}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 63^2}{6}$$

$$S = 66150 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 66150$$

$$1.2M_{cr} = 26.62 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de M_u

$$1.33M_u = 1.33 \times 8.61$$

$$1.33M_u = 11.45 \text{ Ton} - m$$

$$26.62 > 11.45$$

Se debe usar $4\phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.25 \text{ m}$

Cálculo de As de temperatura

Este refuerzo tiene como objetivo la variación por contracción, dilatación y también sirve para poder confinar los aceros, el acero de temperatura se distribuye en sus dos caras.

Recubrimiento de 10 cm y con una longitud del cabezal 60 cm

$$As = \phi \times b \times L \quad \text{Ecu. 501}$$

Donde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.0018

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

$$As_{Temp} = 0.0018 \times 100 \times 60$$

$$As_{Temp} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Para la cara interior que se encuentra contra el relleno en sentido horizontal es de 1/3 del

As_{Temp} .

$$As_{Temp} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Se colocará 2 varillas $\phi_v = 16 \text{ mm} = 4.02 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{2.01}{4.02}$$

$$S = 0.50 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 16 \text{ mm} @ 0.50 \text{ m}$

Para la cara exterior tanto de sentido vertical como horizontal es de 2/3 del As_{Temp}

$$As_{Temp} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Se colocará 3 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 7.62 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{2.54}{7.62}$$

$$S = 0.30 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 18 \text{ mm} @ 0.30 \text{ m}$

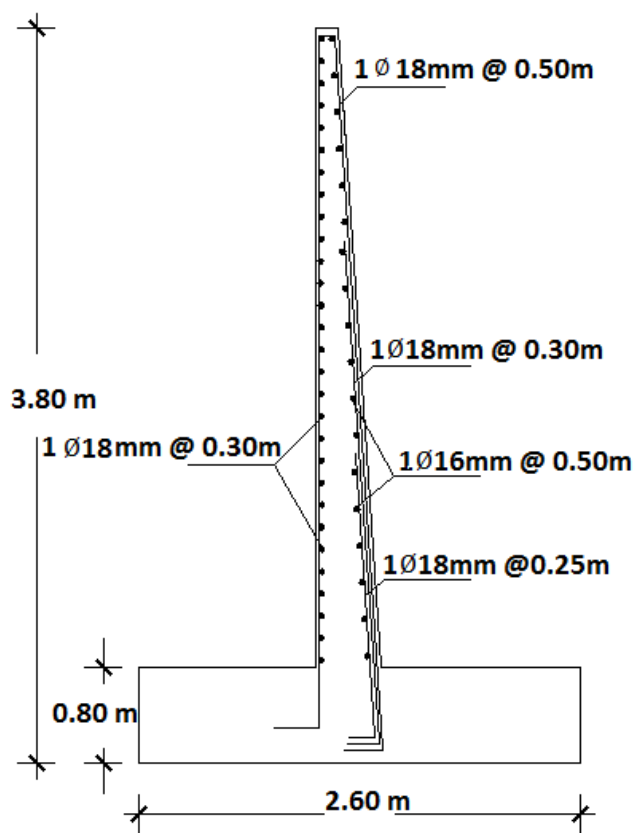


Figura 171. Detalle de la pantalla del muro de ala. Elaborado por: Autor

Diseño de Zapata del muro ala

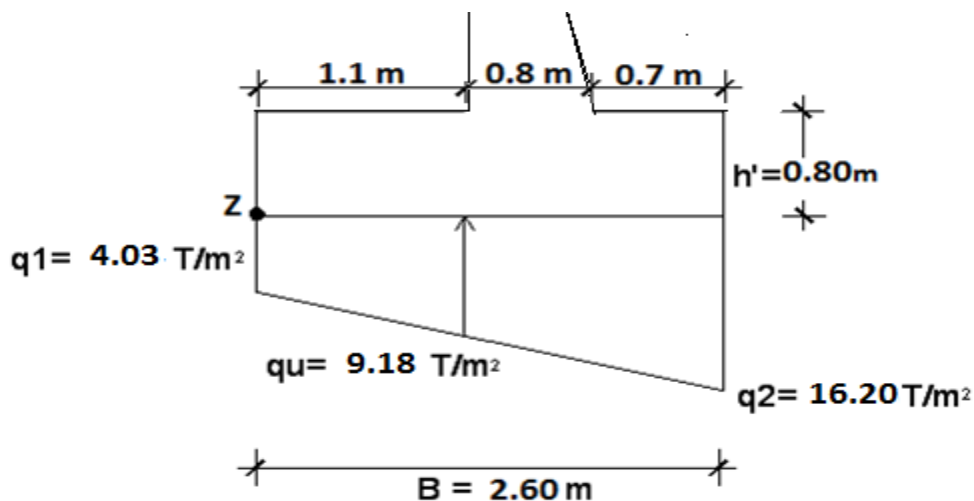


Figura 172. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor

Diseño de Talón

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio,

teniendo un esfuerzo máximo $q_2 = 16.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q_1 = 4.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Tabla 64

Cargas que actúan en el talón

Tipo	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton -m)
DC	2.11	0.55	1.16
EV	7.72	0.55	4.25

Elaborado por: Autor

Para obtener el momento de diseño, se utilizará el estado límite de Resistencia Ib, con $n = n_D n_R n_I = 1$.

$$Mu = n[1.25 MDC + 1.35 MEV] \quad \text{Ecu. 502}$$

$$Mu = 1x[(1.25x1.16) + (1.35 x4.25)]$$

$$Mu = 7.33 Ton - m$$

Determinación del acero de refuerzo

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 80 cm con un recubrimiento de 10 cm

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 503}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times (80 - 10)$$

$$As = 14 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$d = L - z \quad \text{Ecu. 504}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 505}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 80 - 10.9$$

$$de = 69.1 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas

$$S = \frac{2.54}{15.24}$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times H} \quad \text{Ecu. 506}$$

$$a = \frac{15.24 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 80}$$

$$a = 3.36 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \quad \text{Ecu. 507}$$

$$Mu = 15.24 \times 0.9 \times 4200 \times (69.1 - \frac{3.36}{2})$$

$$Mu = 38.84 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 508}$$

$$38.84 \text{ Ton} - m > 7.32 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2Mcr$ y $1.33Mu$

Cálculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu.509}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 80^2}{6}$$

$$S = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 106666.67$$

$$1.2Mcr = 43.04 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 8.90$$

$$1.33Mu = 11.84 \text{ Ton} - m$$

$$43.04 > 11.84$$

Se debe usar 1 $\emptyset_v = 18 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$

Cálculo del acero de temperatura

Recubrimiento de 10 cm y con un ancho de 80 cm

$$As_{Temp} = \phi \times b \times L \quad \text{Ecu.510}$$

$$As_{Temp} = 0.0015 \times 100 \times 80$$

$$As_{Temp} = 12 \text{ cm}^2$$

Para el acero consideramos de 1/2 del As_{Temp} .

$$As_{Temp} = 6 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\emptyset_v = 14 \text{ mm} = 6.12 \text{ cm}^2$

Separación de varillas

$$S = \frac{1.53}{6.12}$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\emptyset_v = 14 \text{ mm @ } 0.25 \text{ m}$

Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = n (1.25DC + 1.35V_{EH} + 1.75LS) \quad \text{Ecu. 511}$$

Tabla 65
Cargas verticales aplicadas al talón

TIPO	V (Ton/m)
V (DC)	2.11
V (EH)	7.72

Elaborado por: Autor

$$Vu = n ((1.25 \times 2.11) + (1.35 \times 7.72))$$

$$Vu = 13.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecua. 512}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Donde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecua. 513}$$

$$dv = 69.1 - \frac{3.36}{2}$$

$$dv = 67.42 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 67.76$$

$$Vc = 60.10 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 60.10$$

$$Vr = 54.09 \text{ Ton}$$

$$54.09 \text{ Ton} > 13.05 \text{ Ton} \text{ Sí cumple}$$

Diseño de Dedo

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio, teniendo un esfuerzo máximo $q_2 = 16.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q_1 = 4.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

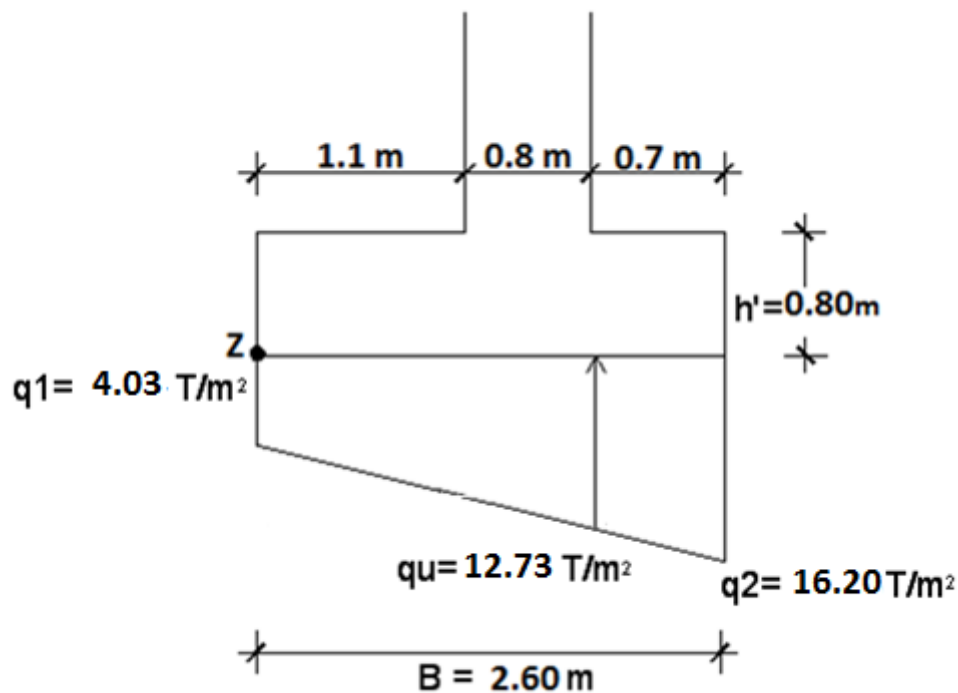


Figura 173. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo. Elaborado por: Autor

Cálculo de momento de diseño

$$Mu = qu \times \frac{b^2}{2} \times 1m \quad \text{Ecu. 514}$$

Donde

qu : Esfuerzo de la cara interna del dedo

b : Longitud de la cara externa de la pantalla hasta el extremo del dedo

$$Mu = 12.73 \times \frac{0.7^2}{2} \times 1m$$

$$Mu = 3.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Determinación del acero de refuerzo

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 80 cm con un recubrimiento de 10 cm

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecu. 515}$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times (80 - 10)$$

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

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva

$$de = L - z \quad \text{Ecu. 516}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecu. 517}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$de = 80 - 10.9$$

$$de = 69.1 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas

$$S = \frac{2.54}{15.24}$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecu. 518}$$

$$a = \frac{15.24 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 80}$$

$$a = 3.36 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. 519}$$

$$Mu = 15.24 \times 0.9 \times 4200 \times \left(69.1 - \frac{3.36}{2}\right)$$

$$Mu = 38.84 \text{ Ton} - m$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecu. 520}$$

$$38.84 \text{ Ton} - m > 3.12 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

Determinación del A_s max si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO

Art. 5.7.3.3.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecu. 521}$$

$$c = \frac{3.36}{0.85}$$

$$c = 3.95$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.95}{69.1} = 0.057 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de

$1.2Mcr$ y $1.33Mu$

Calculo de Mcr

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. 522}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 80^2}{6}$$

$$S = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 106666.67$$

$$1.2Mcr = 43.04 \text{ Ton} - m$$

Cálculo de Mu

$$1.33Mu = 1.33 \times 3.12$$

$$1.33Mu = 4.15 \text{ Ton} - m$$

$$43.04 > 4.15$$

Se debe usar 1 $\emptyset_v = 18 \text{ mm} @ 0.20 \text{ m}$

Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = qu \times (b - a) \times 1m \quad \text{Ecu. 523}$$

$$Vu = 12.73 \times (0.8 - 0.7) \times 1m$$

$$Vu = 1.27 \text{ Ton}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecu. 524}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Donde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecu. 525}$$

$$dv = 69.1 - \frac{3.36}{2}$$

$$dv = 67.42 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 67.42$$

$$Vc = 60.10 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 60.10$$

$$Vr = 54.09 \text{ Ton}$$

54.09 Ton > 1.27 Ton Sí cumple

CONCLUSIONES

- La conformidad del terreno y topografía de la zona del proyecto es accidentada, donde se tomó la mejor alternativa en el emplazamiento del puente mixto carrozable a diseñarse, tomando en cuenta el diseño geométrico de la vía que se acopla a cada lado de la estructura, formando parte de un camino vecinal con poco tránsito pero que conecta zonas agrícolas.
- El caudal máximo de diseño es de $110.51 \text{ m}^3/\text{s}$ provocando un nivel máximo de crecida de 1128.98 msnm, estimando un gálibo de seguridad suficiente (mayor a 2 metros). La socavación máxima estimada es de 2.87 metros.
- El puente tendrá una luz de 20 metros, desde el punto de vista hidráulico, no presenta problemas y guarda relación con criterios de seguridad y de economía del proyecto. La línea hipotética de socavación general, está suficientemente alejada de los estribos y no presenta peligro alguno para la estructura.
- La formación Misahualli ubicada en el área de estudio donde se identifican la presencia de rocas andesitas en los accesos donde se emplazará la cimentación del puente. La roca tiene una capacidad portante de 75 Kg/cm^2 . Recomendando una profundidad de cimentación de 1130.60 msnm.
- El puente tiene 20 metros de luz y 5 metros de sección transversal perpendicular al tráfico, el tablero está compuesto de protecciones laterales y veredas con una sección de vía de 3.60 m, las vigas son de acero con un peralte de 1.20 metros asentadas sobre el neopreno y los estribos, cumpliendo con todos los parámetros de seguridad en el diseño estructural.
- Por el alcance especificado el estudio de suelos la recomendación para la cimentación son estribos de hormigón armado, y muros ala a cada lado del estribo, cumpliendo con todos los factores de seguridad.

- Se ha realizado el presupuesto referencial del proyecto, costando aproximadamente la construcción del puente mixto carrozable sobre el río Yavintza una cantidad CIENTO NOVENTA MIL QUINIENTOS SESENTA CON 52/100 DÓLARES (USD. 190560.52).

RECOMENDACIONES

- Para tener una mejor distribución de tensiones de la estructura hacia el terreno, se generara dados de hormigón ciclópeo de 50 cm de peralte con un $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. La infraestructura ira asentada sobre los dados de hormigón. Para la construcción de los dados primero se debe de identificar las fracturas, si se encuentran de forma horizontal o de forma vertical no es necesario anclarlas, pero si se encuentran de forma inclinada debe ser necesario anclarlas al dado de hormigón. Se las anclaran con varillas de 12 mm dispuestas de forma vertical en distintas posiciones y longitudes dependiendo de las diaclasas inclinadas que tenga el macizo rocoso, las varillas servirán como unión de los dados hacia la roca. Para una mejor unión de dado de hormigón y roca se debe generar aristas para generar mayor rugosidad y con la ayuda del aditivo SIKADUR – 32 PRIMER que permite una conexión perfecta entre hormigón fresco y endurecido.
- Se recomienda recalcular la cimentación del puente antes de su construcción, realizando ensayos de suelos más completos, que permitan determinar valores más exactos en el diseño de los elementos que forman parte de la subestructura del puente.
- Se debe respetar las medidas y especificaciones técnicas de los elementos estructurales diseñados en este documento y descrito en los planos anexos en el mismo, para una correcta puesta en obra debido a la exactitud con cual se maneja los proyectos relacionados con el acero estructural y demás elementos en general.
- Se debe realizar un reajuste del presupuesto referencial del proyecto antes de su construcción, debido al cambio o variación en el precio de ciertos rubros que intervienes en la obra forma directa o indirecta.

Bibliografía

- AASHTO, S. S. (2004). *AASHTO-LRFD*. Washington, DC.
- ASTM D5873-05, A. (s.f.). *Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method*.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *INGENIERÍA GEOLÓGICA*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.
- INAMHI, I. N. (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Quito.
- INIGEMM, I. N. (2017). *Mapa Geológico del Ecuador*. Quito.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS. (2013). *NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12 (Vols. N°2 – LIBRO B: NORMA PARA ESTUDIOS DISEÑO VIAL)*. Quito.
- Perú, M. d. (2010). *Manual de diseño de Puentes*. Lima: Macro EIRL.
- Rodríguez Serquén, A. (2016). *PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014*. Chiclayo, Perú.
- Ruales Fonseca, M. A. (2014). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR*. QUITO.
- Ven Te Chow, Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogota, Colombia: McGRAW-HILL.
- Huaca Largo, N.S. (2014). *ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85MDE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA”*.

ANEXO I : Presupuesto referencial del proyecto

SIN DATOS

Oferente: GAD LIMON INDANZA

Ubicación: PUENTE MIXTO SOBRE RIO YAVINTZA EN LA PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

Fecha: 30/05/2018

PRESUPUESTO						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		REPLANTEO Y NIVELACION				369,73
1.001	501009	Replanteo y nivelación	m2	310,70	1,19	369,73
2		OBRAS PRELIMINARES				4.803,76
2.001	504029	Excavación mecánica en roca	m3	110,40	11,23	1.239,79
2.002	504001	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	6,40	1,90	12,16
2.003	504002	Excavación manual material sin clasificar	m3	4,06	11,57	46,97
2.004	506001	Cargado de material manualmente	m3	2,40	4,63	11,11
2.005	506002	Cargado de material con cargadora	m3	120,86	1,36	164,37
2.006	506012	Transporte de materiales hasta 5 km	m3	123,26	2,50	178,73
2.007	506013	Sobrecarreo de materiales para desalojo, lugar determi	m3-km	561,64	0,26	146,03
2.008	504017	Abatimiento del nivel freático	hora	10,00	7,31	73,10
2.009	505013	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	110,00	26,65	2.931,50
3		LOSA DE HORMIGON				14.357,75
3.001	529011	Carpeta Asfáltica (e=2")	m2	72,00	12,25	882,00
3.002	529010	Imprimación asfáltica manual	m2	72,00	1,75	126,00
3.003	531036	Pintura para señalización de tráfico con franjadora, anch	ml	40,00	0,94	37,60
3.004	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	23,00	133,80	3.077,40
3.005	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	3.290,81	2,00	5.495,65
3.006	509001	Curado de superficie con aditivo químico	m2	100,00	0,61	61,00
3.007	540036	Placa elastomérica de neopreno, dureza 60, grado SHO	u	7,00	245,18	1.716,26
3.008	512044	Encofrado Recto	m2	84,00	12,00	2.961,84
4		PROTECCIONES LATERALES				2.024,05
4.001	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	8,18	133,80	1.094,48
4.002	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	294,25	1,67	491,40
4.003	513005	Malla electrosoldada R-84	m2	38,50	2,98	114,73
4.004	527024	Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica	ml	18,35	3,19	58,54
4.005	512046	Encofrado de madera	m2	30,00	8,83	264,90
5		ESTRUCTURA DE ACERO				118.602,19
5.001	513037	Acero estructural ASTM A-588	kg	22.608,00	4,85	109.648,80
5.002	513038	Acero estructural ASTM A-36	kg	1.164,88	4,63	5.393,39
5.003	540200	Perno A-490	u	500,00	7,12	3.560,00
6		ESTRIBOS - MUROS Y DADOS				28.821,94
6.001	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	133,70	133,80	17.889,06
6.002	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	3.409,89	1,67	5.694,52
6.003	512044	Encofrado Recto	m2	130,00	35,26	4.583,80
6.004	515012	Tubería PVC perforada para dren, d= 110 mm	ml	45,00	4,97	223,65
6.005	533001	Geotextil NT 1600, suministro e instalación	m2	31,00	2,21	68,51
6.006	505007	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	12,00	30,20	362,40
7		MITIGACION DE IMPACTOS AMBIENTALES				1.163,90
7.001	532080	Suministro Letrero Hombres Trabajando	u	4,00	26,40	105,60
7.002	500008	Letrero de Información del Proyecto	u	2,00	349,20	698,40
7.003	532003	Señalización con cinta	ml	600,00	0,22	132,00
7.004	532006	Cobertura de plástico (5 usos)	m2	600,00	0,28	168,00
7.005	532004	Parante con base de hormigón, 20 usos	u	10,00	5,99	59,90
SUBTOTAL						170.143,32
					12%	20.417,20
TOTAL						190.560,52

