

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO
PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA
EL ORO”**

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

ALEJANDRA MERCEDES JARAMILLO AGUILAR

DENISSE LORENA VILLAVICENCIO SALAZAR

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año – 2020

DEDICATORIA

A mi madre, Iralda; mis hermanas, Carolina y Katty; mi sobrino, Jorge Isaac y mi abuela, Mimi por su motivación y apoyo incondicional brindado a lo largo de mi vida.

Alejandra Jaramillo Aguilar

Dedico a mis abuelos que me ven desde el cielo. A mi mami Nancy y papi Alberto, que alegría que estén conmigo mientras cumpla esta meta. A mis padres por su apoyo y amor incondicional. Y a mis mascotas, que estuvieron a mi lado todos los días desde muy temprano durante la elaboración de este trabajo.

Denisse Villavicencio Salazar

AGRADECIMIENTOS

A los docentes: Davide Besenzon, Guillermo Muñoz, Arnaldo Bayona, Jhonny Encalada, Eunice Lindao y Priscila Valverde por el apoyo y contribución en el desarrollo del presente proyecto.

Al GADM del cantón Atahualpa Administración 2019 – 2023 por la colaboración brindada.

Alejandra Jaramillo Aguilar

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Mónica Salazar y Alfredo Villavicencio, por todo su esfuerzo para que nunca me falte nada. Ojalá un día pueda devolverles todo lo que me han dado.

A mi hermana, Gabriela Villavicencio, por lidiar con mi estrés durante este tiempo de pandemia y cuarentena.

A mi familia FICT, por siempre escucharme en los malos momentos y ayudarme a seguir adelante. Ustedes hicieron que la universidad se sienta como un segundo hogar.

A nuestros docentes Davide Besenzon, Guillermo Muñoz, Arnaldo Bayona, Jhonny Encalada, Eunice Lindao y Priscila Valverde por la predisposición que tuvieron siempre en el desarrollo del presente proyecto.

Denisse Villavicencio Salazar

DECLARACIÓN EXPRESA

"Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Alejandra Mercedes Jaramillo Aguilar y Denisse Lorena Villavicencio Salazar y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual"



Alejandra Mercedes
Jaramillo Aguilar



Denisse Lorena
Villavicencio Salazar

EVALUADORES

MSc. Davide Besenzon Venegas
PROFESOR DE LA MATERIA

MSc. Guillermo Muñoz Villa
PROFESOR TUTOR

RESUMEN

Este proyecto consiste en el diseño de un puente en la vía Cordoncillo – Loma Bonita – Platanal debido al deterioro de la estructura existente, considerando aspectos estructurales, socioeconómicos y ambientales, mediante modelamientos y datos in situ, con el fin de mejorar el acceso a los sectores productivos de la parroquia.

Considerándose como alternativa a desarrollar la de un puente de hormigón armado, se lo realizó en cuatro etapas: a) diseño de elementos estructurales, b) elaboración de planos, c) determinación del presupuesto y d) evaluación de impacto ambiental. Para el diseño de elementos estructurales se utilizó la norma AASHTO y el método LRFD; para la elaboración de planos se utilizó software CAD; para la determinación del presupuesto se realizó análisis de precios unitarios y, para la evaluación de impacto ambiental se utilizó el método de V. Coneza Fernández – Vítoria.

Los resultados obtenidos fueron: los planos estructurales del proyecto, las especificaciones técnicas, el presupuesto y el informe de la evaluación de impacto ambiental. Concluyendo con un diseño de un nuevo puente, el cual se validó desarrollando un análisis estructural de demanda y capacidad que fortalecerá la interacción con los sectores ganaderos y agrícolas del cantón, para así aumentar las capacidades productivas locales e intensificar la comercialización de los productos.

Palabras Clave: Hormigón armado, puente, presupuesto, impacto ambiental.

ABSTRACT

This project consists of the design of a bridge on the Cordoncillo - Loma Bonita - Platanal road, due to the deterioration of the existing structure, considering structural, socioeconomic and environmental aspects, through modeling and in situ data, in order to improve access to the productive sectors of the parish.

Considering as an alternative to develop, a reinforced concrete bridge was chosen, and it was carried out in four stages: a) design of structural elements, b) preparation of plans, c) determination of the budget and d) environmental impact assessment. For the design of structural elements, the AASHTO standard and the LRFD method were used; CAD software was used for drawing up plans; to determine the budget, an analysis of unit prices was carried out and, for the environmental impact assessment, the method of V. Coneza Fernández - Vitória was used.

The results obtained were the structural plans of the project, the technical specifications, the budget and the environmental impact assessment report. Concluding with a design of a new bridge, which was validated by developing a structural analysis of demand and capacity that will strengthen the interaction with the livestock and agricultural sectors of the canton, in order to increase local productive capacities and intensify the commercialization of products.

Keywords: Reinforced concrete, bridge, budget, environmental impact.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE PLANOS	XXVII
ÍNDICE DE APÉNDICES	XXVIII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	2
1.2 Justificación del problema	3
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo general:	3
1.3.2 Objetivos específicos:	3
1.4 Información relacionada al área de estudio	4
1.4.1 Generalidades	4
1.4.2 Ubicación geográfica	4
1.4.3 Demarcación política	4
1.4.4 Organización Comunitaria	5
1.4.5 Población	5
1.4.6 Actividad Productiva	5
1.4.6.1 Sector Agrícola	5
1.4.6.2 Sector Ganadero	6
1.4.6.3 Sector Minero	7
1.4.7 Topografía	7
1.4.8 Clima	8

1.4.9	Flora	8
1.4.10	Fundamentación teórica	9
1.4.10.1	Generalidades de puentes	9
1.4.10.1.1	Definición de puente	9
1.4.10.1.2	Componentes de un puente	9
1.4.10.1.3	Tipos de puentes	11
1.4.10.2	Introducción al diseño de puentes	15
1.4.10.2.1	Estudios preliminares para el anteproyecto.....	15
1.4.10.2.2	Estudios ingenieriles básicos para el proyecto.....	15
1.4.10.2.3	Consideraciones preliminares al diseño.....	15
1.4.10.3	Especificaciones para el diseño de puentes	18
1.4.10.3.1	Filosofía de diseño	18
1.4.10.3.2	Designación, combinación y factores de carga	20
1.4.10.3.3	Carga viva vehicular	23
1.4.10.4	Barandas para contención vehicular.....	24
1.4.10.4.1	Requisitos generales	25
1.4.10.4.2	Altura mínima.....	25
1.4.10.5	Subestructura.....	25
1.4.10.5.1	Estribos.....	25
1.4.10.5.1.1	Cargas actuantes en el estribo	25
1.4.10.5.2	Muro en voladizo.....	26
1.4.10.6	Apoyos elastoméricos o de neopreno.....	26
1.4.10.7	Marco legal.....	26
2.	METODOLOGÍA.....	28
2.1	Formulación, descripción y selección de alternativa óptima	29
2.1.1	Características.....	29
2.1.1.1	Características técnicas.....	29
2.1.1.2	Características económicas.....	29
2.1.1.3	Características sociales.....	29
2.1.1.4	Características ambientales.....	30
2.1.1.5	Características legales	30
2.1.1.6	Parámetros cuantificadores	30
2.1.2	Descripción de las alternativas	30

2.1.2.1	Alternativa A	30
2.1.2.2	Alternativa B	30
2.1.2.3	Alternativa C	31
2.1.3	Selección de alternativa óptima	31
2.2	Información Técnica Necesaria	31
2.2.1	Datos Topográficos	31
2.2.2	Datos Geológicos	31
2.2.2.1	Datos Sísmicos	31
2.2.3	Datos Geotécnicos	32
2.3	Consideraciones para el diseño	32
2.3.1	Criterios para el diseño	32
2.3.1.1	Cargas permanentes	32
2.3.1.2	Carga Viva	32
2.3.1.3	Sismo	33
2.3.2	Criterios adicionales	33
2.3.2.1	Estudio hidrológico	33
2.3.2.2	Estudio de tráfico vehicular	37
3.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	40
3.1	Información técnica procesada	41
3.1.1	Topografía	41
3.1.2	Geología	41
3.1.2.1	Sismicidad	41
3.1.3	Geotecnia	43
3.2	Consideraciones para el diseño	44
3.2.1	Determinación de soluciones	44
3.2.1.1	Cargas	44
3.2.1.1.1	Cargas Permanentes	44
3.2.1.1.2	Carga viva	45
3.2.1.1.3	Cargas para losa	46
3.2.1.1.4	Cargas para vigas	46
3.2.1.1.5	Cargas para estribos	47
3.2.2	Método Constructivo	53

3.2.3	Detalles de Diseño.....	77
3.2.3.1	Diseño de estructura complementaria: Barandas	77
3.2.3.1.1	Geometría y distribución	77
3.2.3.1.2	Cálculo estructural de las protecciones laterales	80
3.2.3.1.3	Cálculo de la resistencia de las protecciones laterales	85
3.2.3.1.4	Diseño de placa base y pernos de anclaje.....	87
3.2.3.2	Diseño de estructura complementaria: Acera	96
3.2.3.3	Diseño de superestructura: Losa	97
3.2.3.3.1	Tramo de losa en voladizo.....	97
3.2.3.3.2	Tramo de losa entre apoyos	102
3.2.3.3.3	Anclaje y traslapes de armadura.....	106
3.2.3.3.4	Comprobación por cortante	108
3.2.3.4	Diseño de superestructura: vigas	110
3.2.3.4.1	Datos iniciales y dimensiones.....	110
3.2.3.4.2	Estados de carga.....	111
3.2.3.4.3	Factores de distribución.....	112
3.2.3.4.4	Momento flector y Cortante.....	117
3.2.3.4.5	Acero de refuerzo	122
3.2.3.4.6	Anclaje y traslapes de armadura.....	125
3.2.3.5	Diseño de superestructura: diafragmas	127
3.2.3.5.1	Dimensiones y datos generales	127
3.2.3.5.2	Momento flector y Cortante.....	128
3.2.3.5.3	Acero de refuerzo	130
3.2.3.5.4	Anclaje y traslapes de armadura.....	131
3.2.3.6	Diseño de subestructura: estribos	131
3.2.3.6.1	Dimensiones.....	131
3.2.3.6.2	Datos Generales.....	133
3.2.3.6.3	Diseño de cabezal	133
3.2.3.6.4	Diseño de pantalla	138
3.2.3.6.5	Diseño de dedo	142
3.2.3.6.6	Diseño de talón.....	145
3.2.3.6.7	Diseño de diente.....	149
3.2.3.6.8	Diseño de viga de asentamiento.....	153

3.2.3.7	Diseño de subestructura: Apoyos de neopreno	155
3.2.3.7.1	Determinación de cargas y reacciones	156
3.2.3.7.2	Geometría del apoyo	157
3.2.3.7.3	Esfuerzos	158
3.2.3.7.4	Análisis de deformación por corte	159
3.2.3.7.5	Análisis de estabilidad	161
3.2.3.7.6	Acero de refuerzo	163
3.2.3.7.7	Deflexión por compresión	164
3.2.3.7.8	Anclaje.....	166
3.2.3.8	Diseño de subestructura: muros de ala	167
3.2.3.8.1	Dimensiones.....	167
3.2.3.8.2	Datos generales	167
3.2.3.8.3	Diseño de la pantalla	168
3.2.3.8.4	Diseño del dedo.....	173
3.2.3.8.5	Diseño del talón	176
3.2.3.8.6	Diseño del diente.....	178
3.2.4	Verificación	181
3.2.4.1	Diseño de superestructura: losa	181
3.2.4.2	Diseño de superestructura: vigas	182
3.2.4.3	Diseño de superestructura: diafragmas	183
3.2.4.4	Diseño de subestructura: estribos	183
3.2.4.4.1	Etapa 1	183
3.2.4.4.2	Etapa 2	188
3.2.4.4.3	Etapa 3	191
3.2.4.4.4	Etapa 4	194
3.2.4.4.5	Etapa 5	197
3.2.4.5	Diseño de subestructura: muros de ala	200
3.2.4.5.5	Etapa 1	200
3.2.4.5.6	Etapa 2	203
3.3	Criterios adicionales	206
3.4	Presupuesto	206
4.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	209

4.1	Descripción del proyecto, obra o actividad	210
4.2	Objetivos	210
4.2.1	Objetivo general.....	210
4.2.2	Objetivos específicos	210
4.3	Línea base ambiental	210
4.3.1	Caracterización del clima	211
4.3.2	Caracterización de la calidad de las aguas superficiales	211
4.3.3	Caracterización de la calidad del aire existente	213
4.3.4	Caracterización de la vida silvestre.....	213
4.4	Descripción de las actividades del proyecto	214
4.5	Identificación de factores y aspectos ambientales	215
4.6	Valoración de impactos ambientales	216
4.7	Medidas de mitigación.....	221
4.8	Certificado de intersección	222
4.9	Registro ambiental	223
4.10	Conclusiones.....	223
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	225
5.1	Conclusiones.....	226
5.2	Recomendaciones.....	226
APÉNDICE A	231
APÉNDICE B	234
APÉNDICE C	270
APÉNDICE D	276
APÉNDICE E	278

ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FICT	Facultad de ingeniería en Ciencias de la Tierra
GADMA	Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa
GADPRC	Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MAE	Ministerio del Ambiente y Agua
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
RSCS	Research Council on Structural Connections

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1.1.- Puente actual Cordoncillo - Loma Bonita. Fuente: GAD Atahualpa.	2
Ilustración 1.2.- Vista aérea del puente actual Cordoncillo - Loma Bonita. Fuente: GAD Atahualpa.	2
Ilustración 1.3.- Componentes principales de una superestructura.....	10
Ilustración 1.4.- Componentes representativos de un puente. Fuente: (<i>AASHTO LRFD Bridge Design Specifications</i> , 2007).....	11
Ilustración 1.5.- Puente del Diablo, Céret, Francia. Fuente: (Plasencia, 2014)	12
Ilustración 1.6.- Puente de Lucerna, Suiza. Fuente: (A. Suárez & flickr, 2017)	12
Ilustración 1.7.- Puente Hell Gate, New York, Estados Unidos. Fuente: (Manterola, 2019)	13
Ilustración 1.8.- Vista inferior del Pont del Regne (Puente del Reino), Valencia, España. Fuente: (Yepez, 2015).....	13
Ilustración 1.9.- Puente de la Arrábida, Porto, Portugal. Fuente: (Salguero & flickr, 2015)	14
Ilustración 1.10.- Golden Gate Bridge, San Francisco, Estados Unidos. Fuente: (Bushe & flickr, 2017)	14
Ilustración 1.11.- Alex Fraser Bridge, Vancouver, Canadá. Fuente: (Barclay & flickr, 2016)	15
Ilustración 1.1.12.- Características del camión de diseño.....	24
Ilustración 1.1.13.- Características del tándem de diseño.	24
Ilustración 3.1. Espectro de aceleración según la NEC. Elaborado por: Autores.	42
Ilustración 3.2.- Representación de fuerza proveniente de la superestructura.....	47
Ilustración 3.3.- Barandas típicas para tráfico vehicular. Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figura: A13.1.1-1	77
Ilustración 3.4.- Potencial de impacto y criterio de retiro para postes. Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figuras: A13.1.1-2 y A13.1.1-3.....	78
Ilustración 3.5.- Vista frontal de baranda con medidas en centímetros. Elaborado por: Autores.....	79
Ilustración 3.6.- Vista transversal de baranda con medidas en centímetros. Elaborado por: Autores.	80
Ilustración 3.7.- Diagrama Momento-Curvatura del poste en el sentido Y-Y. Elaborado por: Autores.	82

Ilustración 3.8.- Diagrama Momento-Curvatura del poste en el sentido X-X. Elaborado por: Autores.	82
Ilustración 3.9.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 10x10. Elaborado por: Autores.	83
Ilustración 3.10.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 20x10, en el sentido Y-Y. Elaborado por: Autores.	83
Ilustración 3.11.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 20x10, en el sentido X-X. Elaborado por: Autores.	84
Ilustración 3.12.- Modos de falla posible para barandas formadas por postes y vigas. Fuente: AASHTO LRFD 2012, CA13.3.2-1.	85
Ilustración 3.13.- Vista transversal de baranda y anclajes. Elaborado por: Autores.....	95
Ilustración 3.14.- Detalle de placa base y distribución de pernos de anclaje, en centímetros. Elaborado por: Autores.	96
Ilustración 3.15.- Vista transversal de la geometría de acera, en centímetros. Elaborado por: Autores.	96
Ilustración 3.16.- Vista transversal de losa entre apoyos con distribución de acero. Elaborado por: Autores.	106
Ilustración 3.17. Esquema de distribución de carga muerta.....	118
Ilustración 3.18. Diagrama de momento flector por carga muerta.	118
Ilustración 3.19. Diagrama de cortante por carga muerta.	118
Ilustración 3.20. Esquema de distribución de carga sobreimpuesta.	118
Ilustración 3.21. Diagrama de momento flector por carga sobreimpuesta.	118
Ilustración 3.22. Diagrama de cortante por carga sobreimpuesta.	119
Ilustración 3.23. Esquema de distribución de carga por camión de diseño - posición 1.	119
Ilustración 3.24. Diagrama de momento flector por camión de diseño $x = 8.5$ m - posición 1.....	119
Ilustración 3.25. Diagrama de cortante por camión de diseño $x = 0$ m. - posición 1....	119
Ilustración 3.26. Esquema de distribución de carga por camión de diseño - posición 2.	120
Ilustración 3.27. Diagrama de momento flector por camión de diseño $x = 8.5$ m - posición 2.....	120
Ilustración 3.28. Esquema de distribución de carga por tándem de diseño.	120

Ilustración 3.29. Diagrama de momento flector por tándem de diseño $x = 8.5$ m.....	120
Ilustración 3.30. Diagrama de cortante por tándem de diseño $x = 0$ m.	120
Ilustración 3.31. Esquema de distribución de carga carril de diseño.....	120
Ilustración 3.32. Diagrama de momento flector por carga carril de diseño.....	120
Ilustración 3.33. Diagrama de cortante por carga carril de diseño.	121
Ilustración 3.34. Dimensiones del diagrama exterior.	127
Ilustración 3.35. Dimensiones del diagrama interior.	128
Ilustración 3.36.- Geometría del estribo 1.....	132
Ilustración 3.37.- Geometría del estribo 2.....	132
Ilustración 3.38.- Diagrama de momento flector para viga de asentamiento de los estribos 1 y 2.	153
Ilustración 3.39.- Diagrama de cortante para viga de asentamiento de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	153
Ilustración 3.40.- Ubicación de reacciones por carga viva. Elaborado por: Autores....	157
Ilustración 3.41.- Curva Esfuerzo – Deformación. Fuente: AASHTO LRFD C14.7.6.3.3-1	165
Ilustración 3.42.- Vista isométrica de apoyo de neopreno. Elaborado por: Autores. ...	167
Ilustración 3.43.- Vista transversal de apoyo de neopreno. Elaborado por: Autores. ...	167
Ilustración 4.1. Mapa de cuencas, subcuencas y microcuencas.....	212
Ilustración 4.2. Registro ambiental del proyecto. Fuente: Ministerio del Ambiente y Agua.	223
Ilustración A.1. SPT N°1. Fuente: (RENGEL, 2019)	231
Ilustración A.2. SPT N°2. Fuente: (RENGEL, 2019)	231
Ilustración A.3. SPT N°3. Fuente: (RENGEL, 2019)	231
Ilustración A.4. SPT N°4. Fuente: (RENGEL, 2019)	231

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.- Distribución poblacional por parroquias.....	5
Tabla 1.2.- Resumen de cultivos sembrados en la parroquia. Fuente:(Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores.....	6
Tabla 1.3.- Clasificación de animales a nivel ganadero. Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores	7
Tabla 1.4.- Distribución de pendientes. Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores.	8
Tabla 1.5.- Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante.	17
Tabla 1.6.- Factores de modificación de carga para ductilidad. Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores. .	19
Tabla 1.7.- Factores de modificación de carga para redundancia. Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores. .	20
Tabla 1.8.- Factores de modificación de carga de importancia operativa. Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.	20
Tabla 1.9.- Cargas permanentes. Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.....	21
Tabla 1.10.- Cargas transitorias. Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.....	21
Tabla 1.11.- Combinaciones factores de carga. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 3.4.1-1). Elaborado por: Autores.....	22
Tabla 1.12.- Factores de carga para cargas permanentes. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 3.4.1-2). Elaborado por: Autores.....	23
Tabla 2.1.- Parámetros técnicos de estructuras. Elaborado por: Autores.	29
Tabla 2.2. Profundidades, cota y nivel freático de las perforaciones.	32
Tabla 2.3.- Áreas de: sección 1, sección 2 y promedio. Elaborado por: Autores	34
Tabla 2.4.- Radio hidráulico de: sección 1, sección 2 y promedio. Elaborado por: Autores	34
Tabla 2.5.- Valores de corrección para factores que afectan la rugosidad de un canal. Fuente: (Arcement & Schneider, 1989) Elaborado por: Autores	36

Tabla 2.6.- Tráfico Promedio Diario Semanal (TPDS). Fuente: GADM Atahualpa. Elaborado por: Autores.	37
Tabla 2.7.- Determinación del factor de ejes. Elaborado por: Autores.	38
Tabla 2.8.- Factor de Ajuste Mensual Ponderado (FMP). Fuente: (GEOPLADES, 2012). Elaborado por: Autores	38
Tabla 2.9.- TPDA para el año 2017. Elaborado por: Autores.....	38
Tabla 2.10.- Tasas de crecimiento anual del tráfico vehicular.	39
Tabla 2.11.- Proyección del TPDA. Elaborado por: Autores	39
Tabla 3.1.- Cotas de nueva estructura. Elaborado por: Autores.	41
Tabla 3.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	41
Tabla 3.3.- Datos y parámetros geomecánicos del tipo de suelo 1. Elaborado por: Autores.....	43
Tabla 3.4.- Datos y parámetros geomecánicos del tipo de suelo 2. Elaborado por: Autores.....	43
Tabla 3.5.- Datos para peso propio de barandas. Elaborado por: autores.....	44
Tabla 3.6.- Datos para peso propio de aceras. Elaborado por: autores.....	45
Tabla 3.7.- Datos para peso propio de carpeta asfáltica. Elaborado por: autores.....	45
Tabla 3.8.- Cargas aplicadas para la losa en voladizo. Elaborado por: Autores.	46
Tabla 3.9.- Carga muerta por viga. Elaborado por: Autores.....	46
Tabla 3.10.- Solicitaciones de carga de la superestructura para el estribo 1. Elaborado por: Autores.	47
Tabla 3.11.- Solicitaciones de carga de la superestructura para el estribo 2. Elaborado por: Autores.	47
Tabla 3.12.- Carga muerta de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	48
Tabla 3.13.- Carga muerta de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	49
Tabla 3.14.- Empuje del suelo sobre los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	50
Tabla 3.15.- Presiones ocasionadas por sobrecarga viva para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	51
Tabla 3.16.- Solicitaciones de carga debido al sismo para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	51
Tabla 3.17.- Incremento dinámico del empuje activo para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	53
Tabla 3.18.- Distribución transversal de barandas. Elaborado por: Autores.	78

Tabla 3.19.- Cargas de diseño para barandas de tráfico. Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figura: A13.2-1.	81
Tabla 3.20.- Cargas de diseño a utilizar. Elaborado por: Autores.	81
Tabla 3.21.- Valores de resistencia obtenidos. Elaborado por: Autores.	86
Tabla 3.22.- Diámetros comerciales para pernos y varillas de anclaje. Fuente: Especificación RCSC, Tabla C-2.2.	90
Tabla 3.23.- Distancia mínima al borde, mm, desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada. Fuente: Norma AISC, Tabla J3.4M.	91
Tabla 3.24.- Pretensión mínima de pernos, en toneladas. Fuente: Norma AISC, Tabla J3.1.	93
Tabla 3.25.- Resistencia de extracción del hormigón. Fuente: Design Guide, Base Plate and Anchor Rod Tabla J3.2. (JAMES M. FISHER, Ph.D. & LAWRENCE A. KLOIBER, 2006).	94
Tabla 3.26.- Dimensiones de agujero nominal, mm. Fuente: Norma AISC, Tabla J3.3M.	95
Tabla 3.27.- Acero de refuerzo para aceras. Elaborado por: Autores.	97
Tabla 3.28.- Espesores mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012. Tabla 2.5.2.6.3-1). Elaborado por: Autores	98
Tabla 3.29.- Valores de momentos obtenidos por carga muerta y viva. Elaborado por: Autores.	99
Tabla 3.30.- Factores para los estados límites. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012. Tabla 2.5.2.6.3-1) Elaborado por: Autores.	99
Tabla 3.31.- Valores obtenidos para el acero de refuerzo principal. Elaborado por: Autores.	101
Tabla 3.32.- Momentos obtenidos por carga muerta y viva. Elaborado por: Autores. .	103
Tabla 3.33.- Momentos de diseño. Elaborado por: Autores.	104
Tabla 3.34.- Comprobación de ductilidad para el acero de refuerzo principal. Elaborado por: Autores.	105
Tabla 3.35.- Valores obtenidos para el acero de refuerzo. Elaborado por: Autores. ...	106
Tabla 3.36.- Longitudes de traslape. Elaborado por: Autores.	108