Son:

CIENTO NOVENTA MIL QUINIENTOS SESENTA CON 52/100 DÓLARES

Análisis de Precios Unitarios

Item: 1.001
Código: 501009
Descrip.: Replanteo y nivelación
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0588	0,02
101003	Equipo de topografía	Hora	1,0000	2,00	0,0588	0,12
Subtotal de Equipo:						0,14

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253006	Tiras de eucalipto 2 x 2 x 300 cm	u	0,2000	0,49		0,10
2EA084	Clavos	kg	0,0500	1,91		0,10
Subtotal de Materiales:						0,20

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0588	0,21
421006	Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Es		1,0000	3,93	0,0588	0,23
403012	Cadenero		1,0000	3,55	0,0588	0,21
Subtotal de Mano de Obra:						0,65

Costo Directo Total: 0,99

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,20

Precio Unitario Total 1,19

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.001
Código: 504029
Descrip.: Excavación mecánica en roca
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102018	Compresor	Hora	1,0000	18,00	0,0167	0,30
102050	Excavadora de Oruga	Hora	1,0000	40,00	0,0167	0,67
Subtotal de Equipo:						0,97

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
239001	Dinamita	Taco	4,0000	0,72		2,88
239002	Fulminante	u	6,0000	0,48		2,88
239003	Mecha	m	4,0000	0,58		2,32
Subtotal de Materiales:						8,08

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3,0000	3,51	0,0167	0,18
424021	Operador de compresor		1,0000	3,74	0,0167	0,06
423002	Operador de excavadora		1,0000	3,93	0,0167	0,07
Subtotal de Mano de Obra:						0,31

Costo Directo Total: 9,36

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,87

Precio Unitario Total 11,23

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.002
Código: 504001
Descrip.: Excavación a máquina con retroexcavadora
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102004	Retroexcavadora	Hora	1,0000	25,00	0,0385	0,96
Subtotal de Equipo:						0,96

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3,0000	3,51	0,0385	0,41
423011	Operador de retroexcavadora		1,0000	3,93	0,0385	0,15
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0154	0,06
Subtotal de Mano de Obra:						0,62

Costo Directo Total: 1,58

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,32

Precio Unitario Total 1,90

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.003
Código: 504002
Descrip.: Excavación manual material sin clasificar
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	2,2500	0,90
Subtotal de Equipo:						0,90

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	2,2500	7,90
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,2250	0,84
Subtotal de Mano de Obra:						8,74

Costo Directo Total: 9,64

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,93

Precio Unitario Total	11,57
------------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.004
Código: 506001
Descrip.: Cargado de material manualmente
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	5,0000	0,40	0,1800	0,36
Subtotal de Equipo:						0,36

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5,0000	3,51	0,1800	3,16
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0900	0,34
Subtotal de Mano de Obra:						3,50

Costo Directo Total: 3,86

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,77

Precio Unitario Total	4,63
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.005
Código: 506002
Descrip.: Cargado de material con cargadora
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102001	Cargadora	Hora	1,0000	30,00	0,0300	0,90
Subtotal de Equipo:						0,90

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0300	0,11
423010	Operador de cargadora frontal (Payloader sobre rueda)		1,0000	3,93	0,0300	0,12
Subtotal de Mano de Obra:						0,23

Costo Directo Total: 1,13

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,23

Precio Unitario Total 1,36

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.006
Código: 506012
Descrip.: Transporte de materiales hasta 5 km
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102008	Volqueta 8 m3	Hora	1,0000	25,00	0,0400	1,00
Subtotal de Equipo:						1,00

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
427011	Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)		1,0000	5,15	0,0400	0,21
Subtotal de Mano de Obra:						0,21

Costo Directo Total: 1,21

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,24

Precio Unitario Total	1,45
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.007
Código: 506013
Descrip.: Sobreacarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por Fiscalizador, Distancia > 5 Km
Unidad: m3-km

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102008	Volqueta 8 m3	Hora	1,0000	25,00	0,0070	0,18
Subtotal de Equipo:						0,18

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
427011	Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)		1,0000	5,15	0,0070	0,04
Subtotal de Mano de Obra:						0,04

Costo Directo Total: 0,22

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,04

Precio Unitario Total	0,26
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.008
Código: 504017
Descrip.: Abatimiento del nivel freático
Unidad: hora

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102026	Bomba de succión	Hora	1,0000	1,83	1,0000	1,83
Subtotal de Equipo:						1,83

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:						0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403002	Operador de equipo liviano		1,0000	3,55	1,2000	4,26
Subtotal de Mano de Obra:						4,26

Costo Directo Total: 6,09

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,22

Precio Unitario Total	7,31
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 2.009
Código: 505013
Descrip.: Relleno compactado con material de mejoramiento
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,5000	0,20
102012	Plancha vibratoria	Hora	1,0000	4,50	0,5000	2,25
Subtotal de Equipo:						2,45

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EI004	Material de mejoramiento puesto e	m3	1,3200	12,00		15,84
2EA073	Agua	lt	4,0000	0,01		0,04
Subtotal de Materiales:						15,88

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,5000	3,51
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
Subtotal de Mano de Obra:						3,88

Costo Directo Total: 22,21

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4,44

Precio Unitario Total 26,65

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.001
Código: 529011
Descrip.: Carpeta Asfáltica (e=2")
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102016	Rodillo pequeño	Hora	1,0000	17,17	0,1750	3,00
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,1750	0,07
Subtotal de Equipo:						3,07

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	2,1500	1,58		3,40
200007	Agregados para carpeta Asfáltica	m3	0,0600	10,50		0,63
Subtotal de Materiales:						4,03

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1750	0,65
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,1750	0,62
402015	Peón		3,0000	3,51	0,1750	1,84
Subtotal de Mano de Obra:						3,11

Costo Directo Total: 10,21

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2,04

Precio Unitario Total 12,25

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.002
Código: 529010
Descrip.: Imprimación asfáltica manual
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0660	0,05
Subtotal de Equipo:						0,05

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	0,5000	1,58		0,79
228001	Diesel	gl	0,1500	1,04		0,16
Subtotal de Materiales:						0,95

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,0660	0,46
Subtotal de Mano de Obra:						0,46

Costo Directo Total: 1,46

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,29

Precio Unitario Total 1,75

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.003
Código: 531036
Descrip.: Pintura para señalización de tráfico con franjadora, ancho de franja de 12.5cm
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0200	0,01
113003	Equipo de señalización vial- line	Hora	1,0000	25,00	0,0020	0,05
Subtotal de Equipo:						0,06

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
270001	Pintura de tráfico (acrílica)	galon	0,0140	24,98		0,35
270003	Microesferas de silice	kg	0,0430	4,50		0,19
270021	Disolvente para pintura de tráfico	galón	0,0020	12,50		0,03
Subtotal de Materiales:						0,57

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0200	0,07
403003	Pintor		1,0000	3,55	0,0200	0,07
424013	Operador de tractor de ruedas (barredora, cegadora,		1,0000	3,74	0,0020	0,01
Subtotal de Mano de Obra:						0,15

Costo Directo Total: 0,78

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,16

Precio Unitario Total 0,94

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.004
Código: 507017
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1,0000	3,15	0,7500	2,36
112001	Herramientas varias	Hora	5,0000	0,40	0,7500	1,50
Subtotal de Equipo:						3,86

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	8,2500	6,97		57,50
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,7000	19,50		13,65
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1,0000	18,50		18,50
2EA073	Agua	lt	180,0000	0,01		1,80
Subtotal de Materiales:						91,45

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5,0000	3,51	0,7500	13,16
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,7500	2,66
Subtotal de Mano de Obra:						16,19

Costo Directo Total: 111,50

COSTOS INDIRECTOS

20 % 22,30

Precio Unitario Total 133,80

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.005
Código: 513003
Descrip.: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0300	0,02
Subtotal de Equipo:						0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1,0500	1,00		1,05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0,0500	1,60		0,08
Subtotal de Materiales:						1,13

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0300	0,11
403004	Ferrero		1,0000	3,55	0,0300	0,11
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0060	0,02
Subtotal de Mano de Obra:						0,24

Costo Directo Total: 1,39

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,28

Precio Unitario Total 1,67

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.006
Código: 509001
Descrip.: Curado de superficie con aditivo químico
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102035	Bomba de aspersión	Hora	1,0000	1,50	0,0110	0,02
Subtotal de Equipo:						0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
282013	Aditivo quimico para curado del ho	gl	0,0333	13,53		0,45
Subtotal de Materiales:						0,45

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0110	0,04
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0011	0,00
Subtotal de Mano de Obra:						0,04

Costo Directo Total: 0,51

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,10

Precio Unitario Total 0,61

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.007
Código: 540036
Descrip.: Placa elastomérica de neopreno, dureza 60, grado SHORE
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	1,0000	0,40
Subtotal de Equipo:						0,40

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
281003	Placa elastomérica de neopreno, d	u	1,0000	200,00		200,00
Subtotal de Materiales:						200,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1,0000	3,55	1,0000	3,55
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
Subtotal de Mano de Obra:						3,92

Costo Directo Total: 204,32

COSTOS INDIRECTOS

20 % 40,86

Precio Unitario Total 245,18

Análisis de Precios Unitarios

Item: 3.008
 Código: 512044
 Descripción: Encofrado Recto
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
117003	Equipo de carpintería	Hora	1,0000	0,24	0,2000	0,05
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	1,0000	0,09	0,2000	0,02
101009	Modulo de encofrado 1.2 m x 0.4	Hora	1,0000	0,38	0,2000	0,08
101010	Modulo de encofrado 1.2 m x 0.6	Hora	1,0000	0,56	0,2000	0,11
101012	Accesorios para encofrado de m	Hora	2,1000	0,36	0,2000	0,15
Subtotal de Equipo:						0,41

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA084	Clavos	kg	0,5000	1,91		0,96
253002	Pingos de eucalipto	m	3,0000	0,80		8,00
2EQ015	Vigas de eucalipto 14x16 cm	ml	1,5000	1,90		2,85
200133	Madera Contrachapada tipo BC 18	Plancha	0,3000	38,00		11,40
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1,0000	1,08		1,08
Subtotal de Materiales:						24,29

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		4,0000	3,51	0,2000	2,81
403005	Carpintero		2,0000	3,55	0,2000	1,42
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1200	0,45
Subtotal de Mano de Obra:						4,68

Costo Directo Total: 29,38

COSTOS INDIRECTOS

20 % 5,88

Precio Unitario Total 35,26

Análisis de Precios Unitarios

Item: 4.001
 Código: 507017
 Descripción: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1,0000	3,15	0,7500	2,36
112001	Herramientas varias	Hora	5,0000	0,40	0,7500	1,50
Subtotal de Equipo:						3,86

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	8,2500	6,97		57,50
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,7000	19,50		13,65
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1,0000	18,50		18,50
2EA073	Agua	lt	180,0000	0,01		1,80
Subtotal de Materiales:						91,45

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5,0000	3,51	0,7500	13,16
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,7500	2,66
Subtotal de Mano de Obra:						16,19

Costo Directo Total: 111,50

COSTOS INDIRECTOS

20 % 22,30

Precio Unitario Total 133,80

Análisis de Precios Unitarios

Item: 4.002
Código: 513003
Descrip.: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0300	0,02
Subtotal de Equipo:						0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1,0500	1,00		1,05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0,0500	1,60		0,08
Subtotal de Materiales:						1,13

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0300	0,11
403004	Ferrero		1,0000	3,55	0,0300	0,11
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0060	0,02
Subtotal de Mano de Obra:						0,24

Costo Directo Total: 1,39

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,28

Precio Unitario Total 1,67

Análisis de Precios Unitarios

Item: 4.003
Código: 513005
Descrip.: Malla electrosoldada R-84
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,1000	0,08
Subtotal de Equipo:						0,08

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
257004	Malla electrosoldada R-84 (15 x 15	u	0,0700	23,31		1,63
Subtotal de Materiales:						1,63

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,1000	0,70
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0200	0,07
Subtotal de Mano de Obra:						0,77

Costo Directo Total: 2,48

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,50

Precio Unitario Total 2,98

Análisis de Precios Unitarios

Item: 4.004
Código: 527024
Descripción: Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102011	Cortadora Disco de diamante	Hora	1,0000	8,00	0,1000	0,80
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,1500	0,06
Subtotal de Equipo:						0,86

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	0,0300	1,58		0,05
228001	Diesel	gl	0,0100	1,04		0,01
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,0007	19,50		0,01
Subtotal de Materiales:						0,07

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3,0000	3,51	0,1500	1,58
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0400	0,15
Subtotal de Mano de Obra:						1,73

Costo Directo Total: 2,66

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,53

Precio Unitario Total 3,19

Análisis de Precios Unitarios

Item: 4.005
 Código: 512046
 Descripción: Encofrado de madera
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	3,0000	0,40	0,1750	0,21
Subtotal de Equipo:						0,21

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253002	Pingos de eucalipto	m	3,0000	0,80		2,40
253004	Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x	u	0,8000	2,50		2,00
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0,5000	1,08		0,54
2EA084	Clavos	kg	0,1500	1,91		0,29
Subtotal de Materiales:						5,23

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,1750	0,62
402015	Peón		2,0000	3,51	0,1750	1,23
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0200	0,07
Subtotal de Mano de Obra:						1,92

Costo Directo Total: 7,36

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,47

Precio Unitario Total 8,83

Análisis de Precios Unitarios

Item: 5.001
 Código: 513037
 Descripción: Acero estructural ASTM A-588
 Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	6,0000	0,09	0,0300	0,02
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0300	0,02
104001	Camión Grua de 10 Ton.	Hora	1,0000	32,00	0,0300	0,96
110002	Equipo de suelda	Hora	1,0000	0,75	0,0300	0,02
Subtotal de Equipo:						1,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA092	Suelda	kg	0,2000	2,46		0,49
200479	Acero Estructural ASTM A-588	kg	1,0500	1,72		1,81
200480	Oxigeno	m3	0,0200	11,97		0,24
Subtotal de Materiales:						2,54

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,0300	0,21
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1,0000	3,93	0,0300	0,12
427013	Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)		1,0000	5,15	0,0300	0,15
Subtotal de Mano de Obra:						0,48

Costo Directo Total: 4,04

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,81

Precio Unitario Total 4,85

Análisis de Precios Unitarios

Item: 5.002
Código: 513038
Descrip.: Acero estructural ASTM A-36
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	6,0000	0,09	0,0300	0,02
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0300	0,02
104001	Camión Grua de 10 Ton.	Hora	1,0000	32,00	0,0300	0,96
110002	Equipo de suelda	Hora	1,0000	0,75	0,0300	0,02
Subtotal de Equipo:						1,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA092	Suelda	kg	0,2000	2,46		0,49
200480	Oxígeno	m3	0,0200	11,97		0,24
200481	Acero estructural ASTM-A36	Kg	1,0500	1,55		1,63
Subtotal de Materiales:						2,36

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,0300	0,21
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1,0000	3,93	0,0300	0,12
427013	Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)		1,0000	5,15	0,0300	0,15
Subtotal de Mano de Obra:						0,48

Costo Directo Total: 3,86

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,77

Precio Unitario Total 4,63

Análisis de Precios Unitarios

Item: 5.003
Código: 540200
Descrip.: Perno A-490
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0100	0,00
Subtotal de Equipo:						0,00

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
200483	Perno Acero A-490	u	1,0000	3,80		3,80
200484	Arandela Plana	u	2,0000	0,20		0,40
200485	Tuerca Hexagonal	u	1,0000	1,65		1,65
Subtotal de Materiales:						5,85

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0100	0,04
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0100	0,04
Subtotal de Mano de Obra:						0,08

Costo Directo Total: 5,93

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,19

Precio Unitario Total 7,12

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.001
Código: 507017
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1,0000	3,15	0,7500	2,36
112001	Herramientas varias	Hora	5,0000	0,40	0,7500	1,50
Subtotal de Equipo:						3,86

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	8,2500	6,97		57,50
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,7000	19,50		13,65
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1,0000	18,50		18,50
2EA073	Agua	lt	180,0000	0,01		1,80
Subtotal de Materiales:						91,45

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5,0000	3,51	0,7500	13,16
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,7500	2,66
Subtotal de Mano de Obra:						16,19

Costo Directo Total: 111,50

COSTOS INDIRECTOS

20 % 22,30

Precio Unitario Total 133,80

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.002
Código: 513003
Descrip.: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,0300	0,02
Subtotal de Equipo:						0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1,0500	1,00		1,05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0,0500	1,60		0,08
Subtotal de Materiales:						1,13

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0300	0,11
403004	Ferrero		1,0000	3,55	0,0300	0,11
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0060	0,02
Subtotal de Mano de Obra:						0,24

Costo Directo Total: 1,39

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,28

Precio Unitario Total 1,67

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.003
 Código: 512044
 Descripción: Encofrado Recto
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
117003	Equipo de carpintería	Hora	1,0000	0,24	0,2000	0,05
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	1,0000	0,09	0,2000	0,02
101009	Modulo de encofrado 1.2 m x 0.4	Hora	1,0000	0,38	0,2000	0,08
101010	Modulo de encofrado 1.2 m x 0.6	Hora	1,0000	0,56	0,2000	0,11
101012	Accesorios para encofrado de m	Hora	2,1000	0,36	0,2000	0,15
Subtotal de Equipo:						0,41

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA084	Clavos	kg	0,5000	1,91		0,96
253002	Pingos de eucalipto	m	10,0000	0,80		8,00
2EQ015	Vigas de eucalipto 14x16 cm	ml	1,5000	1,90		2,85
200133	Madera Contrachapada tipo BC 18	Plancha	0,3000	38,00		11,40
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1,0000	1,08		1,08
Subtotal de Materiales:						24,29

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		4,0000	3,51	0,2000	2,81
403005	Carpintero		2,0000	3,55	0,2000	1,42
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1200	0,45
Subtotal de Mano de Obra:						4,68

Costo Directo Total: 29,38

COSTOS INDIRECTOS

20 % 5,88

Precio Unitario Total 35,26

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.004
Código: 515012
Descrip.: Tubería PVC perforada para dren, d= 110 mm
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0250	0,01
Subtotal de Equipo:						0,01

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2A0035	Tubería PVC d=110mm para dren	m	1,0000	3,34		3,34
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,0300	19,50		0,59
Subtotal de Materiales:						3,93

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0250	0,09
403008	Plomero		1,0000	3,55	0,0250	0,09
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0050	0,02
Subtotal de Mano de Obra:						0,20

Costo Directo Total: 4,14

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,83

Precio Unitario Total 4,97

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.005
Código: 533001
Descrip.: Geotextil NT 1600, suministro e instalación
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0010	0,00
Subtotal de Equipo:						0,00

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
2EA083	Varios	Global	0,0500	1,60		0,08
279006	Geotextil NT 1600	m2	1,2000	1,40		1,68
Subtotal de Materiales:						1,76

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,0100	0,07
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,0020	0,01
Subtotal de Mano de Obra:						0,08

Costo Directo Total: 1,84

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,37

Precio Unitario Total	2,21
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 6.006
Código: 505007
Descrip.: Material filtrante para drenes, suministro y colocación
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2,0000	0,40	0,6700	0,54
Subtotal de Equipo:						0,54

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1,0500	18,50		19,43
Subtotal de Materiales:						19,43