Tabla 3.37.- Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.2b-1) Elaborado por: Autores	112
Tabla 3.38.- Valores constantes. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.1-2) Elaborado por: Autores.....	113
Tabla 3.39.- Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.2d-1). Elaborado por: Autores.	114
Tabla 3.40.- Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.3a-1) Elaborado por: Autores.	115
Tabla 3.41.- Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.3b-1) Elaborado por: Autores.	116
Tabla 3.42.- Valores adoptados para factores de distribución de momento y corte en vigas interiores y exteriores. Elaborado por: Autores	117
Tabla 3.43.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.	118
Tabla 3.44.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.	119
Tabla 3.45.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.	121
Tabla 3.46.- Armadura a flexión requerida para el momento máximo en vigas interior y exterior. Elaborado por: Autores.....	123
Tabla 3.47.- Distribución de la armadura a flexión requerida para el momento máximo en vigas interior y exterior. Elaborado por: Autores.	124
Tabla 3.48. Distribución del acero a cortante en las vigas interior y exterior. Elaborado por: Autores.	125
Tabla 3.49. Área de acero en caras y su distribución en vigas interior y exterior. elaborado por: Autores.	125
Tabla 3.50.- Longitudes de traslape. Elaborado por: Autores.	126
Tabla 3.51. Solicitaciones de momento flector por carga muerta para diafragmas exteriores e interiores.....	128

Tabla 3.52. Solicitaciones de cortante por carga muerta para diafragmas exteriores e interiores.	128
Tabla 3.53. Solicitaciones de momento por carga viva para diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.	129
Tabla 3.54. Solicitaciones de cortante por carga viva para diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.	129
Tabla 3.55.- Armadura mínima a flexión requerida para el momento máximo en diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.	130
Tabla 3.56.- Armadura mínima a flexión requerida para el momento máximo en diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.	130
Tabla 3.57.- Armadura mínima en caras en diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.	131
Tabla 3.58.- Empuje activo de suelo para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	133
Tabla 3.59.- Incremento dinámico del empuje sísmico para el cabezal de los estribos 1 y 2.	134
Tabla 3.60.- Fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	135
Tabla 3.61.- Momento por sobrecarga viva para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	135
Tabla 3.62.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	136
Tabla 3.63.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el cabezal de los estribos 1 y 2.	137
Tabla 3.64.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	137
Tabla 3.65.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	137
Tabla 3.66.- Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	138
Tabla 3.67.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.	138

Tabla 3.68.- Empuje activo de suelo para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	139
Tabla 3.69. Incremento dinámico del empuje sísmico para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	139
Tabla 3.70.- Fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal y la pantalla para los estribos 1 y 2.....	139
Tabla 3.71.- Momento por sobrecarga viva para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	140
Tabla 3.72.- Momentos por carga de la superestructura de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	140
Tabla 3.73.- Momentos por peso propio de la subestructura de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	140
Tabla 3.74.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	141
Tabla 3.75.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para la pantalla de los estribos 1 y 2.....	141
Tabla 3.76.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior de la pantalla para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	141
Tabla 3.77.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior de la pantalla para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	142
Tabla 3.78.- Presiones sobre el dedo de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores. .	142
Tabla 3.79.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	143
Tabla 3.80.- Cortante generado para los diferentes estados límites del dedo para los estribos 1 y 2.....	144
Tabla 3.81.- Momentos actuales y momento último por los diferentes estados límites para el dedo de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	144
Tabla 3.82.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.....	145
Tabla 3.83.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.....	145
Tabla 3.84.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	146

Tabla 3.85.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	146
Tabla 3.86.- Cortante generado para los diferentes estados límites del talón para los estribos 1 y 2.....	147
Tabla 3.87.- Momentos actuantes y momento último por los diferentes estados límites para el talón de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	148
Tabla 3.88.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.....	149
Tabla 3.89.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.....	149
Tabla 3.90.- Empuje activo de suelo para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	149
Tabla 3.91.- Incremento dinámico del empuje sísmico para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	150
Tabla 3.92.- Fuerza sísmica debido al peso propio del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	150
Tabla 3.93.- Momento por sobrecarga viva para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	150
Tabla 3.94.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	151
Tabla 3.95.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el cabezal de los estribos 1 y 2.....	151
Tabla 3.96.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	152
Tabla 3.97.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	152
Tabla 3.98.- Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	152
Tabla 3.99.- Acero de refuerzo por cortante para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.....	152
Tabla 3.100.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.....	153

Tabla 3.101.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.....	154
Tabla 3.102.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.....	155
Tabla 3.103.- Espaciamiento de estribos para la viga de asentamiento de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	155
Tabla 3.104.- Cargas aplicadas en apoyos. Elaborado por: Autores.	156
Tabla 3.105.- Esfuerzo admisible a compresión. Fuente: AASHTO LRFD Table 14.7.6.2-1.....	157
Tabla 3.106.- Valores para curva Esfuerzo – Deformación. Elaborado por: Autores. .	164
Tabla 3.107. Empuje activo de suelo para la pantalla de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	168
Tabla 3.108. Incremento dinámico del empuje sísmico para la pantalla de los muros de ala 1 y 2.	169
Tabla 3.109. Fuerza sísmica debido al peso propio de la pantalla para los muros de ala 1 y 2.	171
Tabla 3.110. Momento último para tres estados límites y momento máximo para la pantalla de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	171
Tabla 3.111. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para la pantalla de los muros de ala 1 y 2.....	172
Tabla 3.112. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	172
Tabla 3.113. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	173
Tabla 3.114. Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	173
Tabla 3.115. Acero de refuerzo por cortante para muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.	173
Tabla 3.116. Presiones sobre el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	174
Tabla 3.117. Carga vertical factorada para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	174

Tabla 3.118. Cortante generado para los diferentes estados límites del dedo para los muros de ala 1 y 2.....	174
Tabla 3.119. Momentos actuales y momento último por los diferentes estados límites para el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores	175
Tabla 3.120. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los muros de ala 1 y 2.....	175
Tabla 3.121. Acero de refuerzo por cortante para el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.....	176
Tabla 3.122. Carga vertical factorada para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	176
Tabla 3.123. Cortante generado para los diferentes estados límites del talón para los muros de ala 1 y 2.....	177
Tabla 3.124. Momentos actuantes y momento último por los diferentes estados límites para el talón de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	177
Tabla 3.125. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el talón de los muros de ala 1 y 2.....	178
Tabla 3.126. Acero de refuerzo por cortante para el talón de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.....	178
Tabla 3.127. Empuje activo de suelo para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	179
Tabla 3.128. Incremento dinámico del empuje sísmico para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	179
Tabla 3.129. Fuerza sísmica debido al peso propio del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	179
Tabla 3.130. Momento último para tres estados límites y momento máximo para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	180
Tabla 3.131. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el siente de los muros de ala 1 y 2.....	180
Tabla 3.132. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	180
Tabla 3.133. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	181

Tabla 3.134. Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.	181
Tabla 3.135. Acero de refuerzo por cortante para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.	181
Tabla 3.136.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.	182
Tabla 3.137.- Valores obtenidos para la comprobación de refuerzo mínimo. Elaborado por: Autores.	182
Tabla 3.138.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.	183
Tabla 3.139.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.	183
Tabla 3.140. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.	184
Tabla 3.141. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	184
Tabla 3.142. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.	184
Tabla 3.143. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	184
Tabla 3.144. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.	186
Tabla 3.145. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.	187
Tabla 3.146. Verificación por presiones en la base en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.	188
Tabla 3.147. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.	188
Tabla 3.148. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	189
Tabla 3.149. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.	189
Tabla 3.150. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.	189
Tabla 3.151. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.	190

Tabla 3.152. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.....	190
Tabla 3.153. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.....	191
Tabla 3.154. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2.	191
Tabla 3.155. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	191
Tabla 3.156. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2.....	192
Tabla 3.157. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	192
Tabla 3.158. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.....	193
Tabla 3.159. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.....	193
Tabla 3.160. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.....	194
Tabla 3.161. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2.	194
Tabla 3.162. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	194
Tabla 3.163. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	195
Tabla 3.164. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	195
Tabla 3.165. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.....	196
Tabla 3.166. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.....	196
Tabla 3.167. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.....	197

Tabla 3.168. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2.	197
Tabla 3.169. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	197
Tabla 3.170. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2.....	198
Tabla 3.171. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores	198
Tabla 3.172. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.....	199
Tabla 3.173. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.....	199
Tabla 3.174. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.....	200
Tabla 3.175. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2.	200
Tabla 3.176. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	200
Tabla 3.177. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2.....	201
Tabla 3.178. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores	201
Tabla 3.179. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	202
Tabla 3.180. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	202
Tabla 3.181. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	203
Tabla 3.182. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.	203
Tabla 3.183. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.....	203

Tabla 3.184. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	204
Tabla 3.185. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores	204
Tabla 3.186. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	204
Tabla 3.187. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	205
Tabla 3.188. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.....	205
Tabla 3.189.- Cotas de nueva estructura y cauce. Elaborado por: Autores.	206
Tabla 3.190.- Presupuesto de proyecto. Elaborado por: Autores.	206
Tabla 4.1. Parámetros de calidad del agua para épocas de invierno y verano. Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa, 2007). Elaborado por: Autores.....	212
Tabla 4.2. Parámetros de calidad del aire. Fuente: (IBM Cloud, 2020). Elaborado por: Autores.....	213
Tabla 4.3.- Impactos ambientales según el medio físico. Elaborado por: Autores.	216
Tabla 4.4.- Valoración de impactos ambientales según el método de V. Coneza Fernández – Vítoria. Elaborado por: Autores.	218
Tabla 4.5.- Medidas de mitigación. Elaborado por: Autores.	222
Tabla A.0.1. Valores obtenidos de las propiedades índice por estrato y por pozo.	232
Tabla C.1. Cantidades de rubro N° 1 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	270
Tabla C.2. Cantidades de rubro N° 3 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	270
Tabla C.3. Cantidades de rubro N° 4 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	270
Tabla C.4. Cantidades de rubro N° 5 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	270
Tabla C.5. Cantidades de rubro N° 6 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	270

Tabla C.6. Cantidades de rubro N° 7 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	271
Tabla C.7. Cantidades de rubro N° 8 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	271
Tabla C.8. Cantidades de rubro N° 9 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	271
Tabla C.9. Cantidades de rubro N° 10 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	272
Tabla C.10. Cantidades de rubro N° 12 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	272
Tabla C.11. Cantidades de rubro N° 13 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	273
Tabla C.12. Cantidades de rubro N° 16 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	273
Tabla C.13. Cantidades de rubro N° 18 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	274
Tabla C.14. Cantidades de rubro N° 19 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	274
Tabla C.15. Cantidades de rubro N° 21 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	274
Tabla C.16. Cantidades de rubro N° 22 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	274
Tabla C.17. Cantidades de rubro N° 24 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	275
Tabla C.18. Cantidades de rubro N° 25 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	275
Tabla C.19. Cantidades de rubro N° 26 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	275
Tabla C.20. Cantidades de rubro N° 28 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	275
Tabla C.21. Cantidades de rubro N° 31 según presupuesto general. Elaborado por: Autores	275

ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO 1 Implantación
- PLANO 2 Vistas de puente
- PLANO 3 Cimentación entrada
- PLANO 4 Cimentación salida
- PLANO 5 Vigas
- PLANO 6 Diafragmas
- PLANO 7 Losa
- PLANO 8 Aceras y barandas
- PLANO 9 Planillas de acero de refuerzo

ÍNDICE DE APÉNDICES

APÉNDICE A Información de dossier geotécnico

APÉNDICE B Análisis de precios unitarios

APÉNDICE C Desglose de cantidades

APÉNDICE D Cronograma de obra

APÉNDICE E Planos

CAPÍTULO 1

1.INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En la parroquia Cordoncillo, cantón Atahualpa, provincia de El Oro, se localiza el puente que se desea reemplazar debido a su deterioro y el cumplimiento de su vida útil. La estructura es parte de la vía Cordoncillo – Loma Bonita – Platanal ubicada sobre el río Palto, la cual permite la conexión de la parroquia en cuestión con los sectores productivos. Véase *ilustración 1.1* y *1.2*.