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,6700	4,70
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1340	0,50
Subtotal de Mano de Obra:						5,20

Costo Directo Total: 25,17

COSTOS INDIRECTOS

20 % 5,03

Precio Unitario Total	30,20
------------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 7.001
Código: 532080
Descripción: Suministro Letrero Hombres Trabajando
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:						0,00

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
2EA299	Letrero Hombres Trabajando 0.75	u	1,0000	22,00		22,00
Subtotal de Materiales:						22,00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Subtotal de Mano de Obra:						0,00

Costo Directo Total: 22,00

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4,40

Precio Unitario Total	26,40
------------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 7.002
 Código: 500008
 Descripción: Letrero de Información del Proyecto
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	6,0000	2,40
110002	Equipo de suelda	Hora	1,0000	0,75	6,0000	4,50
117010	Compresor 2 HP	Hora	1,0000	1,00	6,0000	6,00
Subtotal de Equipo:						12,90

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA092	Suelda	kg	3,0000	2,46		7,38
2EA083	Varios	Global	2,0000	1,60		3,20
202030	Tool 1/32" (1,2 x 2,4 m)	pla	1,0000	18,48		18,48
202031	Tubo cuadrado estructural 2x2"	u	1,2000	22,58		27,10
2FC007	Adhesivo Reflectivo para letreros d	u	1,0000	110,25		110,25
263069	Tubo cuadrado de 75mm e=3mm x	u	0,8500	52,02		44,22
270024	Pintura anticorrosiva	gl	0,0800	19,13		1,53
Subtotal de Materiales:						212,16

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	6,0000	21,06
403001	Albañil		1,0000	3,55	6,0000	21,30
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1,0000	3,93	6,0000	23,58
Subtotal de Mano de Obra:						65,94

Costo Directo Total: 291,00

COSTOS INDIRECTOS

20 % 58,20

Precio Unitario Total 349,20

Análisis de Precios Unitarios

Item: 7.003
Código: 532003
Descrip.: Señalización con cinta
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0200	0,01
Subtotal de Equipo:						0,01

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
2EA091	Cinta plastica	m	1,0000	0,10		0,10
Subtotal de Materiales:						0,10

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra						
Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,0200	0,07
Subtotal de Mano de Obra:						0,07

Costo Directo Total: 0,18

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,04

Precio Unitario Total	0,22
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 7.004
Código: 532006
Descrip.: Cobertura de plástico (5 usos)
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,0200	0,01
Subtotal de Equipo:						0,01

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
2EA085	Plastico grueso	m2	0,2000	0,40		0,08
Subtotal de Materiales:						0,08

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2,0000	3,51	0,0200	0,14
Subtotal de Mano de Obra:						0,14

Costo Directo Total: 0,23

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,05

Precio Unitario Total	0,28
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Item: 7.005
 Código: 532004
 Descripción: Parante con base de hormigón, 20 usos
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1,0000	0,40	0,5000	0,20
Subtotal de Equipo:						0,20

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202002	Varilla de 10 mm x 12 m	u	0,0013	8,22		0,01
253002	Pingos de eucalipto	m	0,0750	0,80		0,06
253003	Tabla de encofrado 24 x 3 cm x 30	u	0,0185	1,90		0,04
270022	Pintura esmalte	gl	0,0100	16,93		0,17
507001	Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2	m3	0,0060	98,51		0,59
2EA084	Clavos	kg	0,0075	1,91		0,01
Subtotal de Materiales:						0,88

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1,0000	3,51	0,5000	1,76
403001	Albañil		1,0000	3,55	0,5000	1,78
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,1000	0,37
Subtotal de Mano de Obra:						3,91

Costo Directo Total: 4,99

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,00

Precio Unitario Total 5,99

Análisis de Precios Unitarios

Item: RUB. AUX. 007.005
Código: 507001
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS**Equipo y herramienta**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1,0000	3,15	0,7500	2,36
112001	Herramientas varias	Hora	5,0000	0,40	0,7500	1,50
Subtotal de Equipo:						3,86

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	6,9000	6,97		48,09
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0,6000	19,50		11,70
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1,0000	18,50		18,50
2EA073	Agua	lt	180,0000	0,01		1,80
Subtotal de Materiales:						80,09

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5,0000	3,51	0,7500	13,16
405006	Técnico obras civiles		1,0000	3,74	0,3750	1,40
Subtotal de Mano de Obra:						14,56

Costo Directo Total: 98,51

COSTOS INDIRECTOS

20 % 19,70

Precio Unitario Total 118,21

ANEXO II : Plano topográfico del sitio de
emplazamiento del puente

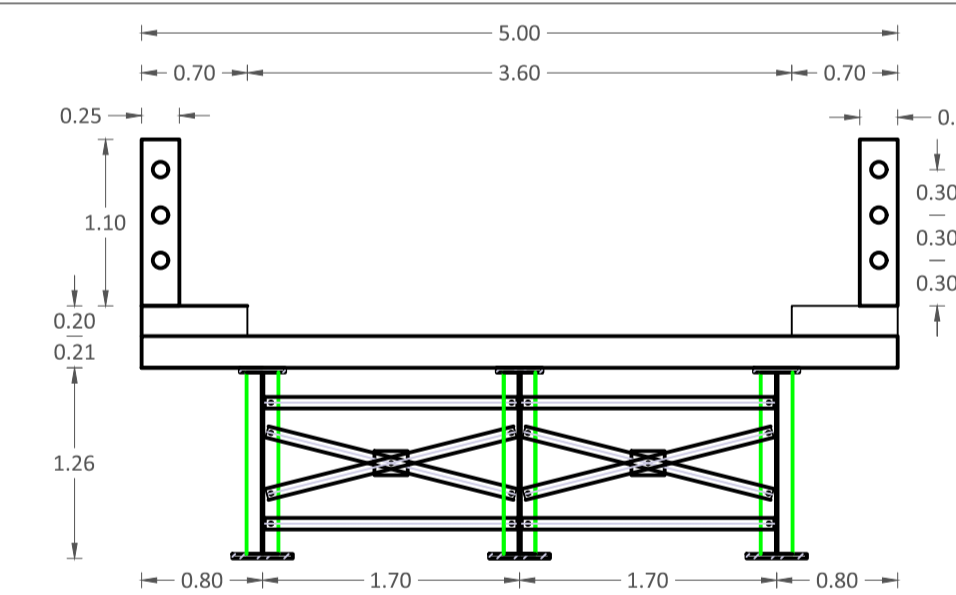
TOPOGRAFÍA DEL SECTOR

UBICACIÓN DEL PROYECTO



ESCALA 1:50000

SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 750/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RIO YABINTZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

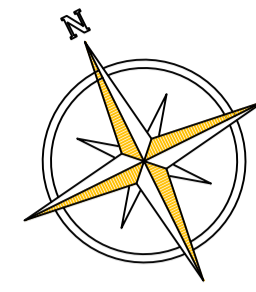
DISEÑO: Wilson Leonardo Fernandez G.

FECHA: Junio de 2018

Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

Nº LAMINA: 1/6

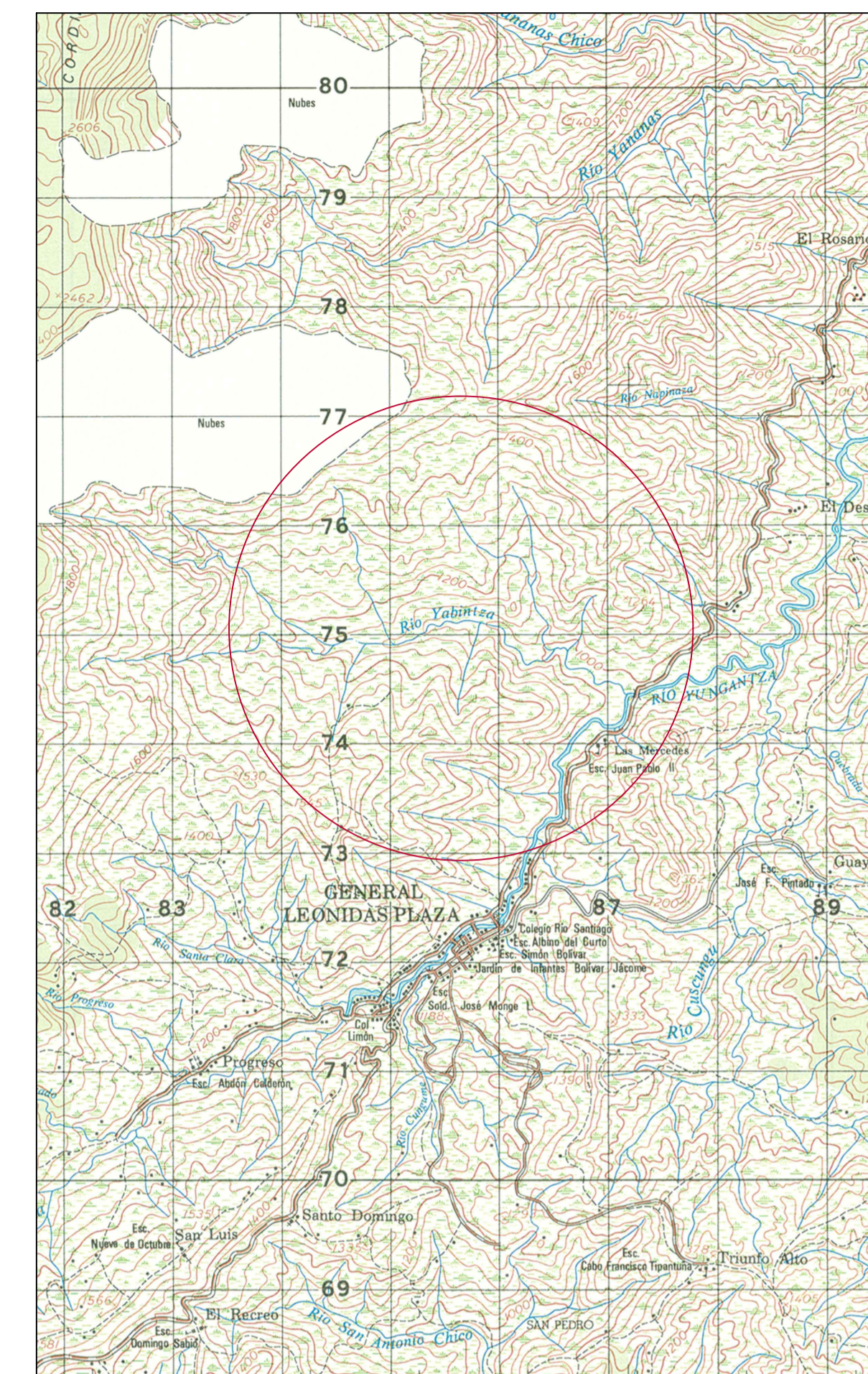
CONTIENE: TOPOGRAFÍA DEL SECTOR Y EMPLAZAMIENTO



ESCALA 1:250

ANEXO III : Plano de planta y perfil del puente

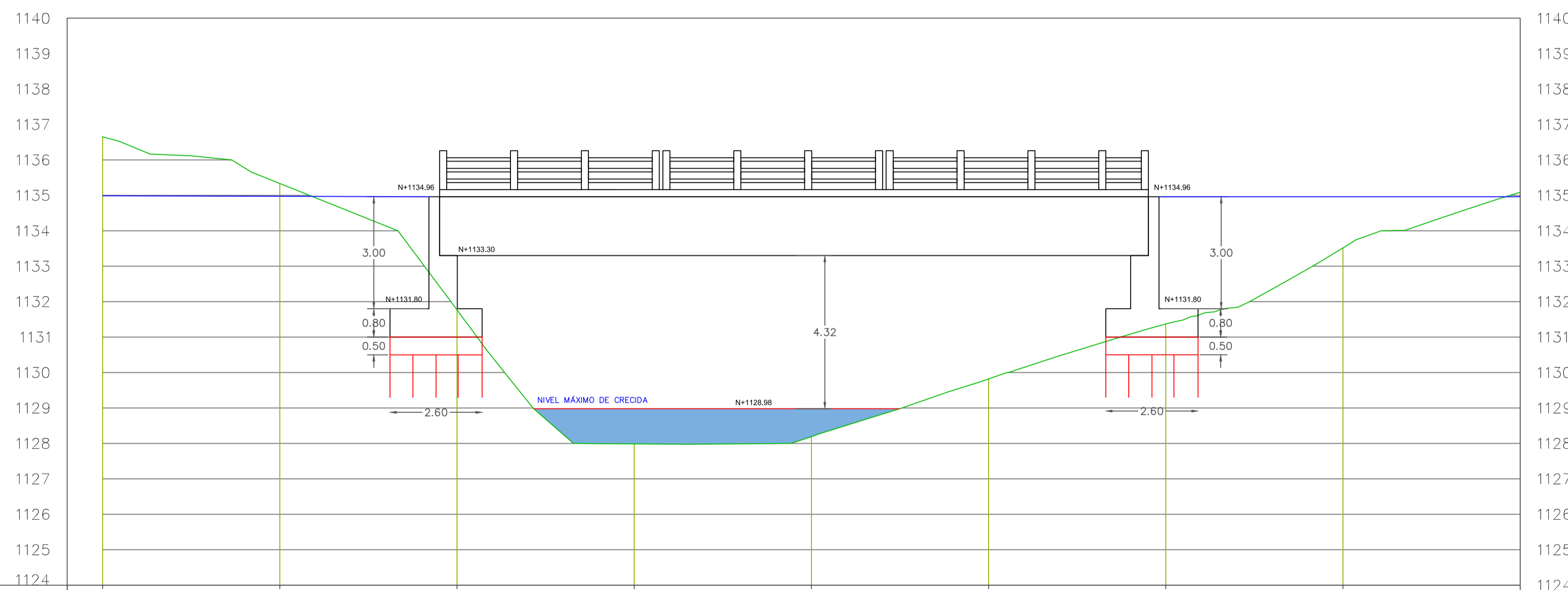
UBICACIÓN DEL PROYECTO



ESCALA 1:50000

ESCALA 1:100

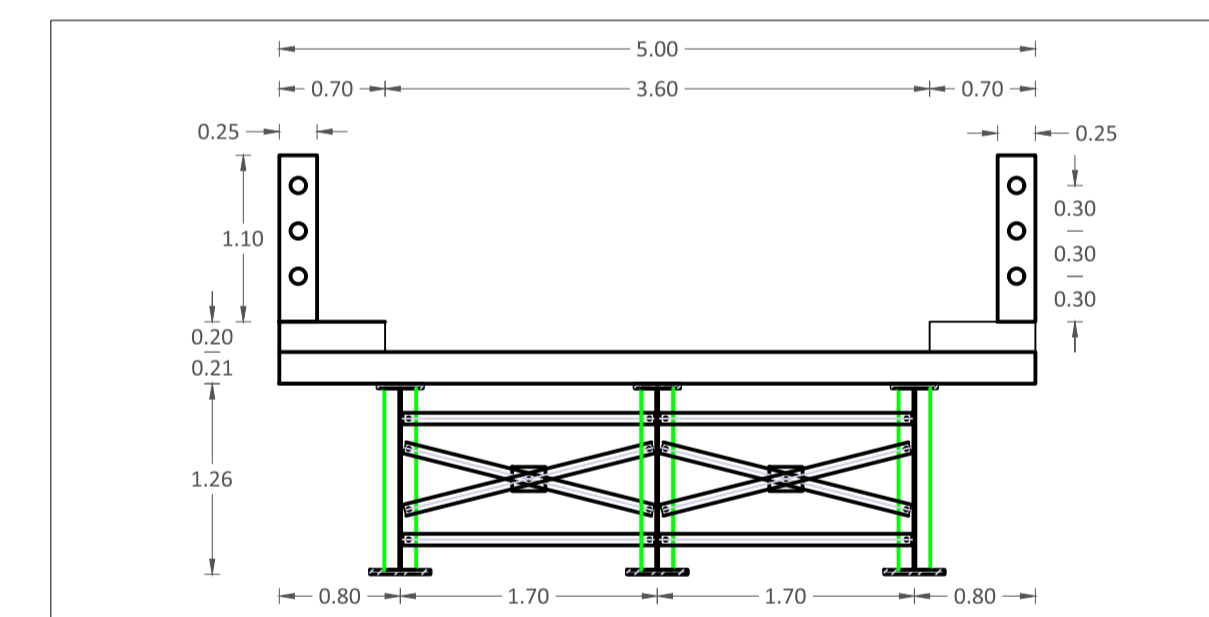
PERFIL DE PROYECTO 0+080.00 - 0+120.00



Abscisas	0+080	0+085	0+090	0+095	0+100	0+105	0+110	0+115	0+120
Cota terreno	1136.65	1135.33	1131.77	1127.99	1128.19	1129.82	1131.37	1133.52	1135.09
Cota rasante	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96	1134.96

ESCALA 1:100

SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 750/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YABINTZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

DISEÑO: Wilson Leonardo Fernández G.

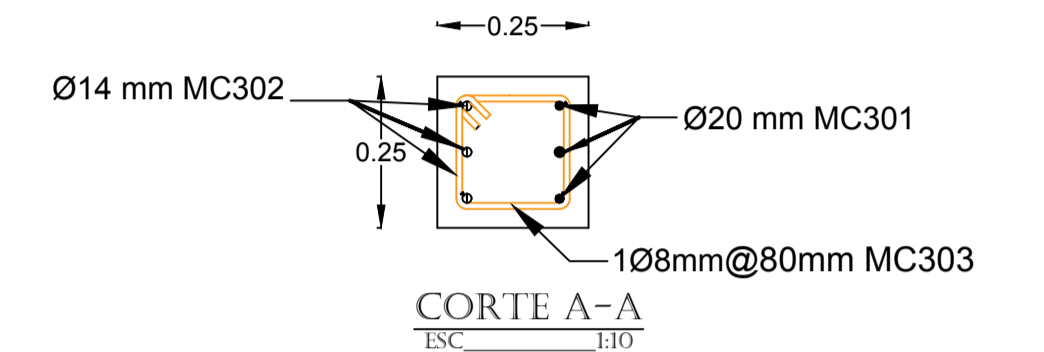
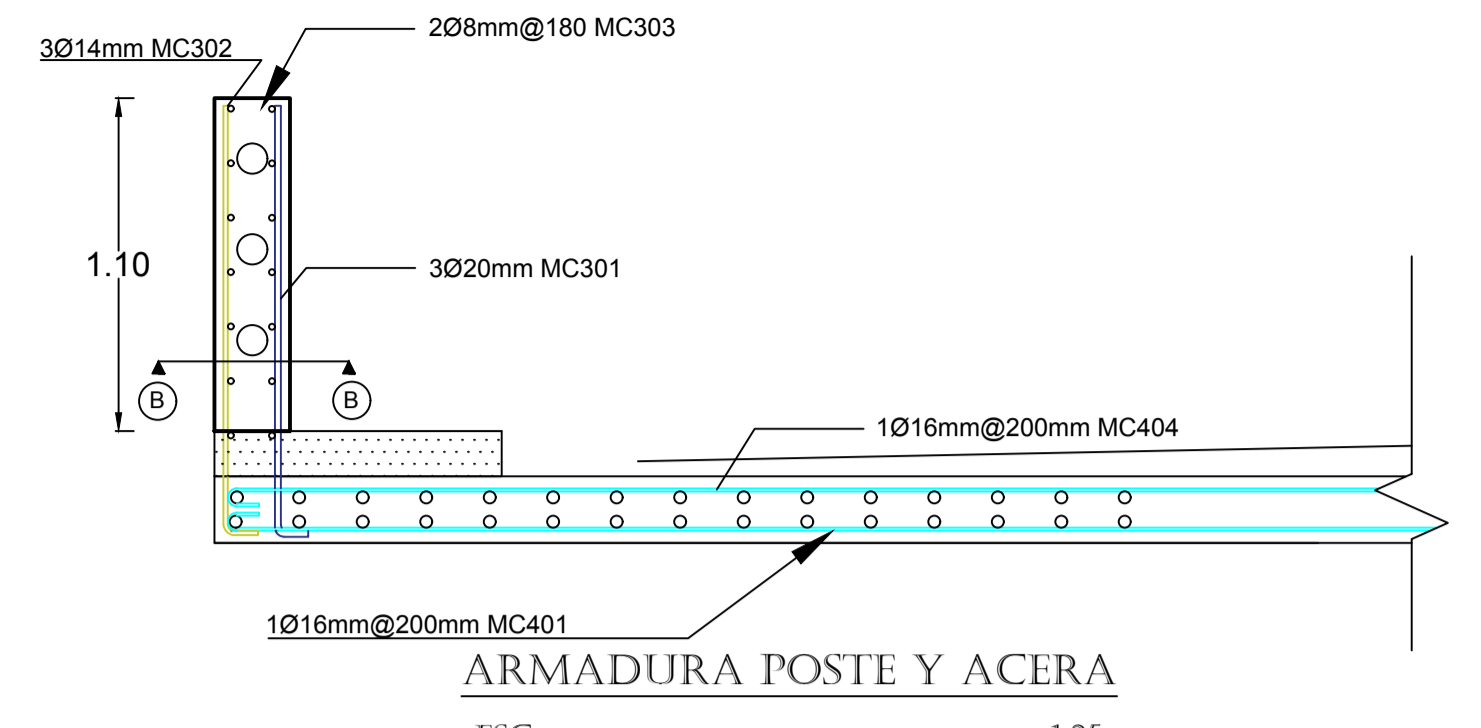
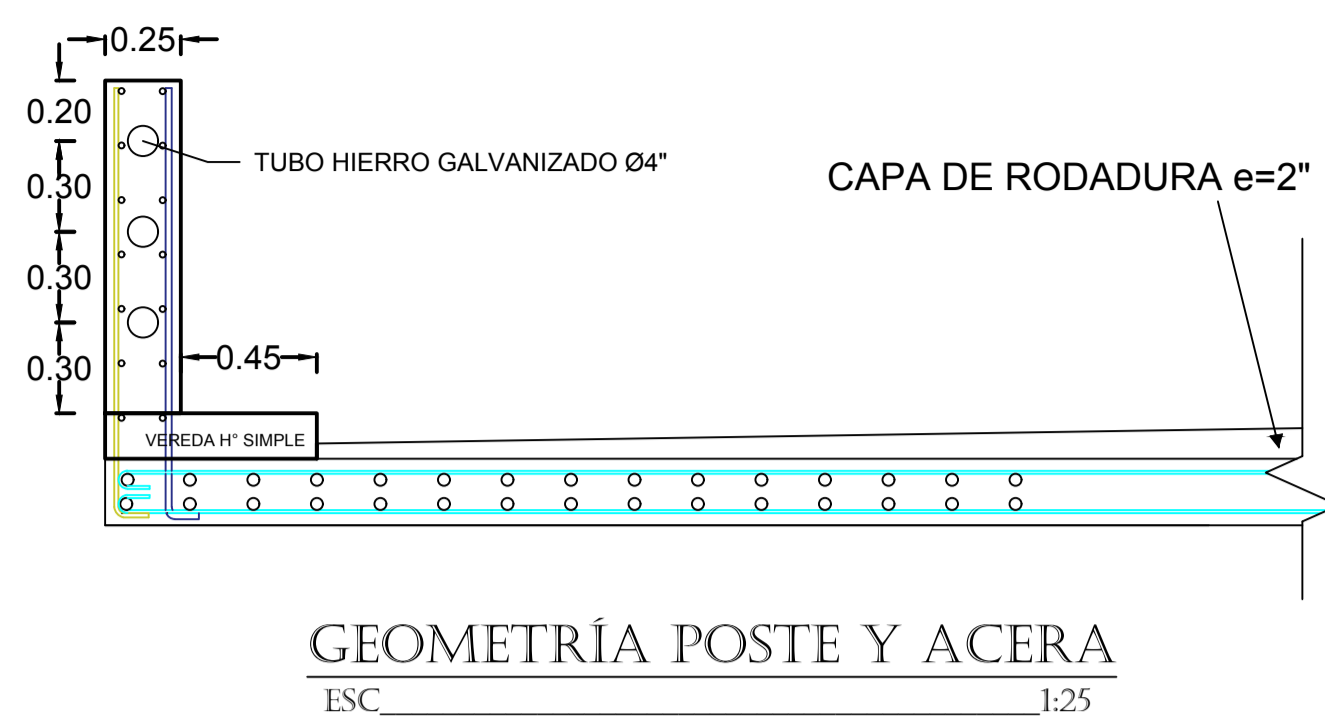
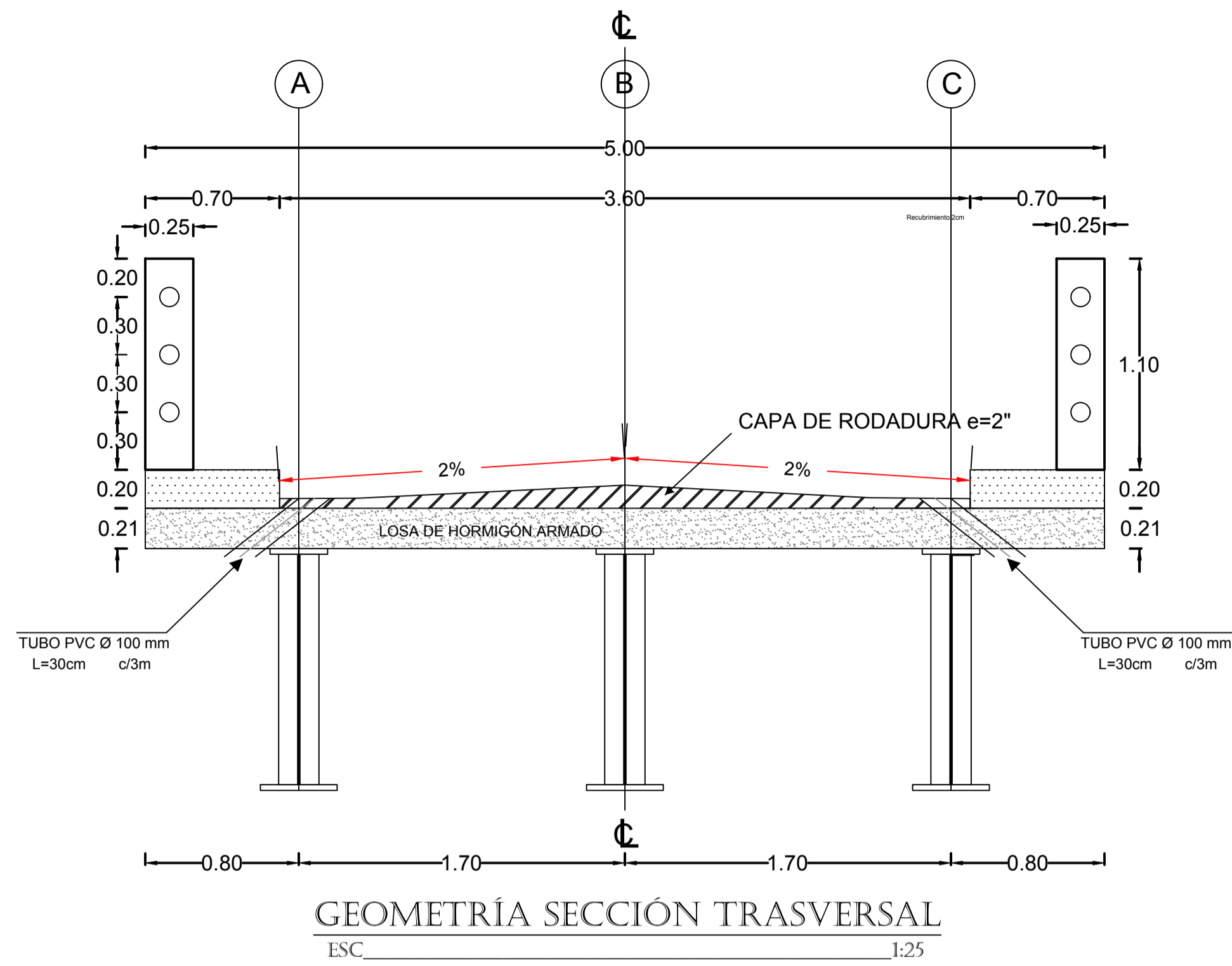
FECHA: Junio de 2018

Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

Nº LAMINA: 2/6

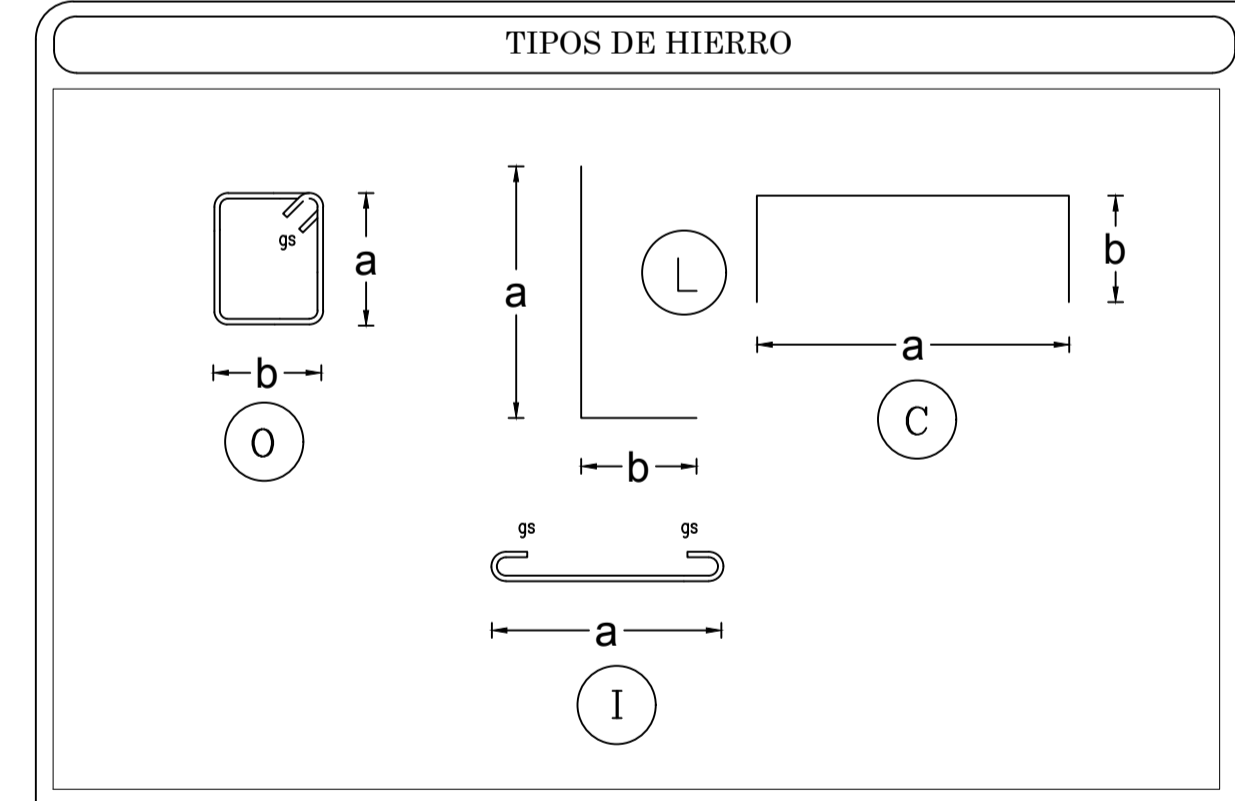
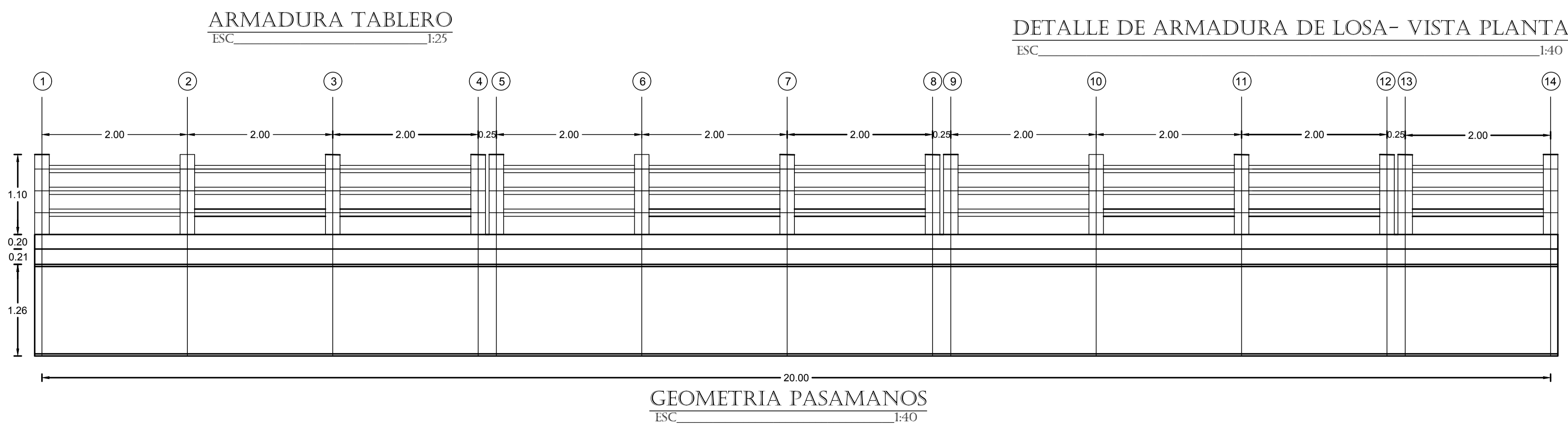
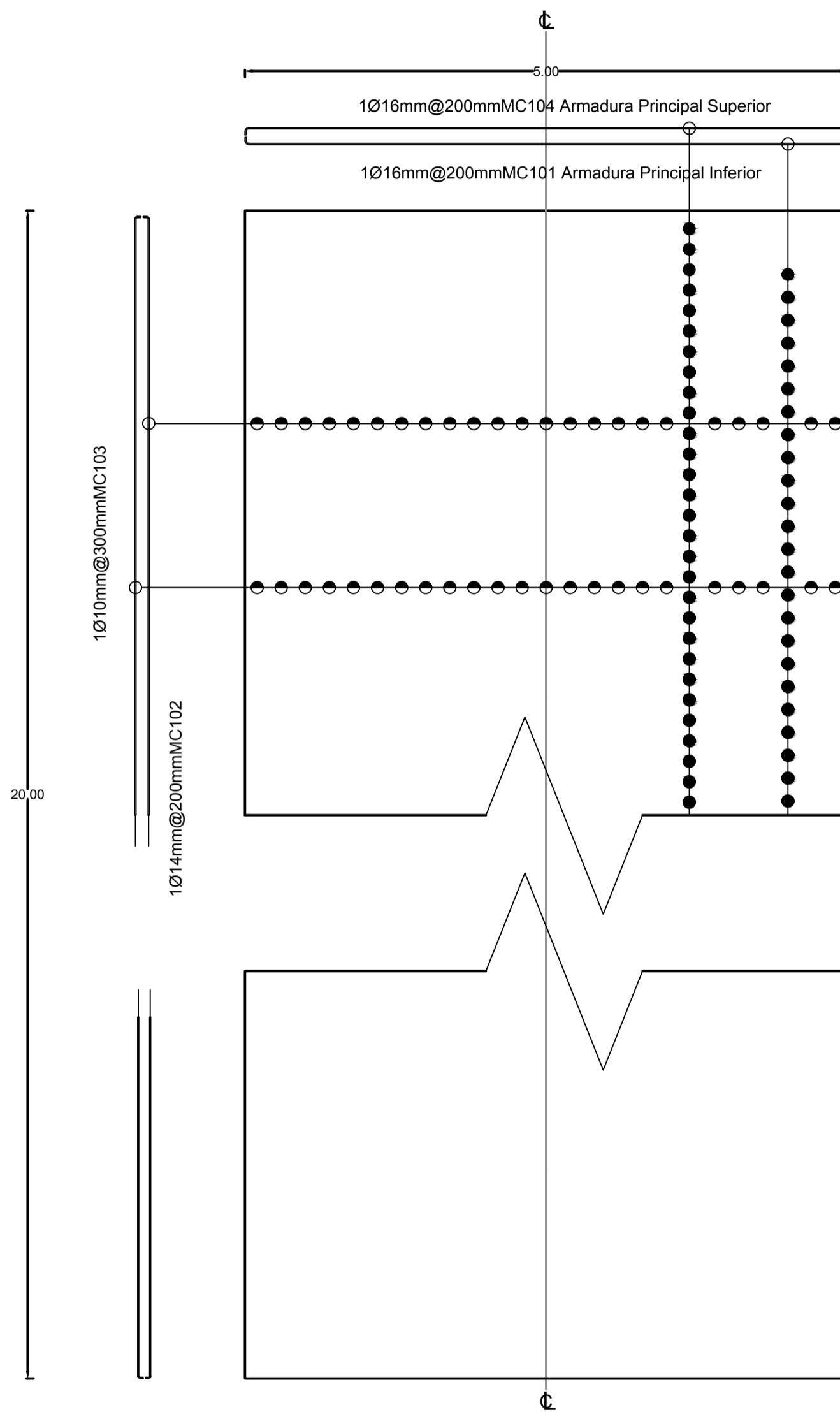
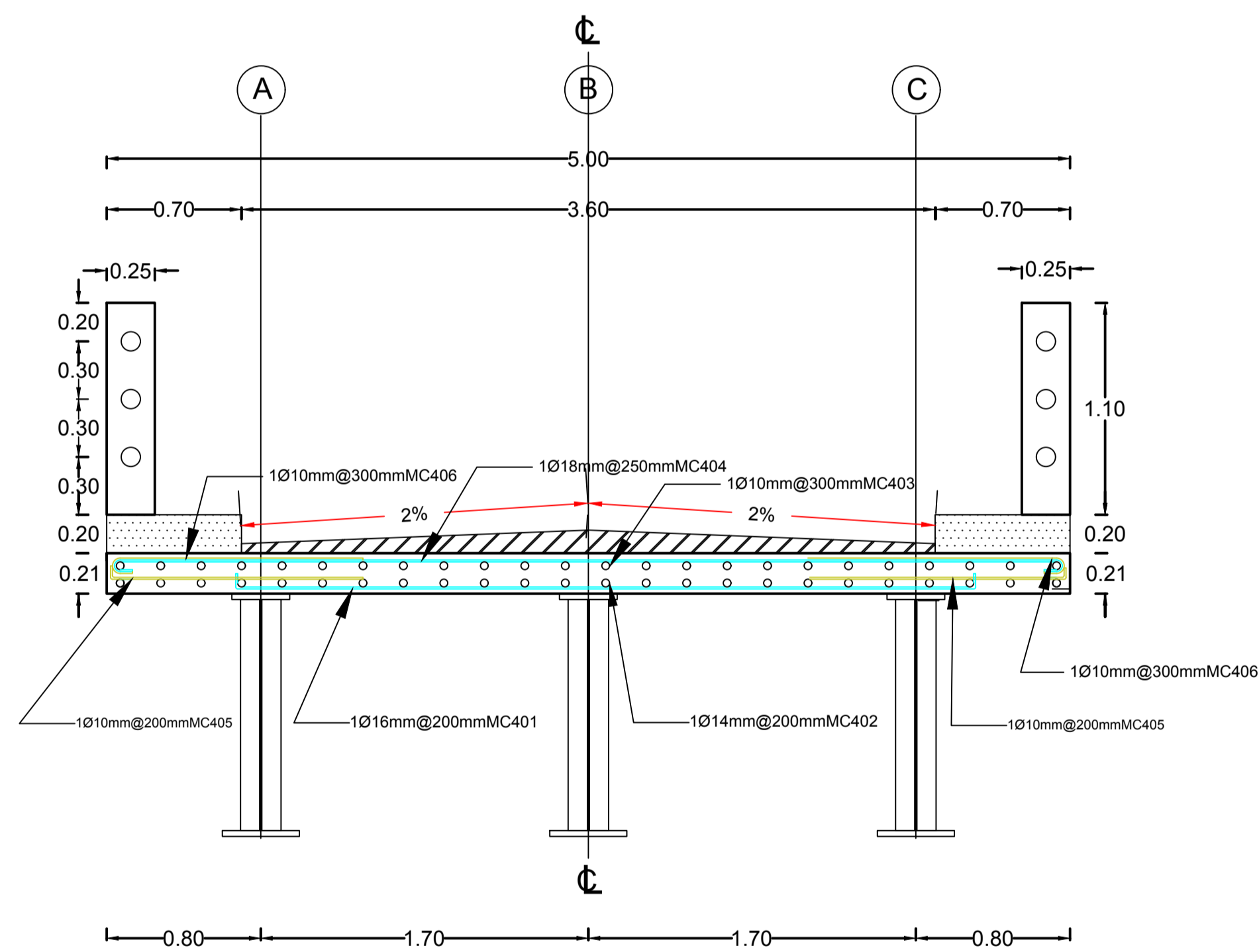
CONTIENE: IMPLANTACIÓN DEL PUENTE - PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

ANEXO IV: Planos de diseño del puente
(superestructura, infraestructura.)