Ilustración 1.1.- Puente actual Cordoncillo - Loma Bonita. Fuente: GAD Atahualpa.



Ilustración 1.2.- Vista aérea del puente actual Cordoncillo - Loma Bonita. Fuente: GAD Atahualpa.

En la actualidad, la vía principal de acceso a la parroquia Cordoncillo es la vía Paccha - Zaruma, la misma que se ve afectada en época de invierno y corta el tránsito vehicular entre las dos ciudades. Debido a esta situación, el puente mencionado se convierte en una vía alterna de conexión entre los cantones de Zaruma y Atahualpa, además de

cumplir con sus funciones principales de permitir la movilización y comercialización de productos agrícolas.

1.2 Justificación del problema

El Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo se ha planteado como hipótesis que el reemplazo del puente por uno nuevo sobre el río Palto permitirá fortalecer la interacción con los sectores ganaderos y agrícolas del cantón, para así aumentar las capacidades productivas locales e intensificar la comercialización de estos productos.

Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del GAD del cantón, la agricultura es la rama de actividad de primer nivel que representa el porcentaje más alto en la población económicamente activa, con un 25%, que representa a 566 personas dedicadas a la agricultura. Siendo los principales cultivos que se dan en esta zona el café, caña de azúcar y banano, además de frutas y vegetales varios, estos productos son para consumo interno, y a la vez, para la venta en los cantones vecinos o en otras ciudades del país. (Fernández et al., 2019).

Con base en esto, la Junta Parroquial de Cordoncillo y el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa han manifestado su interés en la construcción de un puente sobre el río Palto que reemplace el existente, debido a su potencial deterioro. En esta nueva estructura se tomará en cuenta el tipo de suelo del sector de ubicación y los cimientos adecuados, además del tránsito actual que circula por esta ruta de acceso. Con este planteamiento se busca analizar las alternativas de tipos de puentes más idóneos para la litología de la ubicación.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general:

Diseñar un puente, considerando aspectos estructurales, socioeconómicos y ambientales, mediante modelamientos y datos in situ, con el fin de mejorar el acceso a los sectores productivos de la parroquia Cordoncillo.

1.3.2 Objetivos específicos:

- Desarrollar proyecciones de tráfico, mediante el uso de datos provistos por el GAD Parroquial de Cordoncillo.

- Modelar estructuralmente los elementos diseñados para verificar su cumplimiento con las normas AASHTO y el método LRFD según corresponda.
- Presupuestar la obra civil considerando los materiales y todas las fases necesarias para su ejecución.
- Evaluar el impacto ambiental del desarrollo del proyecto en el sector.
- Presentar planos del proyecto civil que muestren a detalle los componentes estructurales.

1.4 Información relacionada al área de estudio

1.4.1 Generalidades

La parroquia rural de Cordoncillo corresponde al 17.20% de la población del cantón Atahualpa, constituyendo la segunda parroquia rural más poblada. Actualmente la población cuenta con servicios básicos deficientes, no existiendo un adecuado sistema de agua potable y deficiente sistema de alcantarillado y recolección de los desechos sólidos. Las actividades productivas principales son: agricultura, ganadería y minería. Sin embargo, existen 288 personas dedicadas a la actividad doméstica, siendo principalmente mujeres. (Fernández et al., 2019)

1.4.2 Ubicación geográfica

En la parroquia Cordoncillo, cantón Atahualpa, provincia de El Oro, se encuentra centrada la problemática del estudio a presentar. Esta parroquia, se ubica en las coordenadas geográficas latitud 3° 35' 25", longitud 73° 38' 52" y tiene un rango altitudinal de 1000-3560 metros sobre el nivel del mar. Además, tiene una extensión superficial de 247,49 hectáreas y sus colindancias son las siguientes (Fernández et al., 2019):

- Norte: cantón Chilla.
- Sur: parroquia Huertas y cabecera cantonal Paccha.
- Este: parroquia Huertas.
- Oeste: cabecera cantonal Paccha.

1.4.3 Demarcación política

La parroquia Cordoncillo cuenta con los siguientes barrios y sitios: (Fernández et al., 2019)

- **Barrios:** El Chupo y Piedras Verdes.

- **Sitios:** Los Pinos, El Salado, Valle Hermoso, El Progreso y Miraflores.

1.4.4 Organización Comunitaria

En la parroquia Cordoncillo existen organizaciones como: la organización Montubia ubicada en el barrio Piedras Verdes y el Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural, el cual cuenta con 15 funcionarios públicos. Además, según (Fernández et al., 2019) “en el cantón Atahualpa no existe la cultura de trabajar en red o asociatividad, por cuanto no existe voluntad para fomentar esta forma de trabajo”.

1.4.5 Población

El cantón Atahualpa representa el 0.04% de la población total del país y el 0.97% de la población provincial. La distribución poblacional por parroquias se muestra en la tabla 1.1:

Tabla 1.1.- Distribución poblacional por parroquias.

Fuente: (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), 2010). Elaborado por: Autores.

Circunscripción Territorial		Número de Habitantes	Porcentaje [%]
País:	Ecuador	14 483 499	100
Provincia:	El Oro	600 659	4.15
Cantón:	Atahualpa	5833	100
Parroquias:	Paccha (cabecera cantonal)	2311	39.62
	Ayapamba	1387	23.78
	Cordoncillo	1003	17.20
	Milagro	472	8.09
	San José	365	6.26
	San Juan	295	5.06

1.4.6 Actividad Productiva

1.4.6.1 Sector Agrícola

Las áreas destinadas a cultivos en la parroquia cordoncillo corresponden el 5% de la superficie total. Según el III Censo Agropecuario, se determina los tipos de cultivo que se siembra en la parroquia son: aguacate, banano, café, caña de azúcar, capulí, guaba, limón, mandarina, mango, manzana, naranja, papaya, pera, plátano y zapote. La tabla 1.2 detalla la superficie que ocupa cada cultivo, su producción, venta y rendimiento. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015)

Las actividades productivas son desarrolladas de la siguiente manera: 80 personas en la cabecera parroquial, 19 en Piedras Verdes, 34 en El Chupo, 42 en los Pinos, 12 en Mira Flores, 31 en El progreso y 13 en Valle Hermoso. (Fernández et al., 2019)

Tabla 1.2.- Resumen de cultivos sembrados en la parroquia.

Fuente:(Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores

Producto	Superficie Cultivada [Ha]	Producción	Ventas	Rendimiento
Aguacate	0.5	1.1	0.7	2.2
Banano	3.4	87.1	63.3	25.6
Café	28.4	2.6	2.5	0.1
Caña de Azúcar	30.8	4.5	4.0	0.1
Capulí	0.1	0.0	0.0	0.2
Guaba	0.5	0.4	0.3	0.8
Limón	0.8	0.9	0.9	1.2
Mandarina	0.9	0.8	0.6	0.9
Mango	1.1	1.2	1.2	1.1
Manzana	0.3	0.2	0.2	0.5
Naranja	2.3	13.6	13.6	5.9
Papaya	0.4	1.0	1.0	2.8
Pera	0.2	0.1	0.1	0.5
Plátano	0.7	16.2	12.3	22.9
Zapote	0.2	4.1	3.3	20.7

1.4.6.2 Sector Ganadero

Según el (III Censo Agropecuario, 2000), el tipo de animales que se crían en la parroquia se divide en tres categorías: ganado mayor, ganado menor y aves. La tabla 1.3 detalla la clasificación y porcentajes de los mismos. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015)

Las actividades ganaderas son desarrolladas de la siguiente manera:

- **Ganado vacuno:** 30 familias en cabecera parroquial, 20 familias en Piedras Verdes, 10 familias en El Chupo, 6 familias en Los Pinos, 1 familia en Miraflores y 7 familias en el Progreso.

- **Ganado porcino:** 5 familias en cabecera parroquial, 7 familias en Piedras Verdes, 3 familias en El Chupo, 4 familias en Los Pinos, 3 familias en Miraflores, 5 familias en el Progreso y 2 familias en Valle Hermoso.
- **Aves:** 1 familia en cabecera parroquial, 1 familia en Piedras Verdes, 1 familia en El Chupo, 1 familia en Los Pinos, 1 familia en Miraflores, 1 familia en el Progreso y 1 familia en Valle Hermoso.

Tabla 1.3.- Clasificación de animales a nivel ganadero.

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores

Clasificación		Número	%
Ganado mayor	Vacuno	410	100
Ganado menor	Porcino	74	100
Aves	Pollos	235	45
	Gallos / gallinas	273	53
	Patos	6	1
	Pavos	5	1

1.4.6.3 Sector Minero

A nivel cantonal esta actividad ha incrementado considerablemente a tal punto que es la tercera de mayor importancia después de la producción agrícola y ganadera, su auge se debe a que existen importantes yacimientos auríferos en las parroquias de Ayapamba, San José, Milagro, San Juan de Cerro, Cordoncillo y en la cabecera cantonal Paccha. En la cabecera parroquial y el barrio Piedras Verdes, 20 y 27 personas se dedican al trabajo en la minería según corresponde.

1.4.7 Topografía

Cordoncillo se encuentra ubicada en las estribaciones suroccidentales de la cordillera de los Andes y se caracteriza por una topografía variada, con presencia de pendientes fuertes. La tabla 1.4 describe la distribución de las pendientes; a partir de la cual se concluye que predominan las pendientes de 0 al 25% abarcando el 53.30% de la superficie, dentro de las que se desarrollan actividades agrícolas y pecuarias. El 46.70% restante corresponde a pendientes del 25 al 70%, aptas para el desarrollo de agricultura con sistema de riego. La parroquia posee un sistema montañoso diverso, donde predominan ondulaciones regulares y moderadas abarcando un 94.27% de la superficie, las colinas medianas ocupan el 2.19 %, las laderas coluviales el 0.22% y los taludes de

derrubios el 3.30%. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015)

Tabla 1.4.- Distribución de pendientes.

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Elaborado por: Autores.

Pendientes	Descripción	Área [Ha]	Porcentaje [%]
0 – 2 %	Plana	17.216	0.56
2 – 5 %	Muy suave	30.541	0.99
5 – 12 %	Suave	142.070	4.64
12 – 25 %	Media	1440.677	47.09
25 – 40 %	Media a fuerte	1371.700	44.84
40 – 70 %	Fuerte	57.125	1.87
70 – 100%	Muy fuerte	0	0
> 100 %	Escarpada	0	0
Área Total		3059.329	100

1.4.8 Clima

Por no existir información base y ser un factor muy complejo de analizar a nivel parroquial, se toma como referencia los datos cantonales. El cantón Atahualpa cuenta con una temperatura media anual de 22°C, con pequeñas variaciones en los meses de diciembre a abril. La precipitación de la zona se presenta en dos temporadas, una de ellas con abundante precipitación entre los meses de diciembre a abril con un promedio de 203.61 mm y una época relativamente seca entre los meses de junio a noviembre con un promedio de 13.54 mm. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015)

1.4.9 Flora

(Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015), destaca una diversidad de especies en pequeñas cantidades. Las especies destacables en los remanentes boscosos son: guarumo, matapalo, amarillo, canelo, aguacate de montaña. Sin embargo, la mayor superficie territorial se destaca por la presencia de pastos para subsistencia del ganado; también existen especies introducidas como los pastos y/o eucaliptos.