PLANILLA DE HIERROS										
MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES					LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL
				a	b	c	d	gs		
LOSA										
401	16	C	100	4.90	0.06	---	---	---	4.96	496.0
402	14	C	26	20.00	0.06	---	---	---	20.06	521.6
403	10	C	17	20.00	0.06	---	---	---	20.06	341.0
404	16	C	100	4.90	0.06	---	---	---	4.96	496.0
405	10	L	200	1.30	0.07	---	---	---	1.37	274.0
406	10	C	134	1.30	0.06	---	---	---	1.36	182.2

RESUMEN DE HIERROS				
D	LONG	PESO	#VAR	
mm	m	Kg	(12 m)	
8	262.08	103.5216	22	
10	797.3	491.90942	66	
14	657.6	794.42912	55	
16	992	1565.376	83	
20	136.08	335.57328	11	
TOTAL		3290.80942		



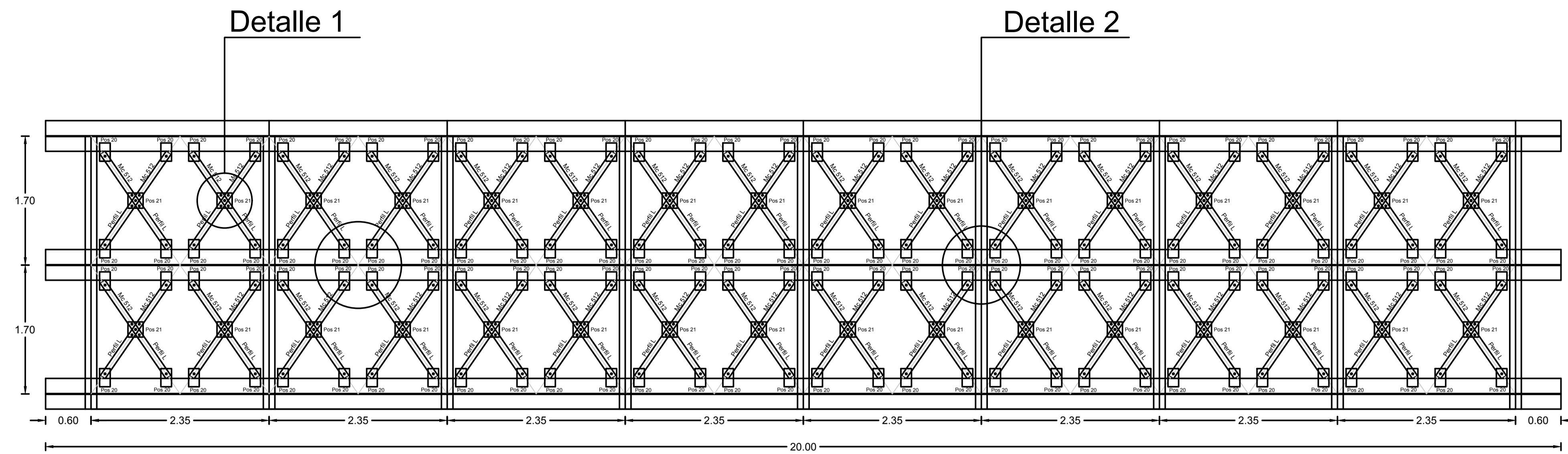
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.
- LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS ENCUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
 - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 75 Kg/cm^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

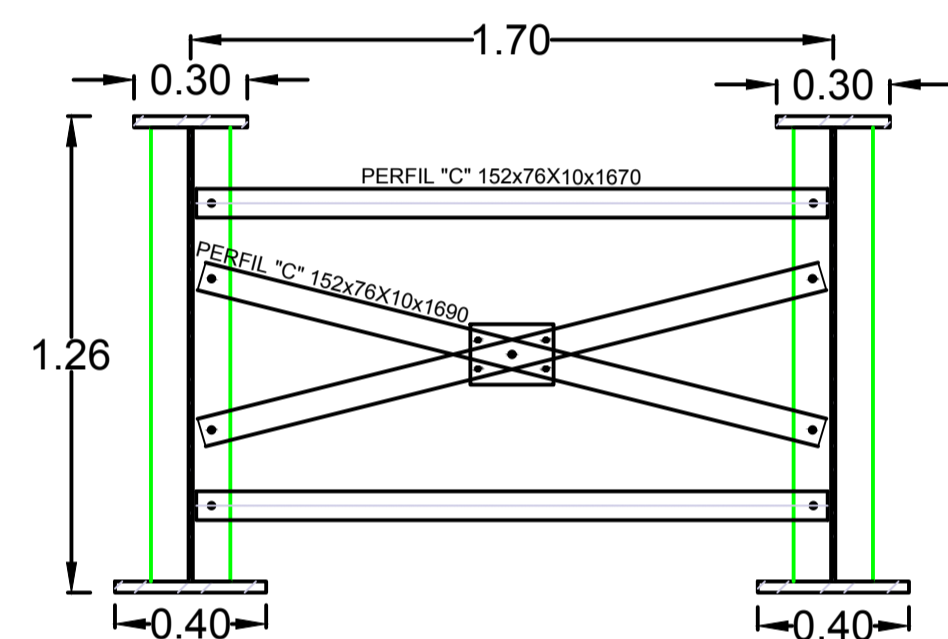
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDIANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:	DISEÑO: Wilson Leonardo Fernández G.
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Junio de 2018
	Nº LAMINA: 3/6

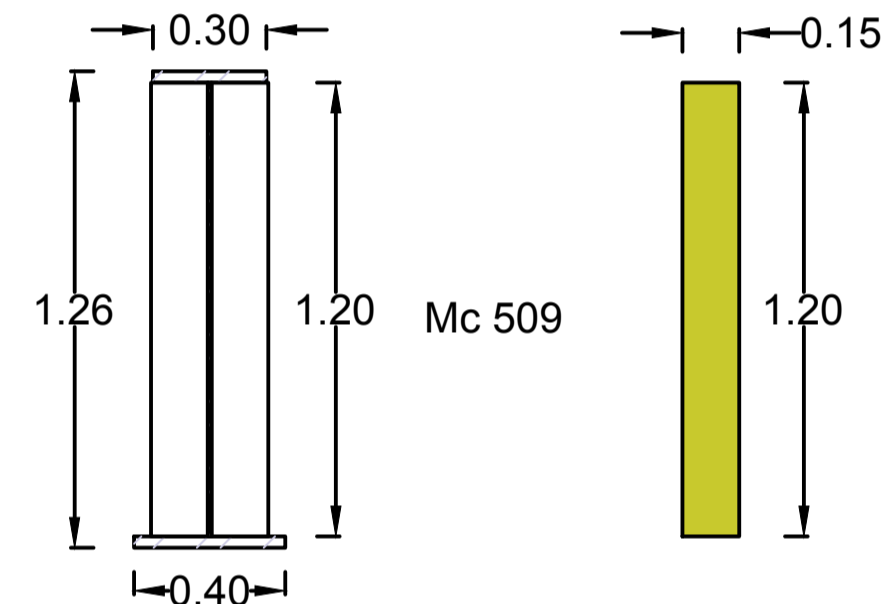
CONTIENE: TABLERO, POSTES, PASAMANOS, ACERAS, LOSA Y RESUMEN DE MATERIALES



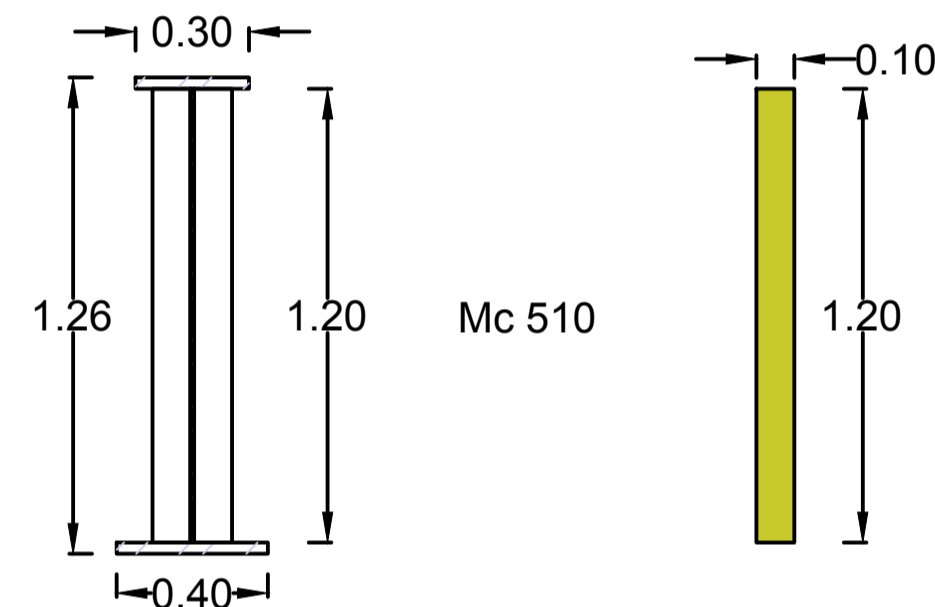
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR
ESC. 1:40



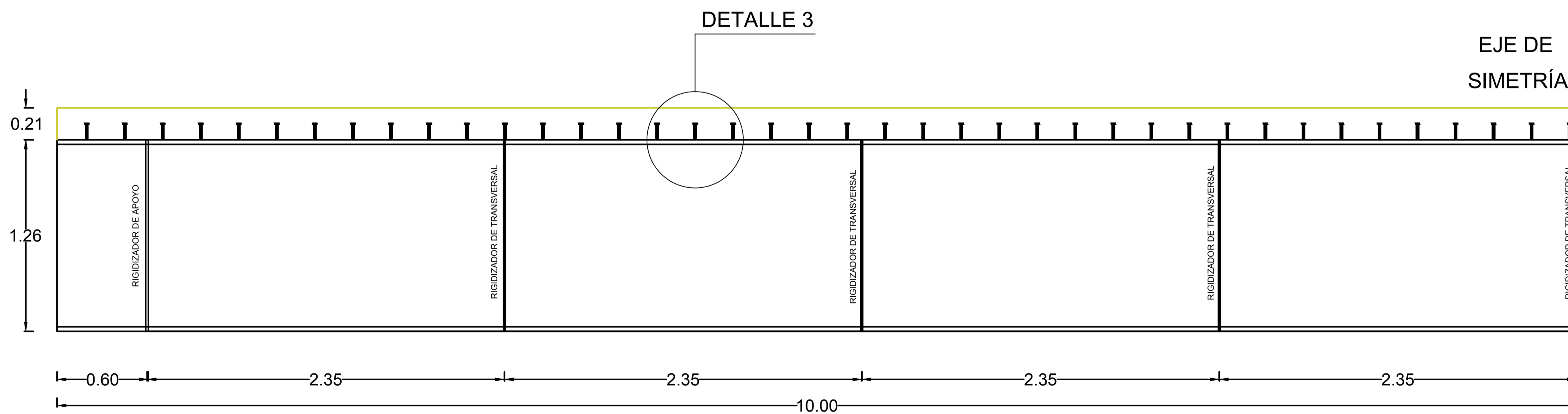
DETALLE DEL DIAFRAGMA
ESC. 1:20



RIGIDIZADOR DE APOYO
ESC. 1:20



RIGIDIZADOR DE INTERMEDIO
ESC. 1:20



ARMADO DE CONECTORES DE CORTE
ESC. 1:20

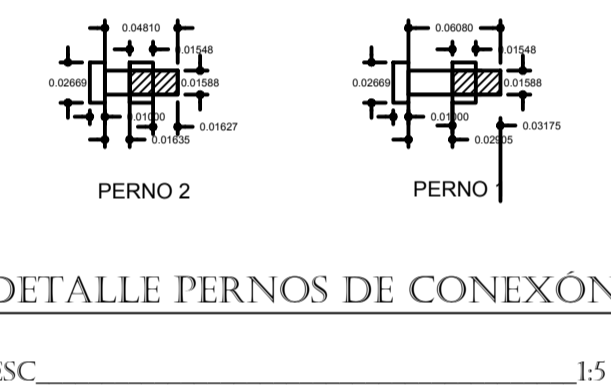
PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL										
VIGAS A-588										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
500	RECTANGULAR	24	2.35	0.03	0.3	0.02115	0.5076	7850	3984.66	Patín Superior
501	RECTANGULAR	2	0.6	0.03	0.3	0.0054	0.0108	7850	84.78	Patín Superior
503	RECTANGULAR	24	2.85	1.2	0.02	0.0684	1.6416	7850	12886.56	Alma
504	RECTANGULAR	2	0.6	1.2	0.02	0.0144	0.0288	7850	226.08	Alma
506	RECTANGULAR	24	2.35	0.03	0.4	0.0282	0.6768	7850	5312.88	Patín Inferior
507	RECTANGULAR	2	0.6	0.03	0.4	0.0072	0.0144	7850	113.04	Patín Inferior
TOTAL									22608.00	

ACERO A36 (RIGIDIZADORES TRANSVERSALES)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
509	RECTANGULAR	12.00	1.200	0.150	0.017	0.003	0.037	7850.000	288.252	De Apoyo
510	RECTANGULAR	42.00	1.200	0.100	0.007	0.001	0.035	7850.000	276.948	Intermedio
TOTAL									565.200	

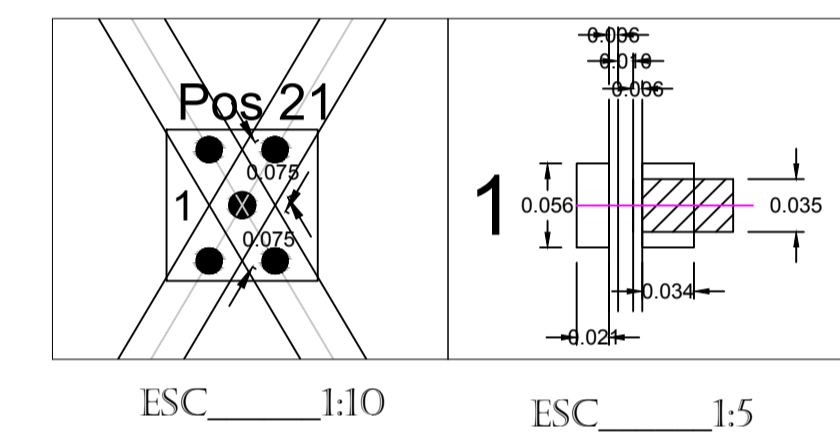
ACERO A-36 (PLACAS)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Peso (kg/m3)	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
511	RECTANGULAR	128	0.24	0.14	0.01	0.000336	0.043008	7850	337.613	POS 20
516	RECTANGULAR	32	0.2	0.2	0.01	0.0004	0.0128	7850	100.480	POS 21
TOTAL									438.093	

ACERO A-36 (CONECTORES DE CORTE)				
Mc	Número	Longitud (m)	Peso Unitario (Kg)	Peso total (Kg)
513	240	10.16	0.2908	69.792

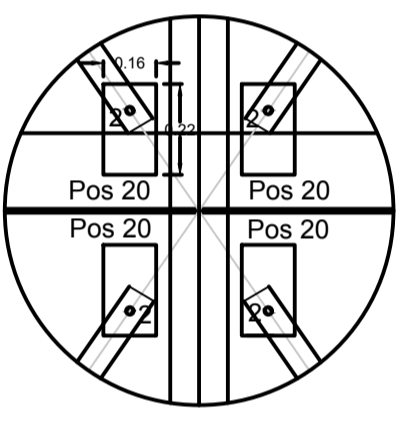
ACERO A-490 (PERNOS)												
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES					Volumen parcial (m3)	Volumen total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c	d	e					
514	1	32	0.02669	0.00992	0.60800	0.01588	0.01548	0.000131564	0.00421	7850	33.049	D=1.588 cm
515	2	128	0.02669	0.00992	0.04810	0.01588	0.01548	2.06716E-05	0.00265	7850	20.771	D=1.588 cm
TOTAL										53.820		



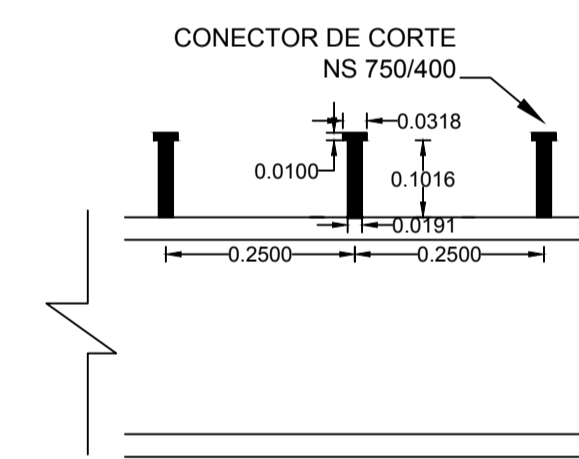
DETALLE PERNOS DE CONEXIÓN
ESC. 1:5



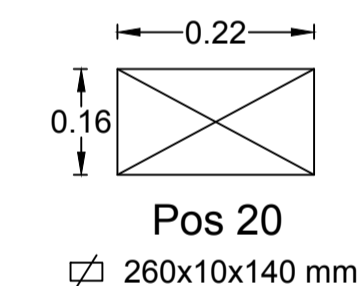
DETALLE 1
ESC. 1:10



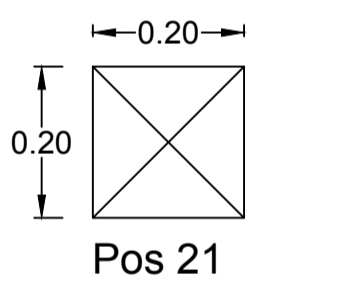
DETALLE 2
ESC. 1:20



DETALLE 3
ESC. 1:10



PLACA ACERO A-36
ESC. 1:10



PLACA ACERO A-36
ESC. 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METÁLICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 750/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

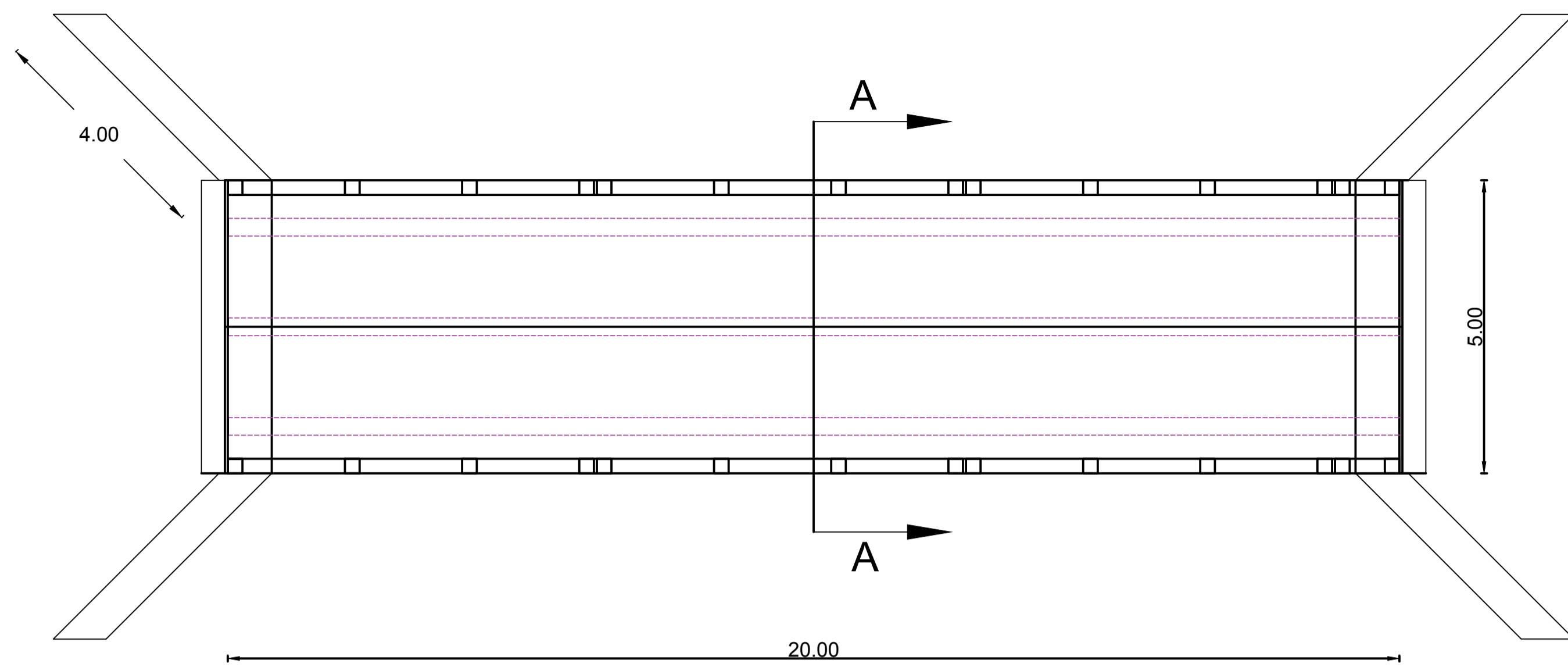
DESEÑO: Wilson Leonardo Fernández G.

FECHA: Junio de 2018

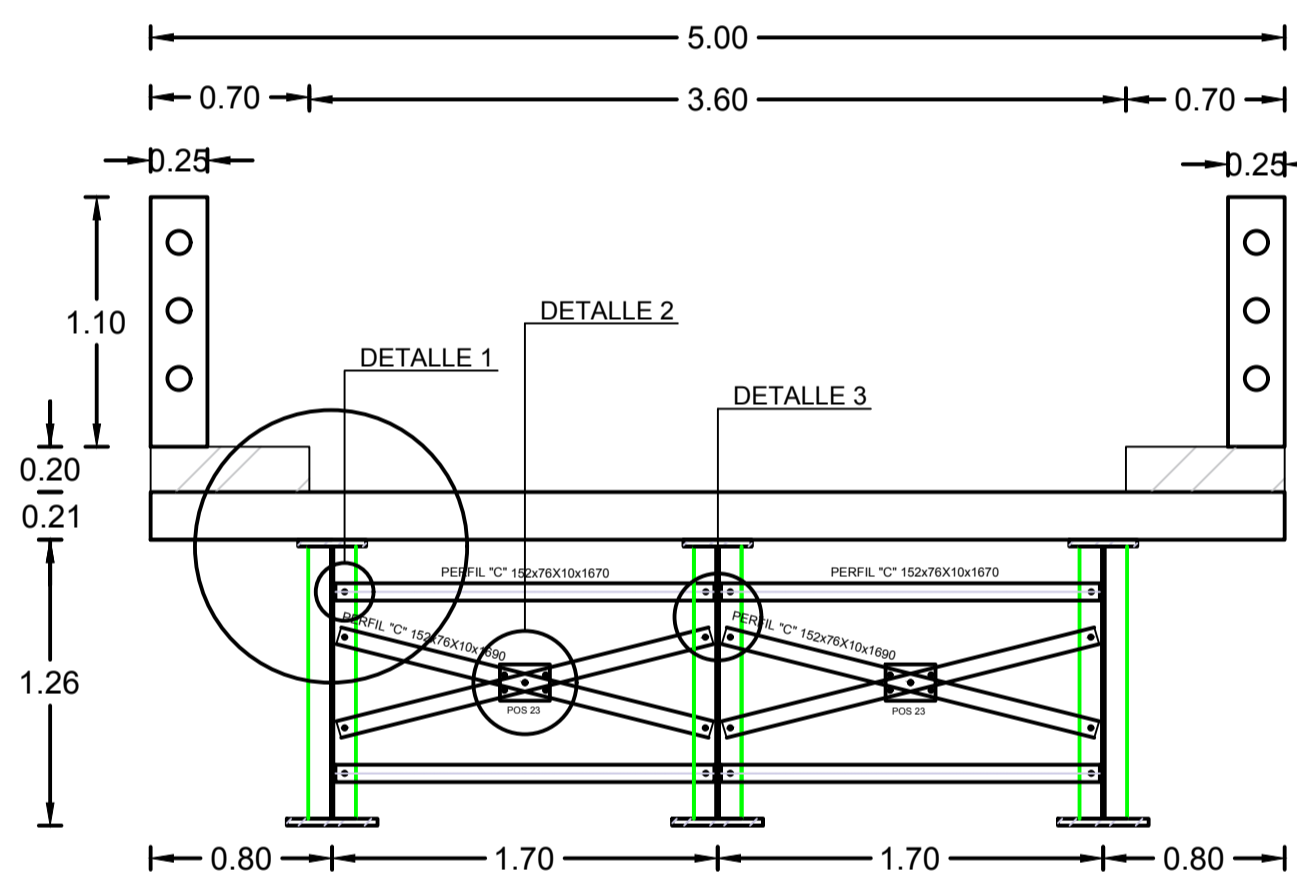
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

Nº LAMINA: 4/6

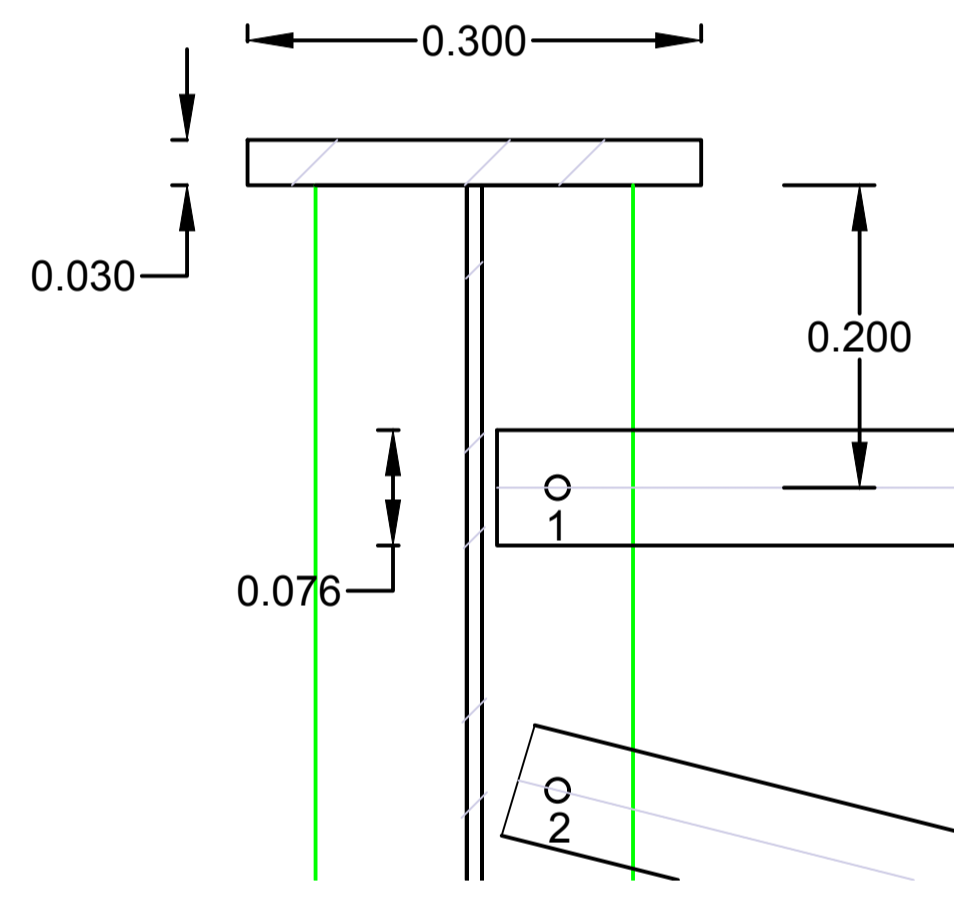
CONTIENE: VIGAS METÁLICAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, CONTRAVIENTOS Y DIAGONALES INFERIORES



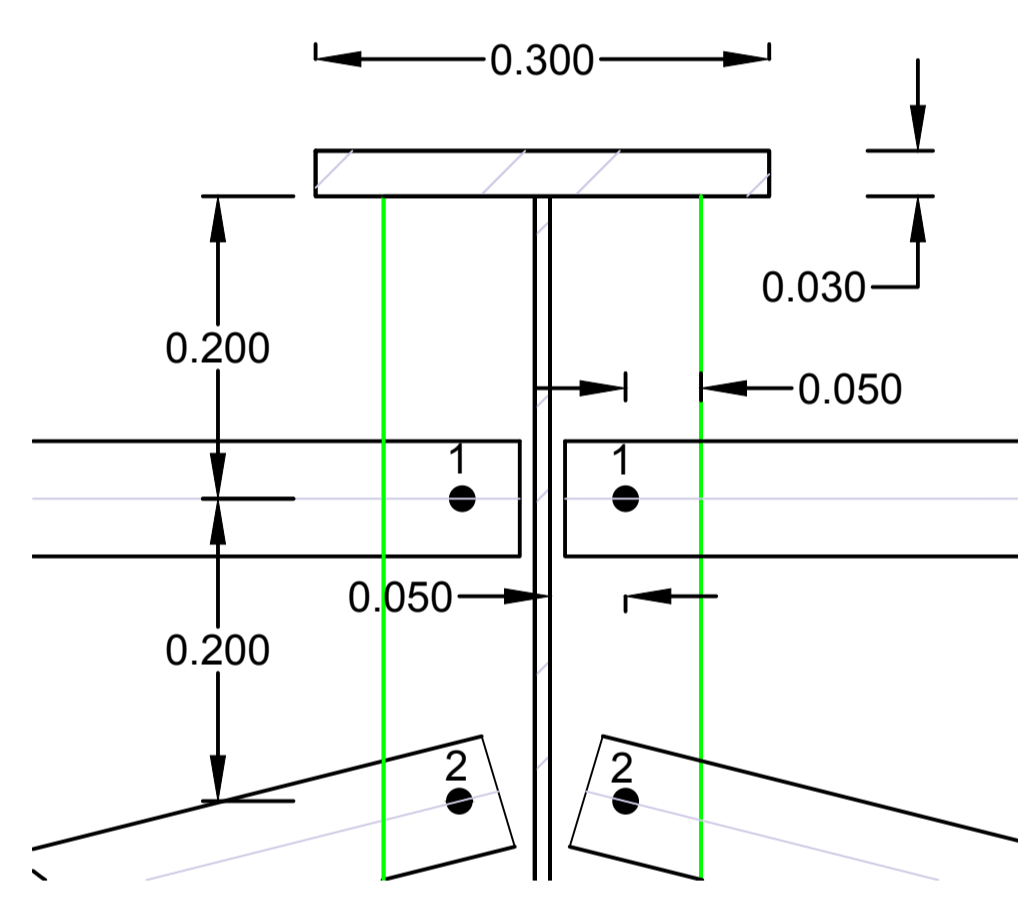
PLANTA
ESC. 1:75



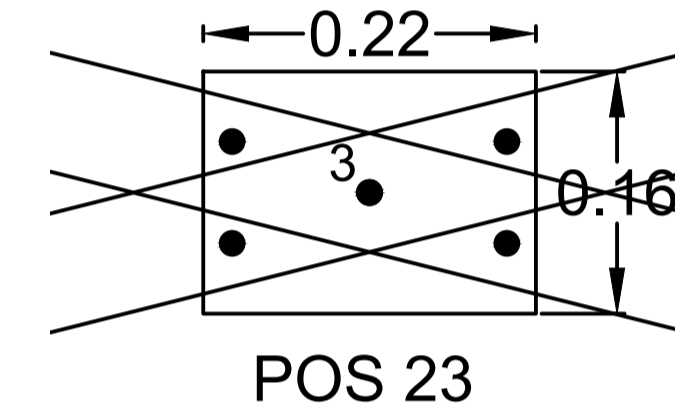
CORTE A-A
ESC. 1:30



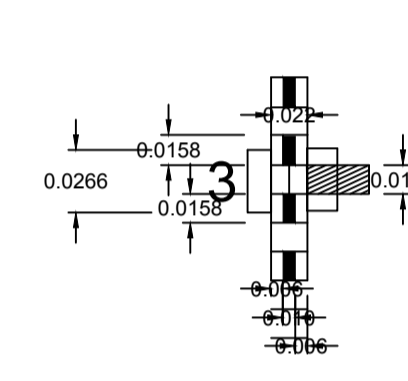
DETALLE 1
ESC. 1:5



DETALLE 3
ESC. 1:5



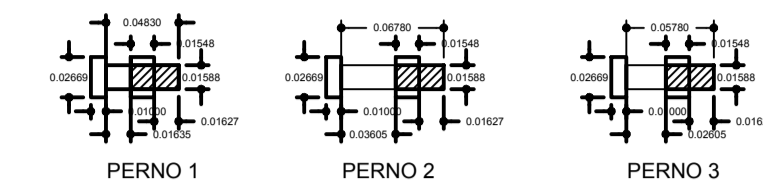
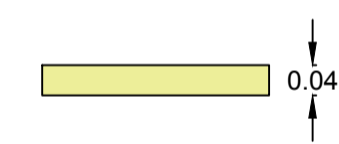
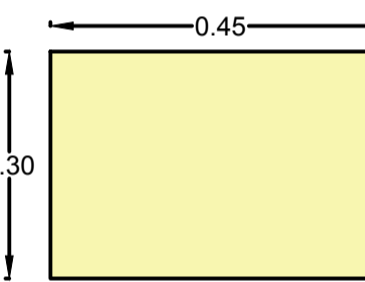
POS 23



DETALLE PERFIL L

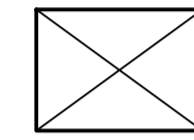
ESC. 1:5

Dispositivo elastómero de expansión, espesor de 40 mm Dureza SHORE 60



DETALLE DE PERNOS DE CONEXION

ESC. 1:5

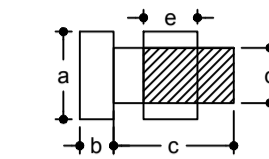


Pos 23
∅ 220x10x160 mm

PLACA ACERO A-36

ESC. 1:10

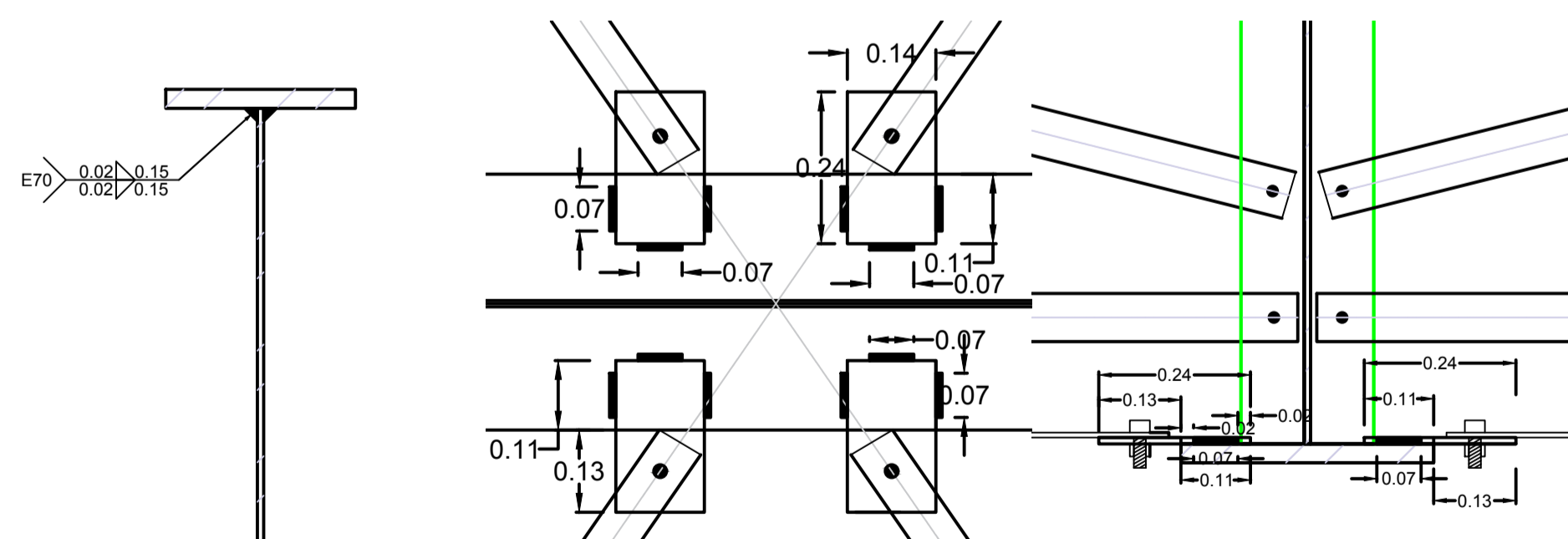
ACERO A-490 (PERNOS)												
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES					Volúmen parcial (m ³)	Volúmen total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c	d	e					
517	1	72	0.02669	0.00992	0.04800	0.01588	0.01548	2.06517E-05	0.00149	7850	11.672	D=1.588 cm
518	2	72	0.02669	0.00992	0.04830	0.01588	0.01548	2.07112E-05	0.00149	7850	11.706	D=1.588 cm
519	3	18	0.02669	0.00992	0.05788	0.01588	0.01548	2.26086E-05	0.00041	7850	3.195	D=1.588 cm
									TOTAL		26.573	



b

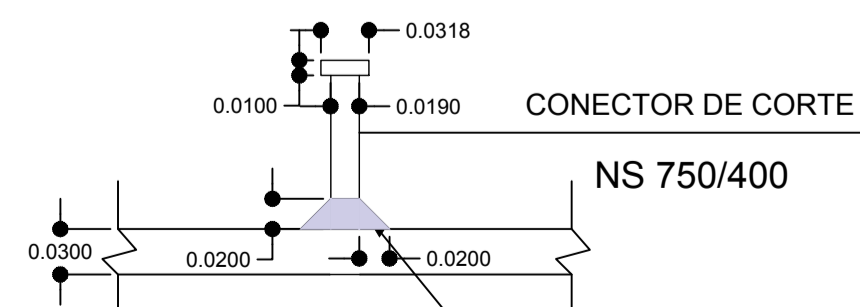
ACERO A-36 (PLACAS)											
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volúmen Parcial	Volúmen Total	Peso (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Observaciones	
			a	b	c						
520	RECTANGULAR	18	0.22	0.16	0.01	0.000352	0.006336	7850	49.738	POS 23	
									TOTAL	49.738	