1.4.10 Fundamentación teórica

1.4.10.1 Generalidades de puentes

1.4.10.1.1 Definición de puente

(Somenson, 2015) define al puente como una construcción apoyada que se eleva con respecto al suelo, sobre la cual hay circulación de un flujo. Este flujo puede ser peatonal, vehicular, ferrovial, etc. Además, representa anhelos e ideales de la humanidad, eliminando barreras que separan a los pueblos, comunidades y naciones. Cumple con las finalidades de acortar trayectos, acelerar el transporte y posibilitar el comercio, fomentando el bienestar de las actuales y futuras generaciones. (Steinman & Watson, 2001)

1.4.10.1.2 Componentes de un puente

Los componentes se dividen en los que se encuentran sobre los soportes y debajo de los soportes, conformando la superestructura y subestructura respectivamente.

(Tonias & Zhao, 2007) comentan que para la superestructura se tienen:

- **Carpeta de rodadura:** es la porción de la losa o tablero que resiste el desgaste del tráfico. En algunos casos es una capa separada hecha de material bituminoso, mientras que en otros casos es una parte integral de la cubierta o losa de hormigón.
- **Losa tablero:** es la plataforma de la carretera que se diseña. La función principal de la plataforma es distribuir las cargas transversalmente a lo largo de la sección del puente. Al mismo tiempo, esta descansa sobre un sistema estructural diseñado para distribuir cargas longitudinales a lo largo del puente.
- **Vigas:** son el sistema estructural diseñado para distribuir cargas de manera longitudinal. Están diseñadas principalmente para resistir la flexión y el corte. Estos largueros pueden ser de acero de brida ancha, vigas de chapa de acero (es decir, placas de acero soldadas entre sí para formar una sección I), hormigón preforzado pretensado o postensado, o algún otro tipo de viga.
- **Diafragmas:** son un tipo de apoyos entre las vigas, diseñados para resistir la deformación de la sección transversal del marco de la superestructura. Ayudan a

distribuir parte de la carga vertical entre los largueros. Además de estabilizar la estructura durante la construcción.

En la ilustración 1.3. se muestran los componentes descritos anteriormente.

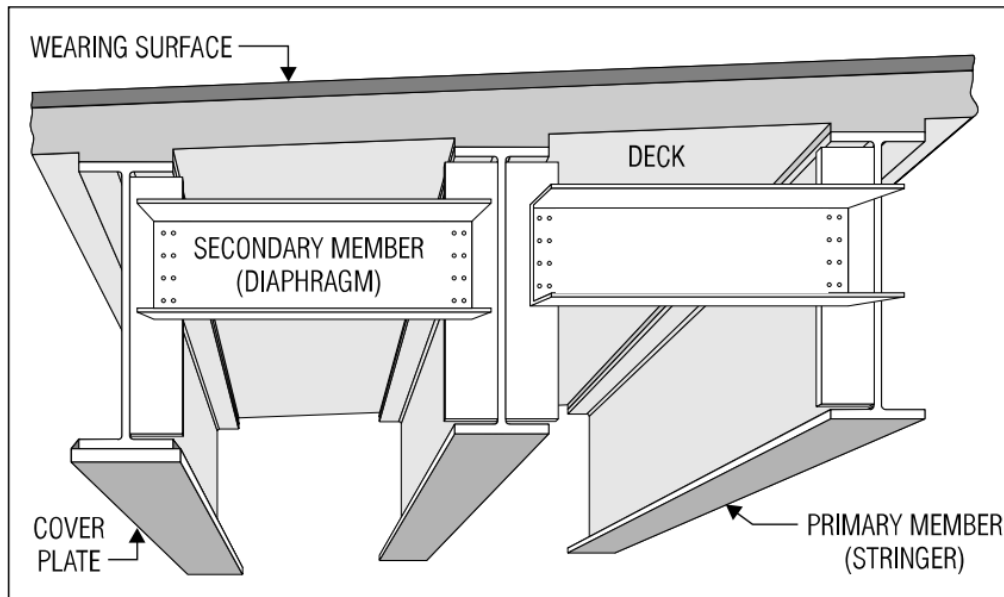


Ilustración 1.3.- Componentes principales de una superestructura.

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007)

De la misma manera, (Tonias & Zhao, 2007) mencionan que para la subestructura se tienen:

- Apoyos: son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales y horizontales de la superestructura a la subestructura y acomodan sus movimientos. Estos pueden ser hechos de rodillos de acero que actúan sobre grandes placas de acero o almohadillas rectangulares de neopreno.
- Pedestales: son una especie de columna corta debajo de los apoyos que soporta directamente un miembro primario de superestructura. (Tonias & Zhao, 2007)
- Pilas: son subestructuras intermedias ubicadas entre vanos horizontales y cimientos. Sin embargo, puede usarse una pared sólida para distinguirlo de columnas o curvas. Desde un punto de vista estructural, resiste la fuerza lateral principalmente por un mecanismo de corte. (W. Chen & Duan, 2014)

- Estribo: Son los apoyos a los extremos de un puente, los cuales además de soportar las vigas y transmitir la carga desde la superestructura hasta la cimentación, actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos, es decir, resisten las fuerzas longitudinales de la tierra debajo de la carretera del paso elevado. (Tonias & Zhao, 2007)
- Cimentación: es la parte de la estructura que transmite el peso y otros efectos de fuerza sobre la estructura al suelo. Esta debe ubicarse y diseñarse de manera que los factores o condiciones ambientales y geológicas, que incluyen socavación, erosión, corrosión, filtración, tuberías de cimientos, etc., no pongan en peligro la estabilidad ni la funcionalidad durante la vida útil del diseño. (W. Chen & Duan, 2014)

En la ilustración 1.4 se muestran los componentes totales de un puente, en donde:

1. Capa de rodadura y losa
2. Vigas
3. Apoyos
4. Pedestales
5. Cimentación
6. Estribo

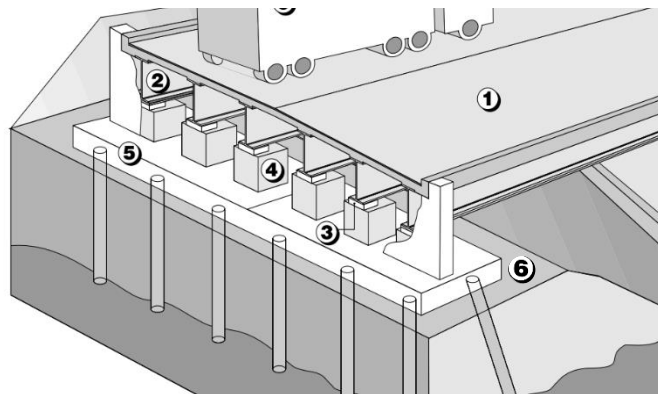


Ilustración 1.4.- Componentes representativos de un puente. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007)

1.4.10.1.3 Tipos de puentes

Los puentes se catalogan con base en diferentes parámetros. Una de las clasificaciones es con base en el material de construcción, como puentes de: piedra, madera, metálicos y hormigón armado. Así mismo, según el tipo de estructura, como puentes tipo: arco, colgante y atirantado. (Barker & Puckett, 2013; Manterola, 2006)

- **Material de Construcción**
 - **Puente de piedra**

Los puentes de arco piedra (ilustración 1.5) se caracterizaban por estar contruidos por albañiles y ser de pequeña escala. Los elementos básicos que lo conforman son: arco formado por dovelas, calzada, relleno entre arco y calzada. (Barker & Puckett, 2013a; Manterola, 2006)



Ilustración 1.5.- Puente del Diablo, Céret, Francia. Fuente: (Plasencia, 2014)

- **Puentes de madera**

La construcción de este tipo de puente se realizaba utilizando cimbras de puntales apoyados en el suelo. Además, la madera debía ser protegida de los efectos del clima con el fin de asegurar la duración de la estructura. Véase *ilustración 1.6*. (Barker & Puckett, 2013b; Manterola, 2006)



Ilustración 1.6.- Puente de Lucerna, Suiza. Fuente: (A. Suárez & flickr, 2017)

- **Puentes de metálicos**

Los puentes metálicos (ilustración 1.7), en su principio se construían con hierro forjado y fueron impulsados a partir de la aparición del ferrocarril. Después de la Revolución

Industrial, se desarrolla la fabricación de acero que poco a poco se va convirtiendo en uno de los principales materiales para la construcción de puentes. (Demchenko, 2011; Manterola, 2006)



Ilustración 1.7.- Puento Hell Gate, New York, Estados Unidos. Fuente: (Manterola, 2019)

- **Puentes de hormigón**

Un puente de hormigón (ilustración 1.8) es aquel en el que alguno de sus elementos estructurales esté construido con concreto. Generalmente están constituidos por vigas presforzadas que se clasifican por el método utilizado para la producción: pretensado y postensado. El pretensado consiste en producir esfuerzos de tensión a lo largo del elemento, a través de la tensión de los tendones antes de colocar el hormigón. El postensado consiste en inducir esfuerzos de compresión, a través de la instalación de tendones que serán tensados después de la colocación del hormigón y ya que haya adquirido determinada resistencia a la compresión. (W.-F. Chen & Duan, 2014)



Ilustración 1.8.- Vista inferior del Pont del Regne (Puente del Reino), Valencia, España. Fuente: (Yepez, 2015)

- **Estructura**

- **Puentes de arco**

Un puente de arco (ilustración 1.9) se define como un miembro estructural curvado que está sujeto principalmente a compresión y proporciona un soporte para las cargas móviles. Puede construirse con diferentes materiales como: madera, mampostería, concreto, metal, materiales compuestos, etc. y comprimido axialmente.



Ilustración 1.9.- Puente de la Arrábida, Porto, Portugal. Fuente: (Salguero & flickr, 2015)

- **Puentes colgantes**

Los puentes colgantes (ilustración 1.10) son aquellos en los que la plataforma es sostenida por cables de suspensión, siendo hoy el tipo más adecuado para tramos largos. Sus elementos estructurales básicos son: torres, vigas, cables, cadenas de suspensión y anclajes. (W.-F. Chen & Duan, 2014)



Ilustración 1.10.- Golden Gate Bridge, San Francisco, Estados Unidos. Fuente: (Bushe & flickr, 2017)

- **Puente atirantado**

Los puentes atirantados (ilustración 1.11) generalmente son estructuras auto ancladas que se convierten en una buena solución para lugares con condiciones de suelo regulares, además permiten adoptar una variedad de longitudes de tramos. La estructura

consiste en una serie de triángulos compuestos por: pilón, viga de refuerzo y cables de soporte; donde las cargas se transmiten por las vigas de refuerzo a los soportes provistos por los cables y posteriormente a los pilones. (W.-F. Chen & Duan, 2014)



Ilustración 1.11.- Alex Fraser Bridge, Vancouver, Canadá. Fuente: (Barclay & flickr, 2016)

1.4.10.2 Introducción al diseño de puentes

1.4.10.2.1 Estudios preliminares para el anteproyecto

- Consideraciones funcionales
- Consideraciones de seguridad
- Consideraciones sobre la construcción
- Consideraciones económicas
- Consideraciones estéticas
- Consideraciones de futuras ampliaciones

1.4.10.2.2 Estudios ingenieriles básicos para el proyecto

- Estudios topográficos
- Estudios de suelos
- Estudios hidrológicos
- Estudios de impacto ambiental

1.4.10.2.3 Consideraciones preliminares al diseño

Herrera indica que se deben analizar los siguientes aspectos para poder llevar a cabo el diseño definitivo de un puente:

- Localización de la estructura o ubicación.
- Luz y tipo de puente.
- Forma geométrica y dimensiones.

- Elementos principales y complementarios.

Una vez determinada la luz total de la obra con base en estudios topográficos, condiciones hidráulicas y geotécnicas, etc., se debe elegir el tipo de sistema estructural que se empleará. Es necesario considerar la estética de la obra que debe guardar armonía con los alrededores, el buen servicio y durabilidad de la obra, la facilidad de construcción y la economía del proyecto. Teniendo en cuenta ambos aspectos, mediante la tabla 1.5 presentada por Aranís en su trabajo, se escoge el tipo de puente. (Herrera, 1996)

Tabla 1.5.- Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante.