ACERO A-36 (PERFIL(DIAGONALES VERTICALES, INFERIORES Y HORIZONTALES))										
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES		Volúmen Parcial (m ³)	Volúmen Total (m ³)	Densidad de acero (kg/m ³)	Peso (Kg)	Observaciones	
			Sección transversal (a)	(b)						
521	C	36	0.0001135	1.67	0.00018955	0.00682362	7850	53.565417	Contraviento Horizontal	
522	C	36	0.0001135	1.69	0.00019	0.00690534	7850	54.206919	Contraviento Vertical	
									TOTAL	107.772336



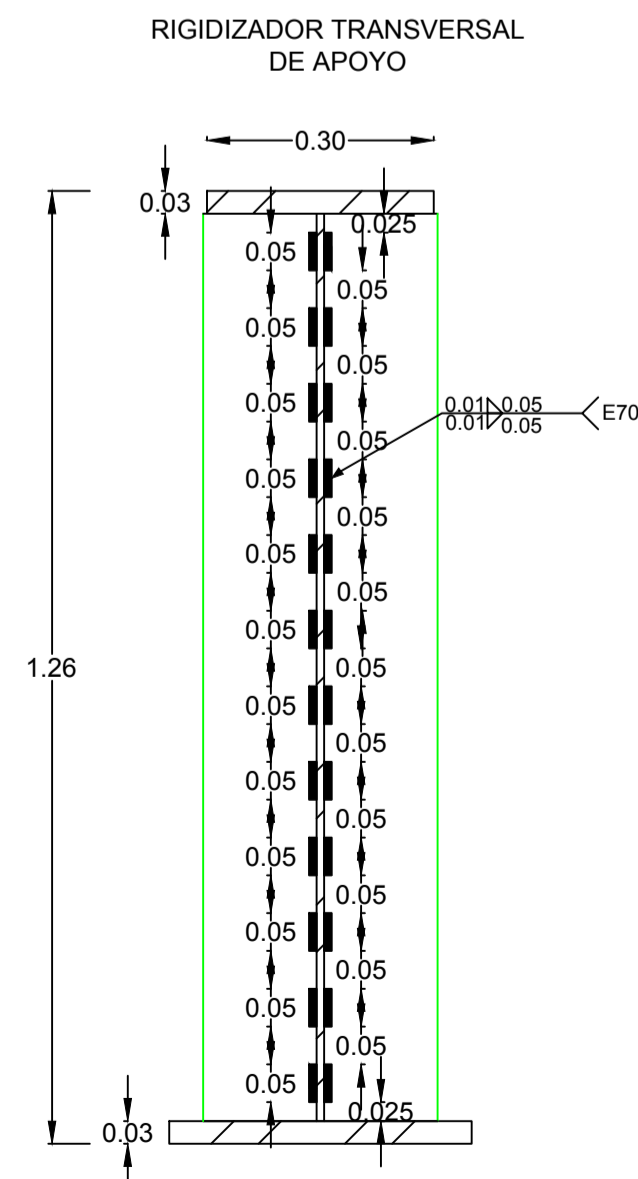
SUELDA DE FILETE PLACA - PATÍN INFERIOR

ESC. 1:10



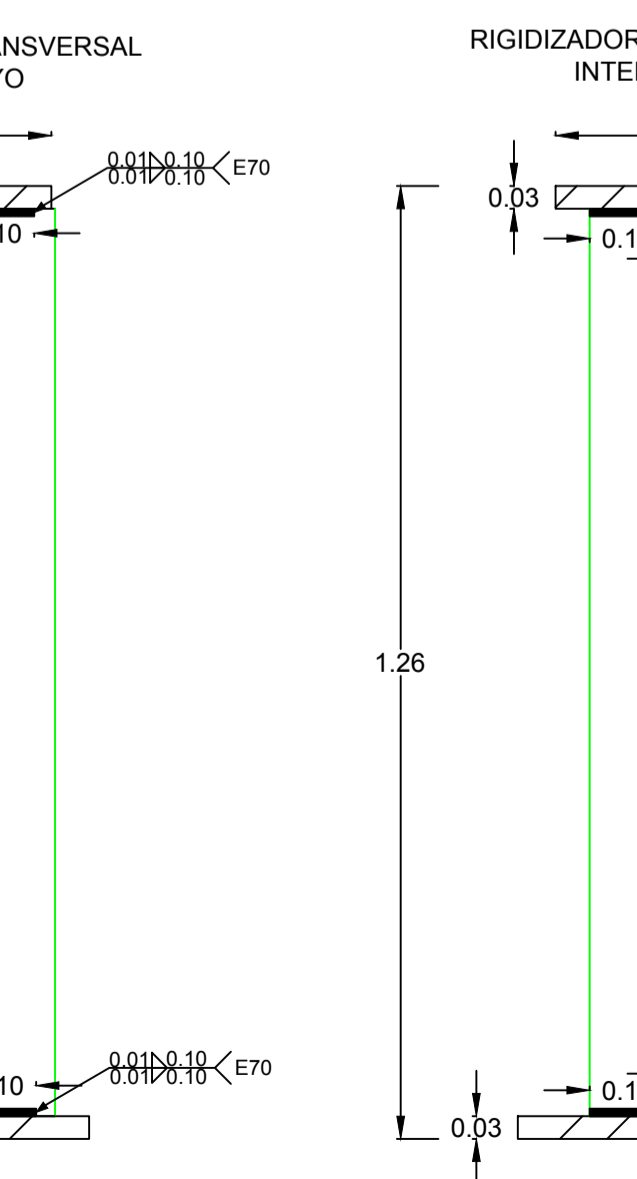
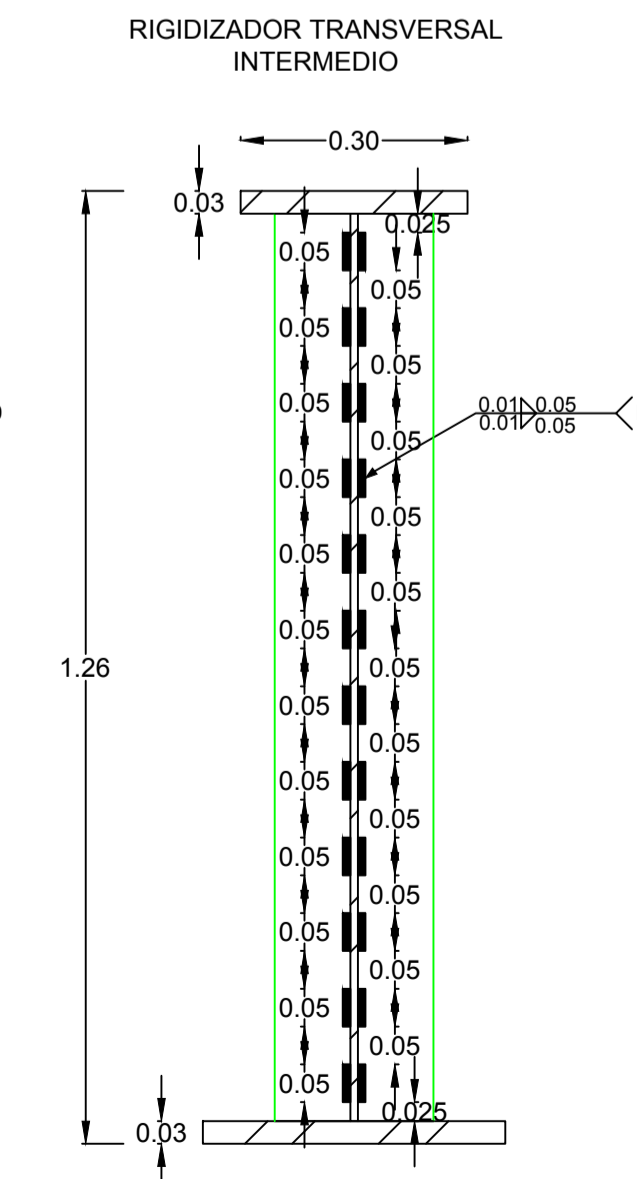
SUELDA DE FILETE ENTRE CONECTOR DE CORTE

ESC. 1:5



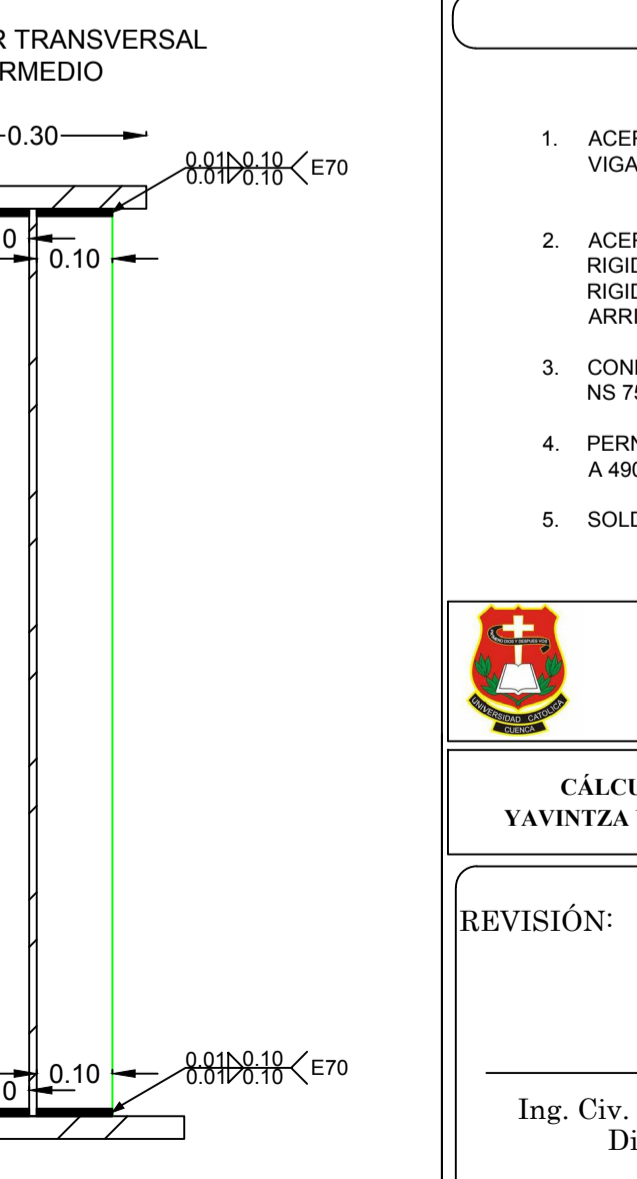
SOLDADURA DE FILETE EN RIGIDIZADORES

ESC. 1:10



SUELDA FILETE DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL-ALMA

ESC. 1:10



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METÁLICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAGRAMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 750/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)
- SOLDADURA DE FILETE, ELECTRODO E70XX



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDAZNA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

DISEÑO: Wilson Leonardo Fernández G.

FECHA:

Junio de 2018

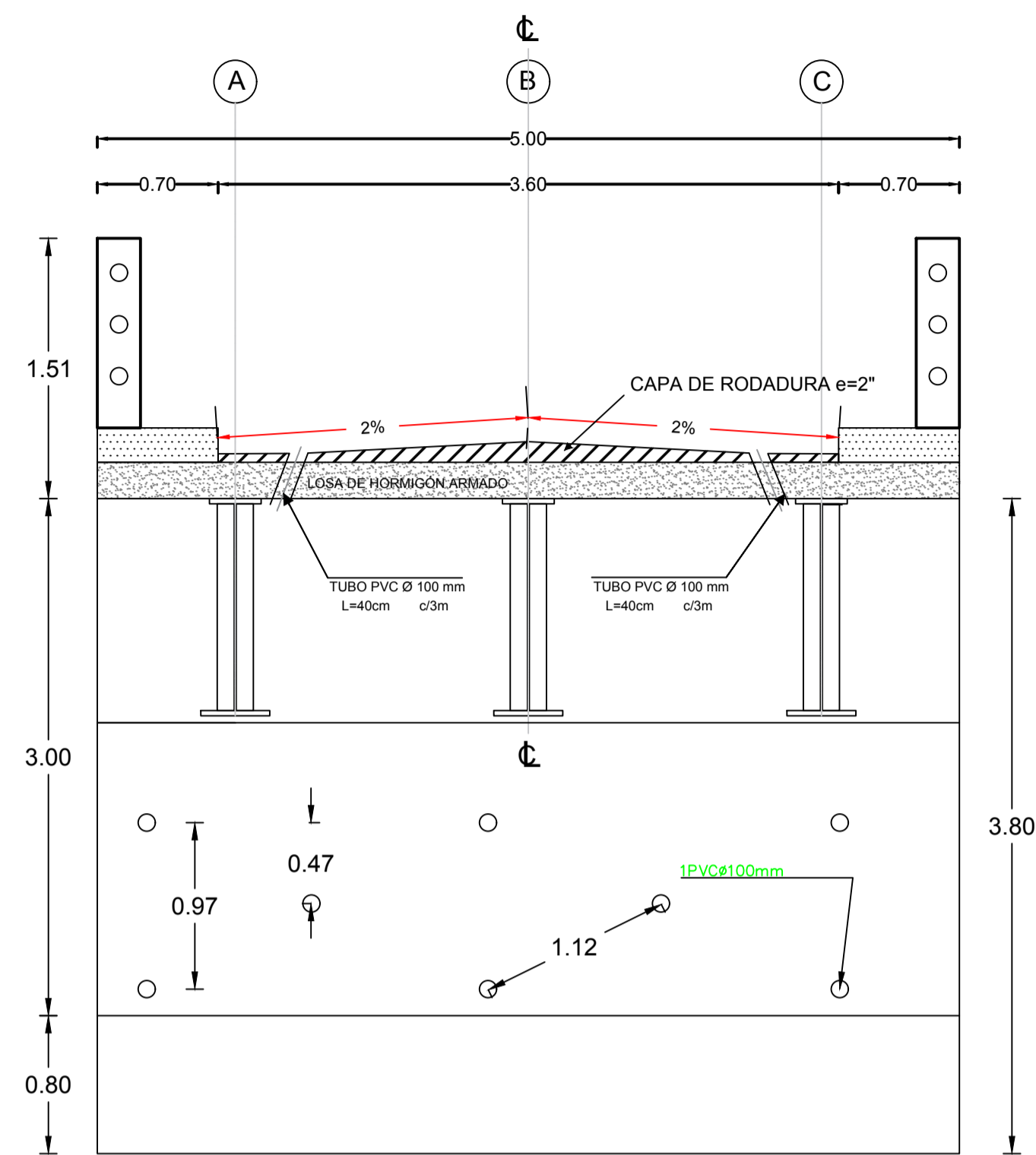
CONTIENE:

VIGAS METÁLICAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, CONTRAVIENTOS Y DIAGONALES INFERIORES

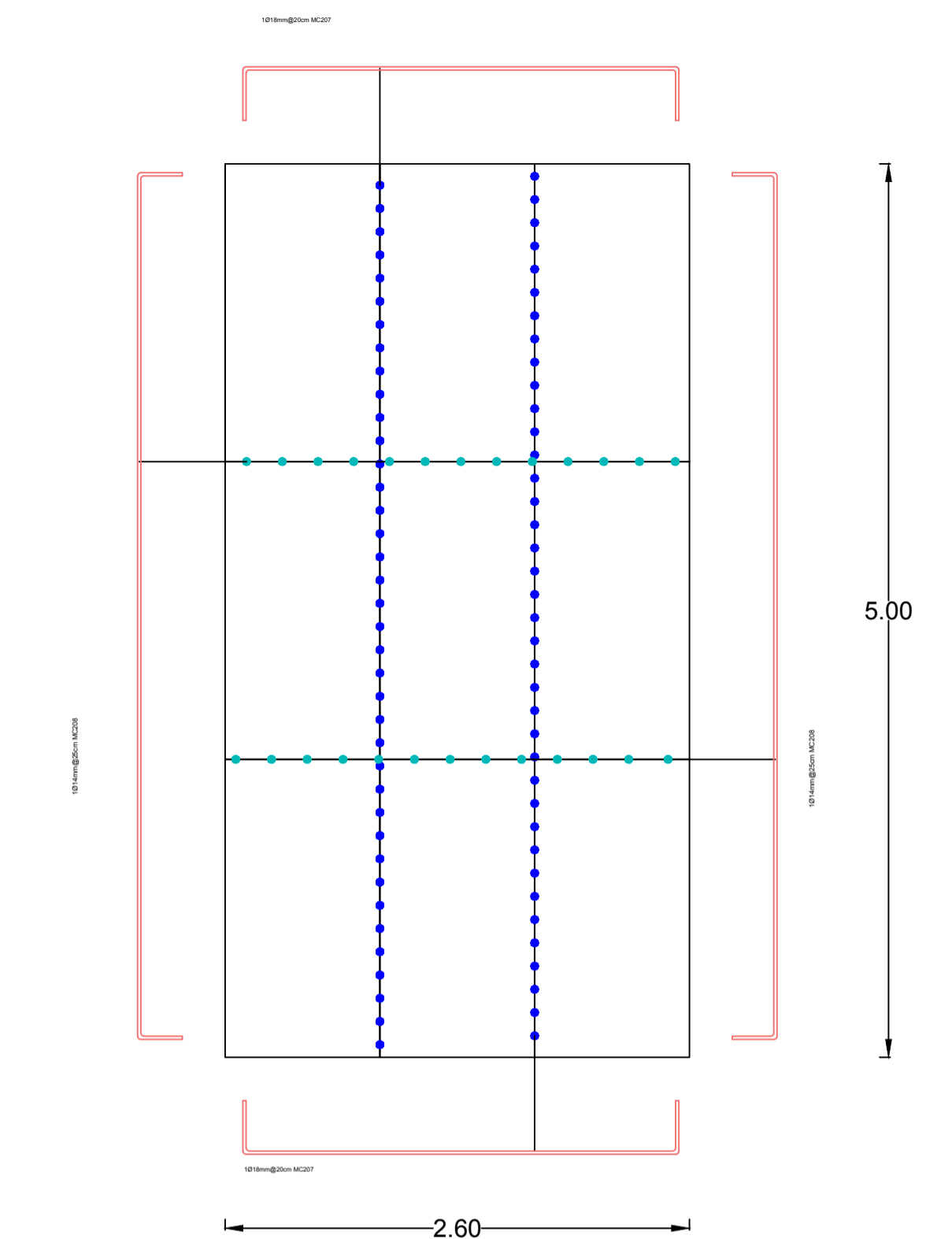
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña

Nº LAMINA: 5/6

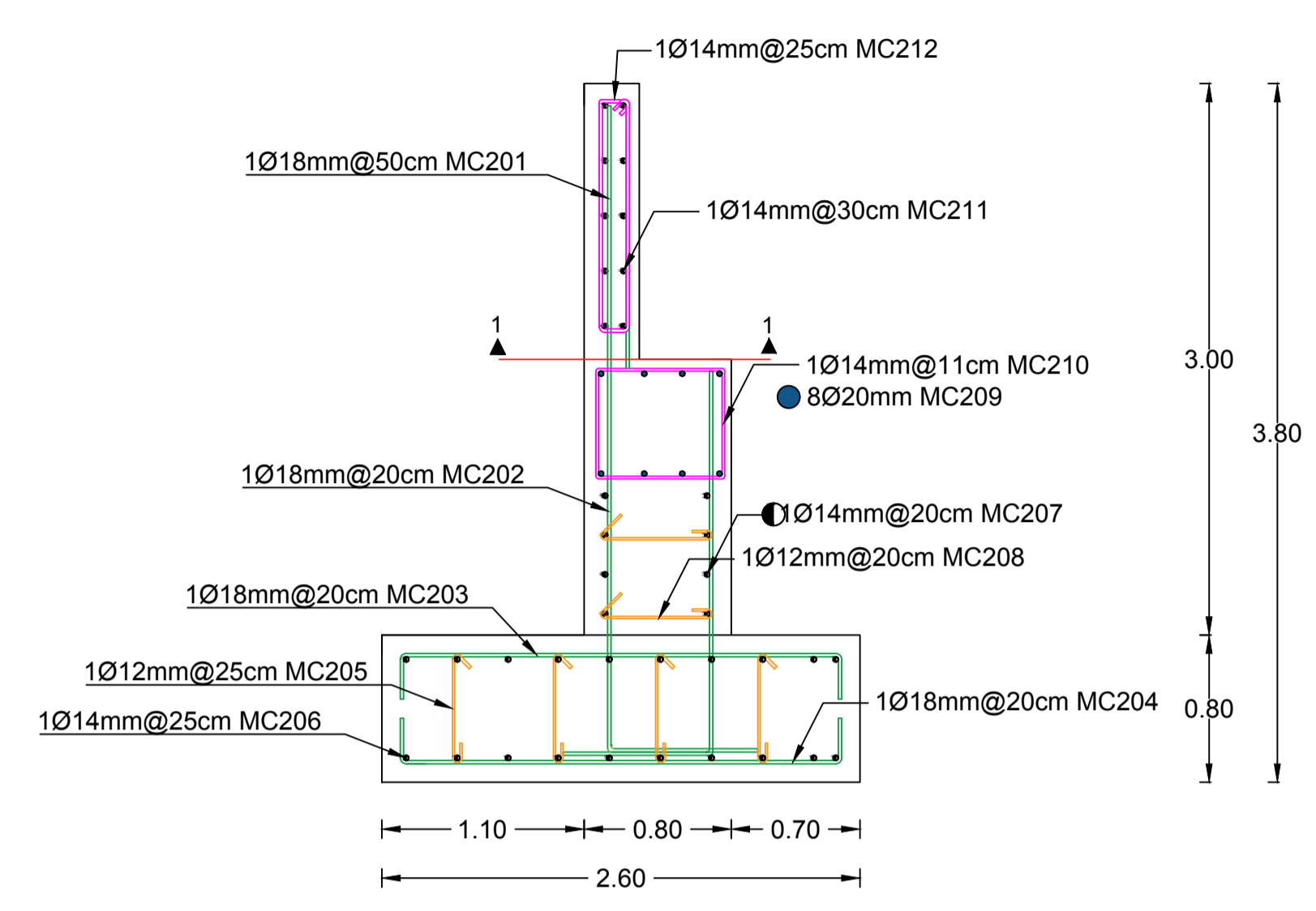
Director de Tesis



ESTRIBO VISTA FRONTAL
ESC 1:30



ARMADO DE ZAPATA- VISTA EN PLANTA
ESC 1:30



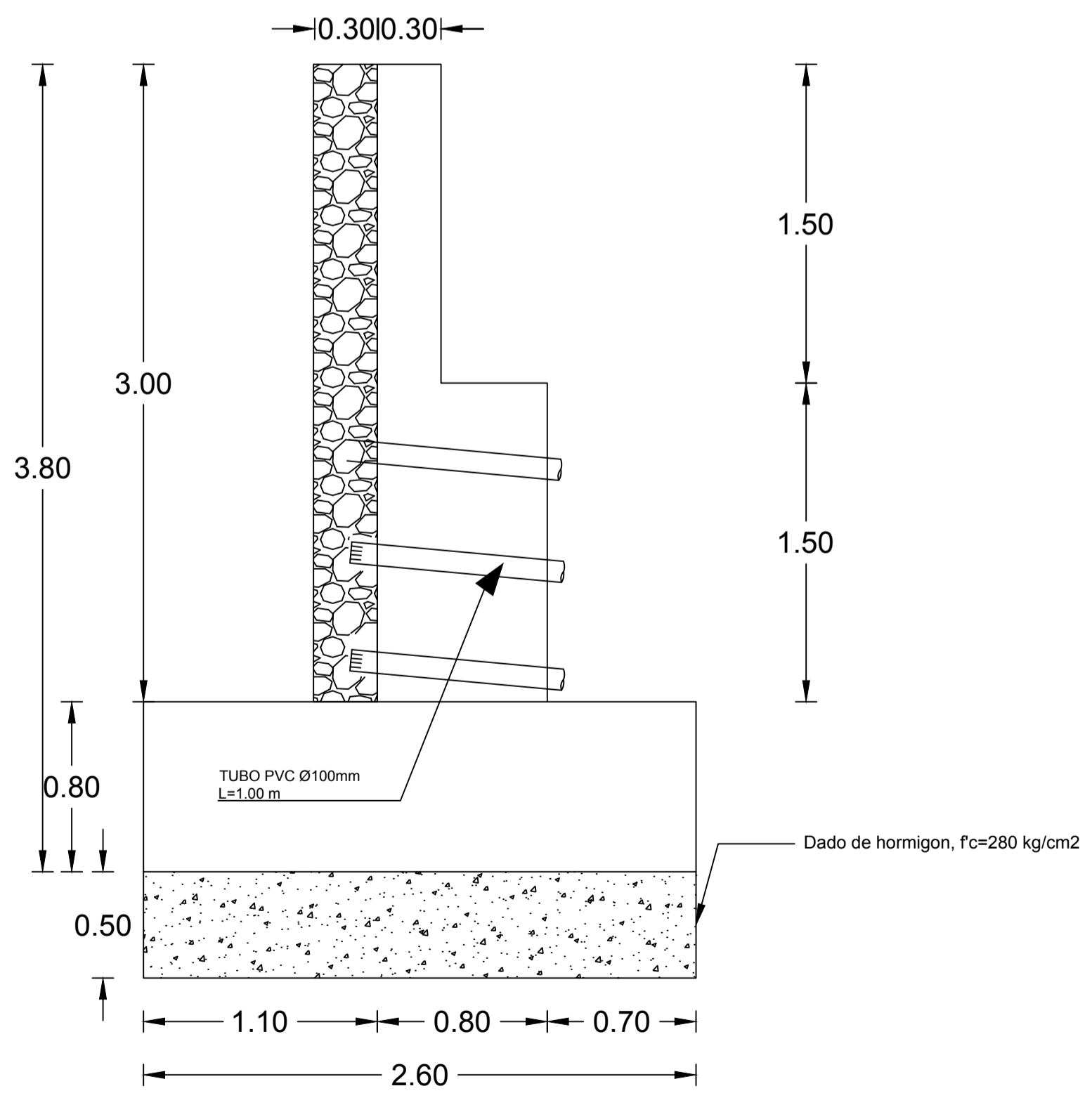
ARMADO DEL ESTRIBO
ESC 1:30

PLANILLA DE HIERROS												
MC	Ø	TIPO	CANT						Longitud Pacial (m)	Longitud Total (m)	Peso/metro kg/ml	Peso kg
				a	b	c	d	gs				
ESTRIBO												
201	18	C	20	1.5	0.072				1.572	31.44	2.000	62.880
202	18	L	50	2.15	0.78				2.93	146.5	2.000	293.000
203	18	C	25	2.4	0.22				2.62	65.5	2.000	131.000
204	18	C	25	2.4	0.22				2.62	65.5	2.000	131.000
205	12	I	100	0.54				0.2	0.74	74	0.888	65.712
206	14	C	20	4.8	0.072				4.872	97.44	1.208	117.708
207	14	C	8	4.8	0.072				4.872	38.976	1.208	47.083
208	12	I	50	0.6				0.12	0.72	36	0.888	31.968
209	20	C	8	4.8	0.072				4.872	38.976	2.466	96.115
210	14	O	44	0.7				0.08	0.78	34.32	1.208	41.459
211	14	C	10	4.8	0.072				4.872	48.72	1.208	58.854
212	14	O	20	2.54	0.32				2.94	58.8	1.208	71.030

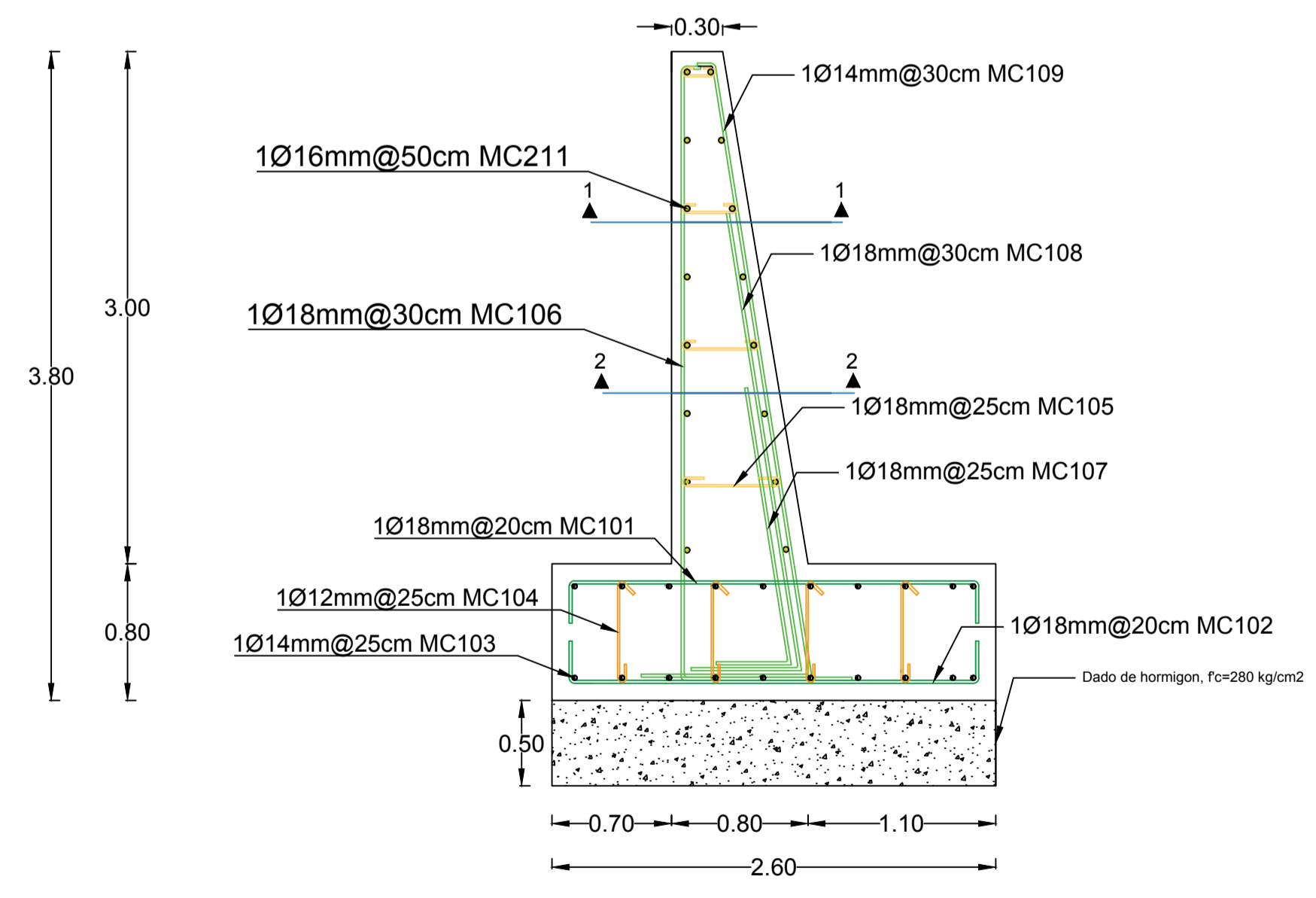
PLANILLA DE HIERROS												
MC	Ø	TIPO	CANT						Longitud Pacial (m)	Longitud Total (m)	Peso/metro kg/ml	Peso kg
				a	b	c	d	gs				
MURO DE ALA												
101	18	C	25	2.4	0.22				2.62	65.5	2.000	131.000
102	18	C	25	2.4	0.22				2.62	65.5	2.000	131.000
103	14	C	20	4.8	0.072				4.872	97.44	1.208	117.708
104	12	I	100	0.54				0.2	0.74	74	0.888	65.712
105	12	I	50	0.6				0.12	0.72	36	0.888	31.968
106	18	L	16	3.6	1				4.6	73.6	2.000	147.200
107	18	L	20	1.6	0.44				2.04	40.8	2.000	81.600
108	18	L	16	2.7	0.65				3.35	53.6	2.000	107.200
109	18	L	16	3.65	1				4.65	74.4	2.000	148.800

RESUMEN DE HIERROS				
ESTRIBO				
D	LONG	PESO	# VAR	
mm	m	Kg	(12m)	
12	110	97.680	9	
14	278.256	336.133	29	
18	308.94	308.94	26	
TOTAL		742.753		
TOTAL ESTRIBOS		1485.506		

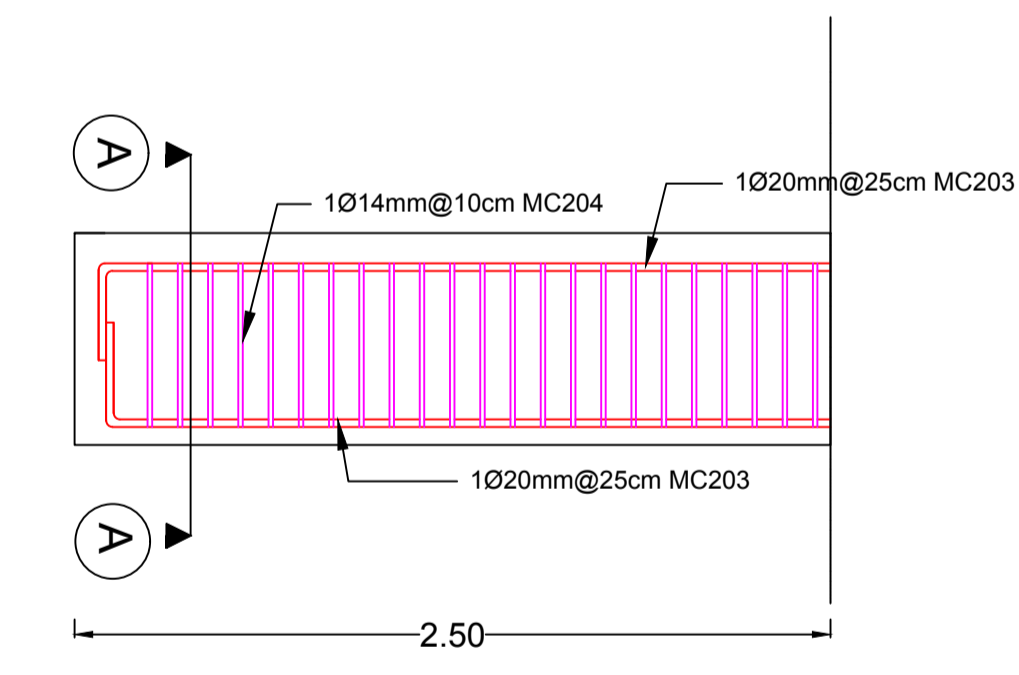
RESUMEN DE HIERROS				
MURO DE ALA				
D	LONG	PESO	# VAR	
mm	m	Kg	(12m)	
12	110	97.680	9	
14	97.44	117.708	29	
18	373.4	746.800	26	
TOTAL		962.188		
TOTAL ESTRIBOS		1924.375		



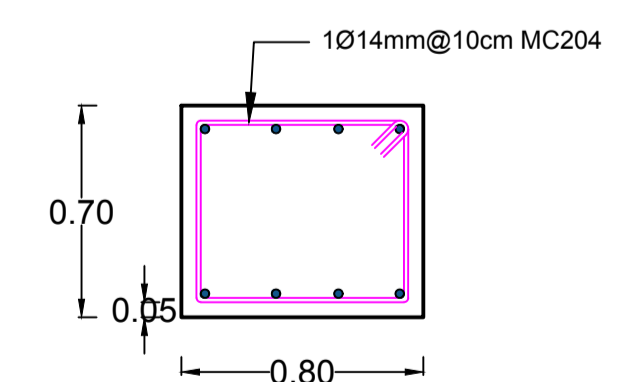
GEOMETRÍA DE ESTIBO - VISTA LATERAL
ESC 1:25



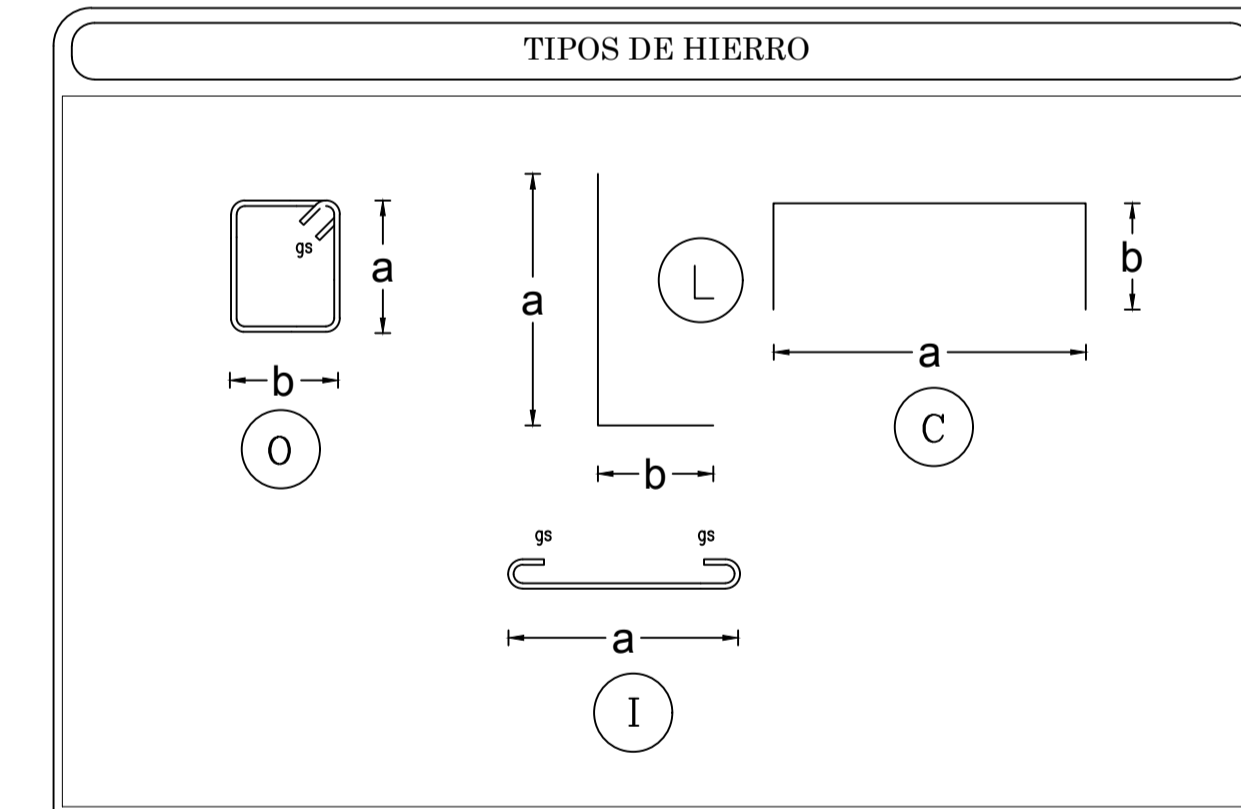
ARMADO MURO DE ALA
ESC 1:30



ARMADO DE VIGA DE ASIENTO
ESC 1:25



ESTRIBO VISTA FRONTAL
ESC 1:25



- 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 DEBERÁ 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 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
 - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 75 Kg/cm^2
 - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-83
 - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:	DISEÑO: Wilson Leonardo Fernández G.
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Junio de 2018
	Nº LAMINA: 6/6

CONTIENE: INFRAESTRUCTURA, ARMADO DE ESTRIBOS Y RESUMEN DE MATERIALES