Fuente: (Aranis, 2006) Elaborado por: Autores

Estructura		Peralte Mínimo (Incluido Losa)		Rango de Luces Económicas (Usuales)
Material	Tipo	Luz Simple	Luces Continuas	
Concreto Reforzado	Losas			Sólidas: 5.00 – 14.00 Celulares: 12.00 – 14.00
	Vigas "T"	0.070L	0.065L	(9.00 – 24.00) bw=35-55cm 12.00 – 18.00m S=1.5h 1.80 – 3.00m
	Vigas cajón	0.060L	0.055L	(24.00 – 60.00m) 15.00 – 36.00 S = 1.5h
	Vigas de puentes peatonales	0.035L	0.033L
Concreto Presforzado	Losas	$0.030L \geq 0.165$	$0.027L \geq 0.165m$	Sólidas hasta 24.00 6.00 – 15.00 Celulares: hasta 46.00m
	Vigas cajón vaciadas "in situ"	0.045L	0.040L	30.00 – 180.00 S = 2h > 30.00 T. Simple
	Vigas I prevaciadas	0.040L	0.040L	Vigas AASHTO: 9.00 – 36.00 m (Hasta 40.00)
	Vigas de puentes peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L	Parabólico: 22.00 – 31.00 Recta: 18.00 – 26.00
Acero	Peralte total de Viga I compuesta	0.040L	0.032L	(20.00 – 60.00) 25.00 – 45.00 (50.00) T simple (30.00 – 90.00) 40.00 – 80.00 T. continuo
	Peralte de viga I	0.033L	0.027L	
	Armaduras	0.100L	0.100L	(50.00 – 110.00) 55.00 – 85.00m T simple (50.00 > 250) 60.00 – 10.00 T. Continuo

Como se mencionó anteriormente en la sección 1.4.1.2, los elementos que son parte de la estructura son los destinados a diseñar, sin embargo, el buen funcionamiento del puente requiere de elementos complementarios que aseguren la durabilidad, seguridad y comodidad al tránsito. Estas pueden ser barandas, separadores, bermas, losas de transición, cortinas y alas, obras de iluminación, obras de señalización, drenaje, obras de captación, pavimentación, etc. (Seminario, 2004)

1.4.10.3 Especificaciones para el diseño de puentes

1.4.10.3.1 Filosofía de diseño

La expresión de diseño básica en las especificaciones de puente de la norma AASHTO método LRFD, que debe cumplirse para todos los estados límite, tanto globales como locales, se proporciona como:

$$\sum h_i g_i Q_i \leq f R_n$$

Ecuación 1.1. Expresión de diseño básica

Donde:

Q = Efecto de la carga o de la fuerza;

R = resistencia nominal;

h_i = Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa;

g_i = Factor de carga;

f = Factor de resistencia.

Los factores mencionados se explican a continuación.

- **Estados límites de diseño**

- **SERVICIO:** Será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. Servicios I, II, III, y IV. (AASHTO LRFD 1.3.2.2)
- **FATIGA Y FRACTURA:** Será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos. Fatigas I y II. (AASHTO LRFD 1.3.2.3)

- RESISTENCIA: Será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Tanto la resistencia local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño. Podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. Resistencias I, II, III, IV y V. (AASHTO LRFD 1.3.2.4)
- EVENTO EXTREMO: Será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es chocado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales. Eventos extremos I y II. (AASHTO LRFD 1.3.2.5)

- **Ductilidad**

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar con la finalidad de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los límites de resistencia, correspondientes a eventos extremos antes de la falla (AASHTO LRFD 1.3.3). Se explica en la tabla 1.6:

Tabla 1.6.- Factores de modificación de carga para ductilidad.

Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.

Estados límites	Elementos y conexiones no dúctiles	Diseños y detalles Convencionales	Elementos y conexiones con medidas adicionales
Resistencia	$\geq 1,05$	1	$\geq 0,95$
Otros	1		

- **Redundancia**

Se conoce como sistema no redundante a los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa y provocará el colapso del puente; se deben diseñar como elementos de falla crítica. En cambio, a los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y

el sistema estructural asociado como sistema redundante (AASHTO LRFD 1.3.4). Se explica en la tabla 1.7:

Tabla 1.7.- Factores de modificación de carga para redundancia.

Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.

Estados límites	Elementos no redundantes	Para niveles convencionales de redundancia	Para niveles excepcionales de redundancia
Resistencia	$\geq 1,05$	1	$\geq 0,95$
Otros	1		

- **Importancia Operativa**

Se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondiente a eventos extremos (AASHTO LRFD 1.3.5). Se explica en la tabla 1.8:

Tabla 1.8.- Factores de modificación de carga de importancia operativa.

Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.

Estados límites	Puentes importantes	Puentes típicos	Puentes relativamente de poca importancia
Resistencia o Evento Extremo	$\geq 1,05$	1	$\geq 0,95$
Otros	1		

1.4.10.3.2 Designación, combinación y factores de carga

La norma AASHTO LRFD 2012 clasifica a las cargas como permanentes y transitorias, mismas que se describen en las tablas 1.9 y 1.10, según AASHTO LRFD 3.3.2.

Tabla 1.9.- Cargas permanentes.

Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.

CR	Efectos debido al flujo plástico
DD	Fricción negativa
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
DW	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
EH	Empuje horizontal del suelo.
EL	Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo incluyendo el jacking de construcciones de segmentales en voladizo
ES	Sobrecarga del suelo.
EV	Presión vertical del peso propio del suelo del relleno.
PS	Fuerzas secundarias de postensado
SH	Contracción

Tabla 1.10.- Cargas transitorias.

Fuente: AASHTO LRFD 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012). Elaborado por: Autores.

BR	Fuerza de frenado de los vehículos.
CE	Fuerza centrífuga de los vehículos.
CR	Fluencia lenta.
CT	Fuerza de colisión de un vehículo.
CV	Fuerza de colisión de una embarcación.
EQ	Sismo
FR	Fricción
IC	Carga de hielo
IM	Incremento por carga vehicular dinámica.
LL	Sobrecarga vehicular
LS	Sobrecarga 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

Para poder entender las combinaciones presentadas en la tabla 1.11, se toman en cuenta la clasificación por estados límites:

Tabla 1.11.- Combinaciones factores de carga.

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 3.4.1-1). Elaborado por: Autores.

Combinación de Carga Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.000	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.000	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.000	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	-	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.000	1.350	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento 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	1.000	1.000	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	-	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	-	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70	-	-	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-
Fatigue I - solo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatigue II - solo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

En cada combinación, cada una de las cargas permanentes deben ser consideradas, así mismo los factores de carga se deben seleccionar para producir la sollicitación total mayorada extrema. Es decir, para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto para valores extremos positivos como los valores extremos negativos, alternando los valores máximos y mínimos que se muestran en la tabla 1.12:

Tabla 1.12.- Factores de carga para cargas permanentes.

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 3.4.1-2). Elaborado por: Autores.

Tipo de Carga, Tipo de Cimentación, y Método Usado para Calcular el Rozamiento Negativo		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Componente y Accesorios		1.25	0.90
DC: Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Rozamiento Negativo	Pilas, Método α Tomlinson	1.40	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neil and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Uso y Utilidades		1.50	0.65
EH: Presión de Tierra Horizontal			
• Activo		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones de Construcción Bloqueadas		1.00	1.00
EV: Presión de Tierra Vertical			
• Estabilidad General		1.00	N/A
• Muros de Contención y Pilares		1.35	1.00
• Estructura Rígida Enterrada		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Enterradas Flexibles			
○ Alcantarillas de Caja Metálica y alcantarillas de placa estructural con corrugaciones profundidad		1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas		1.30	0.90
○ Todos los otros		1.95	0.90
ES: Sobrecarga de tierra		1.50	0.75

1.4.10.3.3 Carga viva vehicular

También conocida como sobrecarga vehicular de diseño (LL) y designada como HL-93, actúa sobre la calzada de los puentes o estructuras incidentales. Además, consiste en una combinación de la carga de camión o tándem de diseño y la carga de carril de diseño. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Art.3.6.1.2.1)

- **Camión de diseño**

Los pesos y distancias entre los ejes y las ruedas del camión de diseño se indican en la ilustración 1.12. La separación entre los ejes de 14.5 Ton, debe variar entre 4.27 m y 9.14 m con la finalidad de producir los mayores efectos de fuerza. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Art.3.6.1.2.2)

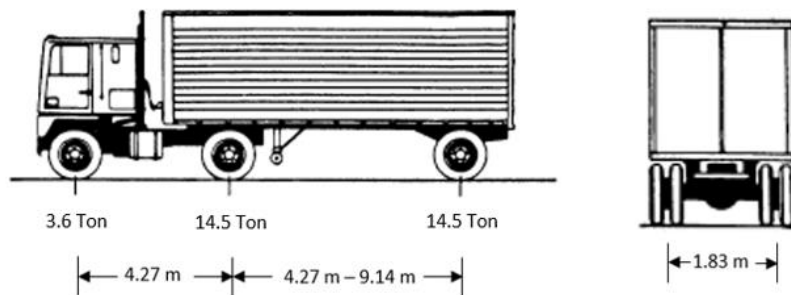


Ilustración 1.1.12.- Características del camión de diseño.

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

- **Tándem de diseño**

Esta carga de diseño consiste en un par de ejes de 11.34 Ton (25.0 kip) con una separación longitudinal de 1.22 m y una separación transversal de 1.83 m; como se muestra en la ilustración 1.13. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Art.3.6.1.2.3)

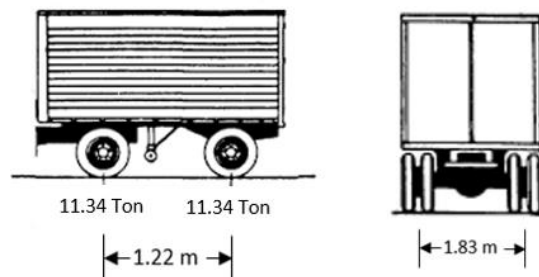


Ilustración 1.1.13.- Características del tándem de diseño.

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

- **Carril de diseño**

El carril de diseño consiste es una carga de 0.95 Ton/m (kip/ft) que se distribuye longitudinalmente en forma uniforme. Transversalmente, se supone que se distribuye uniformemente en un ancho de 3.05 m. El efecto de fuerza de esta carga no debe sujetarse a un incremento de carga dinámica. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Art.3.6.1.2.4)

1.4.10.4 Barandas para contención vehicular

Las barandas para contención vehicular son sistemas cuya función principal es retener y cambiar la dirección de los vehículos que salen fuera de la vía, intentando limitar los

daños que se puedan ocasionar a los ocupantes del vehículo, los objetos cercanos a la vía y otros usuarios. (Quiros Serrano et al., 2012)

1.4.10.4.1 Requisitos generales

Una baranda para tráfico vehicular debería tener una cara de riel continua y hacia el lado del tráfico. Así mismo, los postes de acero que sostienen los rieles deberían estar retirados de la cara del riel y se debería considerar la continuidad estructural de los rieles y anclajes de los extremos. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

1.4.10.4.2 Altura mínima

Las barandas para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de 685 mm si se trata de barandas TL-3 para presencia de vehículos pesados muy reducida y condiciones del sitio de emplazamiento favorables. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

1.4.10.5 Subestructura

1.4.10.5.1 Estribos

Los estribos son las estructuras encargadas de transmitir las cargas externas del puente a la cimentación y de allí al suelo de soporte; de igual manera sirven como estructura de contención para el terraplén de acceso de la vía. (García et al., 2014)

1.4.10.5.1.1 Cargas actuantes en el estribo

Las fuerzas que actúan en el estribo son las siguientes:

- **Cargas provenientes de la superestructura**

Hace referencia a las cargas permanentes como: peso propio (W_{DC}), peso de la capa de rodadura y servicios públicos (W_{DW}) y carga viva debido al camión de diseño (W_{LL}).

- **Peso propio de la infraestructura y relleno**

Hace referencia al peso propio del estribo y el peso del relleno en el talón.

- **Presión del suelo**

Hace referencia a la fuerza resultante debido al empuje del suelo por efecto de la presión ejercida del peso del relleno sobre la pantalla del estribo, que actúa a un tercio de la altura total del estribo.

- **Sobrecarga viva**

Se refiere al efecto vertical y horizontal que actúa sobre el estribo debido al aumento de presiones.

- **Fuerza debido al sismo**

Debido a que nuestro país se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del pacífico y presenta una alta actividad sísmica, esta fuerza debe ser considerada dentro del diseño.

1.4.10.5.2 Muro en voladizo

Este tipo de muro se caracteriza por resistir el empuje del suelo por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal denominada zapata, ambos elementos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. Este tipo de muro logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y aumenta la fricción entre el suelo y la base del muro, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento. El espesor de la pantalla de concreto es relativamente delgado y oscila alrededor de 1/10 de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. (Torres Belandria, 2008)

1.4.10.6 Apoyos elastoméricos o de neopreno

Los apoyos elastoméricos o apoyos de neopreno son elementos constituidos por un bloque de elastómero que contienen en su interior una serie de placas de acero que por adherencia forman un solo cuerpo. Estos dispositivos se sitúan entre dos elementos estructurales: vigas y estribos; que tienen como principal aplicación la transmisión de cargas de un elemento al otro. Además, permiten movimientos simultáneos en dos direcciones, giros simultáneos en tres ejes, absorción de cargas verticales y horizontales. (CYMPER, 2016)

1.4.10.7 Marco legal

En la actualidad la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) se utiliza para el diseño de estructuras. En el caso en cuestión, las especificaciones para el diseño de un puente no están incluida en esta. Debido a esto, el proyecto se basa en American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de

Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO), 2012. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

CAPÍTULO 2

2.METODOLOGÍA

2.1 Formulación, descripción y selección de alternativa óptima

2.1.1 Características

2.1.1.1 Características técnicas

El desarrollo de esta propuesta de diseño tiene como base la información topográfica, geotécnica y vehicular entregada por el GAD del cantón Atahualpa y el GAD de la parroquia rural de Cordoncillo. El proyecto se abstiene del diseño correctivo y señalización de la vía, del derrocamiento de la estructura existente, del diseño de drenaje y de las instalaciones de postes y luminarias públicas. Con base en esto, la tabla 2.1 presenta los parámetros definidos para la estructura propuesta:

Tabla 2.1.- Parámetros técnicos de estructuras. Elaborado por: Autores.

Parámetro	Estructura nueva	Estructura existente
Longitud de Tramo:	17 m	11 m
Espesor de pavimento asfáltico:	2.5 cm	No aplica
Ancho de Calzada:	3.6 m	3.15 m
Ancho de acera:	1.2 m	No aplica
Ancho total:	6 m	3.15 m
#Carriles:	1	1
# de Vigas:	3	-
Separa. entre vigas:	3 m	-

2.1.1.2 Características económicas

El puente sirve para fomentar la actividad económica de la localidad; sin embargo, debido a su estado el GAD de la parroquia tiene como objetivo reemplazar la estructura existente con la finalidad de mejorar la producción y comercio de productos agrícolas y ganaderos. En el capítulo 3 se presenta el estudio de presupuesto para el diseño propuesto.

2.1.1.3 Características sociales

El desarrollado de este proyecto fortalecerá el tránsito desde y hasta Cordoncillo, ya que el puente actual no garantiza la tranquilidad de la población por su deterioro; permitiéndole a la población desarrollar sus actividades educativas y comerciales. Además, garantiza la comunicación entre los distintos oficios para dar continuidad a la cadena productiva agrícola y ganadera.

2.1.1.4 Características ambientales

Como se mencionó anteriormente, la estructura es parte de la vía Cordoncillo – Loma Bonita – Platanal, sobre el río Palto. Esto significa que existen rubros dentro de la planificación del proyecto que hacen referencia al encauzamiento del cauce y su respectiva limpieza y reconfiguración. En el capítulo 4 se presenta el estudio a fondo de las implicaciones ambientales, con sus aspectos e impactos debido al proyecto.

2.1.1.5 Características legales

Debido a que el diseño del proyecto se realizará en la misma ubicación del puente actual no existen trámites legales a desarrollar, ya que no se debe realizar expropiaciones a terrenos de terceros.

2.1.1.6 Parámetros cuantificadores

La hipótesis ya descrita establece que un puente en mejor estado sobre el río Palto permitirá fortalecer la interacción con los sectores ganaderos y agrícolas del cantón, para así aumentar las capacidades productivas locales e intensificar la comercialización de estos productos. Actualmente se conoce que la agricultura es la rama de actividad de primer nivel que representa el porcentaje más alto en la población económicamente activa, con un 25%, que representa a 566 personas dedicadas a la agricultura. El diseño y construcción de una nueva estructura que permita la conexión de la parroquia en cuestión con los sectores productivos conseguirá que este porcentaje de población económicamente activa crezca.

2.1.2 Descripción de las alternativas

2.1.2.1 Alternativa A

Puente de losa de hormigón armado y vigas metálicas. – Al considerar vigas de acero, se toma en cuenta que es un material de construcción competitivo para luces de longitud mediana y favorable para luces largas, debido a que tiene una alta resistencia a la tensión y a la compresión. La principal desventaja es su susceptibilidad a la corrosión, que influye directamente al proyecto debido a su ubicación.

2.1.2.2 Alternativa B

Puente de losa de hormigón armado y vigas de hormigón armado. – Los puentes de concreto reforzado se emplean para luces relativamente cortas, usualmente se construyen para luces simplemente apoyadas de hasta 25 metros, como es el caso del proyecto en cuestión. Algunas de las características sobresalientes de estos puentes son

la durabilidad, mínimo mantenimiento y aspecto, lo que contribuye a una mejor administración de la estructura debido al ámbito rural del sector.

2.1.2.3 Alternativa C

Puente de losa de hormigón armado y vigas de hormigón preforzado. – En este caso, se utilizan torones para dar tensión al refuerzo de acero. Los materiales para este tipo de estructuras deben tener una mayor resistencia que los utilizados en el concreto reforzado. El hormigón requiere de mayor resistencia para que haya la posibilidad de minimizar costos, caso contrario se requeriría anclajes especiales para evitar fallas por contracción. Normalmente, según AASHTO LRFD, las vigas que se escogen son de tipo I y son prefabricadas para poder izarlas debido al proceso constructivo correspondiente que beneficia a luces de hasta 60 metros de longitud.

2.1.3 Selección de alternativa óptima

Debido a que la longitud necesaria para una adecuada ubicación de la infraestructura es de 17 metros, se seleccionó como alternativa óptima para el proyecto la opción B. Por esta razón, se diseñó la superestructura con elementos de hormigón armado, dando la posibilidad al cliente de reducir costos de obra y evitar el uso de maquinaria pesada para el proceso de construcción.

2.2 Información Técnica Necesaria

2.2.1 Datos Topográficos

El levantamiento topográfico de la zona fue realizado por el GAD Parroquial de Cordoncillo, mismo que fue facilitado para el estudio en desarrollo. Según la información compartida, se realizó un levantamiento de planimetría y altimetría, con el cual se logra visualizar las curvas de nivel obtenidas, el eje de la estructura existente, y secciones transversales aguas arriba y aguas abajo. A partir de esto, se procedió a trazar el tentativo eje central del puente.

2.2.2 Datos Geológicos

2.2.2.1 Datos Sísmicos

La estructura por diseñar se ubicaría en la parroquia Cordoncillo, donde se presenta un 65% de suelos arcillosos, por lo tanto, corresponde a un suelo de tipo E con alto peligro sísmico, en donde presenta una zona sísmica V con un factor $Z=0.4g$, conforme a lo indicado en la NEC-SE-DS.

2.2.3 Datos Geotécnicos

Con el fin de establecer el tipo cimentación y garantizar la estabilidad de la obra, el estudio de suelos fue solicitado de manera independiente por el GAD Parroquial de Cordoncillo. Por lo que, como resultado de los estudios geotécnicos se presentó en el dossier:

Debido al área del proyecto se realizó cuatro perforaciones, cuyas descripciones se muestran en la tabla 2.2:

Tabla 2.2. Profundidades, cota y nivel freático de las perforaciones.

Fuente: (RENGEL, 2019). Elaborado por: Autores.

Pozo N°	Profundidad (m)	Cota	Latitud (N)	Longitud (E)	Nivel freático
1	6.00	1164.00	9602591	649774	a 2.60 m
2	6.00	1163.00	9602601	649795	a 5.50 m
3	2.50	1164.00	9602589	649778	No se encontró
4	2.00	1162.00	9602599	649799	No se encontró

2.3 Consideraciones para el diseño

2.3.1 Criterios para el diseño

2.3.1.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que actúan sobre la estructura durante toda su vida útil. Se clasifican de la siguiente forma:

- **Peso Propio:** son las cargas correspondientes a los elementos estructurales del puente, sean de materiales como: hormigón, acero, madera, etc.
- **Cargas Posteriores:** estas cargas se caracterizan por agregarse a la estructura principal ya que esta ha adquirido resistencia y corresponden a: aceras, protecciones, servicios públicos y carpeta asfáltica.

2.3.1.2 Carga Viva

El artículo 3.6.1.2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) hace referencia a la carga vehicular de diseño, que consiste en una combinación de:

- **Camión de diseño:** El artículo 3.6.1.2.2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica las características del camión de diseño, las mismas se detallan más adelante en el capítulo.

- **Tándem de diseño:** El artículo 3.6.1.2.3 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) define el tándem de diseño como un par de ejes, sus características se detallan más adelante en el capítulo.
- **Carga Carril de Diseño:** Según el artículo 3.6.1.2.4 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), la carga carril consiste en una carga uniformemente distribuida, su dirección y valor se detallan más adelante en el capítulo.

2.3.1.3 Sismo

Para el análisis de empujes y cargas laterales debido al sismo por el peso propio de la cimentación y se utiliza el Método de Newmark. Este método considera dos coeficientes que se encuentran en función del coeficiente de aceleración horizontal (PGA), el cálculo se detalla más adelante en el capítulo.

2.3.2 Criterios adicionales

2.3.2.1 Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es calcular el caudal de diseño, que constituye uno de los parámetros de gran importancia para la determinación de la geometría de los elementos estructurales. Debido a la inexistencia de los datos mínimos necesarios para realizar modelaciones o cálculos más elaborados, se utilizó el método sección – pendiente.

Este método parte del análisis de la ecuación de Manning (Chow, 1994a):

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 2.1. Ecuación de Manning.

Donde:

V: Velocidad

R: Radio hidráulico

η : Coeficiente de rugosidad

S: Pendiente

Para la aplicación de este método se requiere dos secciones transversales específicas determinadas por topografía y el máximo nivel de agua alcanzado por una corriente en el pasado. En base a las dos secciones se calcula la pendiente, el promedio del área transversal y el promedio de los radios hidráulicos. Además, se debe determinar con la

mayor precisión posible el coeficiente de rugosidad n , para así calcular el caudal mediante la multiplicación del área transversal promedio con la velocidad según la ecuación de Manning. (Chow, 1994b)

- **Nivel máximo de agua**

Para determinar la altura del agua se realizó preguntas a los habitantes del lugar y se buscó señales dejadas por las crecidas, estableciendo una altura máxima de 2.00 m.

- **Área promedio**

El valor del área transversal promedio se calcula en base a las dos secciones transversales seleccionadas, obtenidas del levantamiento topográfico y el nivel máximo del río ya determinado. Véase *tabla 2.3*.

Tabla 2.3.- Áreas de: sección 1, sección 2 y promedio. Elaborado por: Autores

	Sección 1	Sección 2
Área [m²]	22.963	47.004
Área promedio [m²]	34.984	

- **Radio hidráulico promedio**

El valor promedio de radio hidráulico se determina en base a los datos de área y perímetro mojado de las dos secciones transversales seleccionadas, obtenidas del levantamiento topográfico y el nivel máximo del río ya determinado. Este valor se calcula bajo la siguiente ecuación:

$$Rh = \frac{A}{P}$$

Ecuación 2.2. Ecuación de radio hidráulico.

Donde:

Rh: Radio hidráulico

A: Área

P: Perímetro mojado

Tabla 2.4.- Radio hidráulico de: sección 1, sección 2 y promedio. Elaborado por: Autores

	Sección 1	Sección 2
Área [m²]	22.963	47.004
Perímetro Mojado [m]	25.293	37.489
Radio Hidráulico [m]	0.908	1.254
Radio Hidráulico Promedio [m]	1.081	

- **Pendiente**

La pendiente del terreno se determina en base a la información obtenida del levantamiento topográfico, tomando como puntos de referencia las abscisas 0 + 160 y 0 + 260.

Cota 1 = 1165.851 m

Cota 2 = 1160.074 m

Longitud = 100 m

Pendiente (S) = 5.777 %

- **Coefficiente de Rugosidad**

La determinación del coeficiente de rugosidad se realiza mediante el método de Cowan o multiparamétrico. Este método considera como factores importantes para la selección de “n” el tamaño y el tipo de material que componen el lecho y márgenes del canal, así como la forma de este. (Véase *tabla 2.5*.) El coeficiente de rugosidad “n” con sus respectivas correcciones puede ser calculado a través de la ecuación:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m$$

Ecuación 2.3. Ecuación de coeficiente de rugosidad.

Donde:

n_b : Valor base de n para un canal

n_1 : Efecto de rugosidades superficiales

n_2 : Variaciones en el tamaño y forma de secciones transversales del canal

n_3 : Obstrucciones

n_4 : Vegetación y condiciones de flujo

m : Factor de corrección por meandros del canal

Los factores de corrección están dados por la tabla 2.5:

Tabla 2.5.- Valores de corrección para factores que afectan la rugosidad de un canal. Fuente: (Arcement & Schneider, 1989) Elaborado por: Autores

Condiciones del canal		Ajuste de n
Grado de irregularidad (n₁)	Suave	0.000
	Menor	0.001-0.005
	Moderado	0.006-0.010
	Severo	0.011-0.020
Variación en las secciones del canal (n₂)	Gradual	0.000
	Ocasionalmente alterado	0.001-0.005
	Frecuentemente alterado	0.010-0.015
Efectos de las obstrucciones (n₃)	Despreciable	0.000-0.004
	Menor	0.005-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
	Severo	0.040-0.050
Cantidad de vegetación (n₄)	Poca	0.002-0.010
	Mediana	0.010-0.025
	Extensa	0.025-0.050
	Muy extensa	0.050-1.000
Meandros (m)	Menor	1.00
	Depreciable	1.15
	Severo	1.30

Según (Arcement & Schneider, 1989), el coeficiente base n_b para superficies de ríos que presenten grava de gran tamaño es 0.026.

$$n = (0.026 + 0.008 + 0.001 + 0.005 + 0.0175) \times 1.15$$

$$n = 0.066$$

- **Caudal Máximo**

Datos Generales:

Área = 34.984 m

Pendiente = 5.777 %

Radio Hidráulico = 1.081 m

Coefficiente de rugosidad = 0.066

A partir de la ecuación de Manning, se determina el valor de la velocidad:

$$V = \frac{1}{0.066} * (1.081)^{\frac{2}{3}} * (0.05777)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 3.836 \frac{m}{s}$$

El caudal se determinó de la siguiente manera:

$$Q = V * A$$

Ecuación 2.4. Ecuación de caudal.

$$Q = (3.836) * (34.984)$$

$$Q = 134.192 \frac{m^3}{s}$$

2.3.2.2 Estudio de tráfico vehicular

El dato básico para la realización de cualquier estudio vial son los volúmenes de tráfico, que se obtienen mediante el aforo del número de vehículos que pasan por los tramos del camino. Es importante destacar que el tipo de tráfico existente en la zona de estudio es homogéneo, es decir que no hay actividades que generen incrementos inesperados en el tránsito vehicular.

Los resultados del TPD (Tráfico Promedio Diario) fueron entregados por el GADM de Atahualpa; estos corresponden a los aforos manuales realizados durante siete días desde el lunes 07 hasta el domingo 13 de agosto del 2017 y por un período de 12 horas continuas, comprendidas desde las 06h00 hasta las 18h00. Con la finalidad de obtener el TPD correspondiente a 24 horas, el número de vehículos registrado en los aforos fue afectado por un factor de expansión de 1.33, considerando tráfico homogéneo y la ausencia de trabajo en horarios nocturnos. Véase *tabla 2.6*.

Tabla 2.6.- Tráfico Promedio Diario Semanal (TPDS). Fuente: GADM Atahualpa. Elaborado por: Autores.

	LUNES 7/8/17	MARTES 8/8/17	MIERCOLES 9/8/17	JUEVES 10/8/17	VIERNES 11/8/17	SABADO 12/8/17	DOMINGO 13/8/17
TPD	13	25	21	24	24	37	36
TRÁFICO PROMEDIO DIARIO SEMANAL (TPDS)							25.84

Considerando que los resultados del conteo pertenecen a una semana representativa del mes de agosto, se calcula el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual) según la siguiente ecuación:

$$TPDA = TPDS * FE * FMP$$

Ecuación 2.5. Ecuación de Tráfico Promedio Diario Anual.

Donde:

TPDA: Tráfico promedio diario anual

TPDS: Tráfico promedio diario semanal

FE: Factor de ejes

FMP: Factor mensual ponderado

Se aplica un factor de ejes de 1.00 y se lo obtuvo bajo el siguiente análisis:

Tabla 2.7.- Determinación del factor de ejes. Elaborado por: Autores.

Tipo de Vehículo	LIVIANOS		CAMIONES	TOTAL	Factor de Ejes
	Automóviles	Camionetas	2DB		
No. Ejes	2	2	2		
% Respecto al Total de Vehículos	84%		16%	100%	
Volumen de Vehículos	21.66		4.18	25.84	
Ejes Totales	43.32		8.36	51.68	

El factor de ajuste mensual se lo obtuvo en base al consumo de gasolina y diésel para la provincia de El Oro y el mes de agosto. El factor mensual ponderado se lo obtiene bajo el siguiente análisis.

Tabla 2.8.- Factor de Ajuste Mensual Ponderado (FMP). Fuente: (GEOPLADES, 2012). Elaborado por: Autores

PROVINCIA	MES	FACTOR MENSUAL		% RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS		Factor Mensual Ponderado
		LIVIANOS	PESADOS	LIVIANOS	CAMIONES	
El Oro	Agosto	0.936	0.929	84%	16%	0.935

Tabla 2.9.- TPDA para el año 2017. Elaborado por: Autores

TPDA – 2017	
Factor de Ejes (FE)	1.000
Factor Mensual Ponderado (FMP)	0.935
TPDS	25.84
TPDA	24.16

La proyección del TPDA se realizó para un período de 15 años, mediante la siguiente expresión matemática.

$$TPDA(t) = TPDA_o * (1+\alpha)^t$$

Ecuación 2.6. Ecuación de Tráfico Promedio Diario Anual Proyectado.

Donde:

TPDA: Tráfico promedio diario anual

TPDA₀: Tráfico promedio diario anual inicial

t: Año de la proyección respecto al año base

α : Tasa de crecimiento del tráfico vehicular

Tabla 2.10.- Tasas de crecimiento anual del tráfico vehicular.

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2015). Elaborado por: Autores

PROVINCIA	PERÍODO	TASAS DE CRECIMIENTO (%)		
		LIVIANO	BUS	CAMIÓN
EL ORO	2015 – 2020	5.58	3.74	2.77
	2020 – 2025	4.82	3.23	2.47
	2025 – 2030	4.20	2.81	2.22
	2030 – 2035	3.70	2.48	2.02

Tabla 2.11.- Proyección del TPDA. Elaborado por: Autores

PROVINCIA: EL ORO - PROYECCIÓN A 15 AÑOS							
AÑOS	TASA DE CRECIMIENTO			TPDA PROYECTADO POR TIPO DE VEHICULO		TPDA	TRÁFICO ANUAL PROYECTADO
	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	LIVIANOS	CAMIONES		
2017 (INICIAL)	-	-	-	20.253	3.909	24.16	8819
2018 - 2019	5.58%	3.74%	2.77%	22.576	4.129	26.71	9747
2020 - 2024	4.82%	3.23%	2.47%	28.567	4.665	33.23	12130
2025 - 2029	4.20%	2.81%	2.22%	35.092	5.206	40.30	14709
2030 - 2032	3.70%	2.48%	2.02%	39.133	5.528	44.66	16301

CAPÍTULO 3

3.RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Información técnica procesada

3.1.1 Topografía

Como se mencionó en el apartado 2.2.1, se trazó el eje del puente a partir de la información levantada de planimetría y altimetría. En base a las curvas de nivel proporcionadas, la nueva estructura está ubicada en las abscisas 0+118.736 y 0+135.709.

Es necesario recalcar que, para eliminar la pendiente de la estructura, debido a la pendiente natural del terreno, se decidió nivelar con material la vía existente, por lo que, se presentan a continuación las cotas de ambos lados de la estructura:

Tabla 3.1.- Cotas de nueva estructura. Elaborado por: Autores.

ENTRADA			SALIDA		
Cota vía existente [msnm]	Cota modificada con relleno [msnm]	Altura de relleno [m]	Cota vía existente [msnm]	Cota modificada con relleno [msnm]	Altura de relleno [m]
1166.94	1167.26	0.32	1165.90	1167.26	1.36

3.1.2 Geología

3.1.2.1 Sismicidad

Con base en los datos de la sección 2.2.2.1 se determinan los factores necesarios para el cálculo del espectro de aceleración según la NEC-SE-DS, que se visualizan en la tabla 3.2 e ilustración 3.1.

Tabla 3.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Fuente: (NEC - SE- DS, 2014). Elaborado por: Autores.

Tipo de Suelo	Coeficientes de Perfil de Suelo		
	Fa	Fd	Fs
E	1.14	1.60	1.90

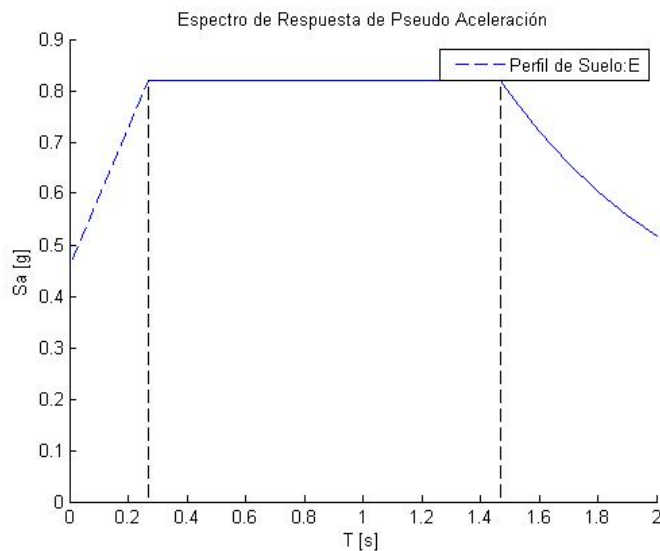


Ilustración 3.1. Espectro de aceleración según la NEC. Elaborado por: Autores.

La (NEC - SE- DS, 2014) en su artículo 9.3 especifica los parámetros para determinar el cortante basal total de diseño la ecuación 3.1:

$$V = \eta Z F_a I W$$

Ecuación 3.1. Ecuación de cortante basal total de diseño.

Donde:

- V: Cortante basal en la base de la estructura
- η : Razón entre la aceleración espectral ($T=0.1$) y el PGA, $\eta = 1.00$
- Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, $Z = 0.40$
- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo configuración en planta, $F_a = 1.14$
- I: Coeficiente de importancia, $I = 1.00$
- W: Carga sísmica reactiva

La carga sísmica reactiva incluye todas las cargas muertas en condiciones de operación normal. Para el estribo 1 es igual a 83.382 ton y para el estribo 2 es igual a 72.246 ton.

El cortante basal para el estribo 1 es:

$$V = 1.00 * 0.40 * 1.14 * 1.00 * 83.382$$

$$V = 38.022 \text{ ton}$$

El cortante basal para el estribo 2 es:

$$V = 1.00 * 0.40 * 1.14 * 1.00 * 72.246$$

$$V = 32.944 \text{ ton}$$

3.1.3 Geotecnia

Para la estratificación del suelo se dividió el mismo según los lados de la vía existente, es decir, suelo en la entrada y suelo en la salida del puente, debido a la gran variedad de parámetros geomecánicos.

En la siguiente tabla se presentan los estratos y parámetros utilizados para el diseño de la cimentación en el lado de la entrada del puente, es decir, vía existente desde Cordoncillo (*ver plano de implantación en anexos*).

Tabla 3.3.- Datos y parámetros geomecánicos del tipo de suelo 1. Elaborado por: Autores.

ENTRADA					
Cota [msnm]	Profundidad [m]	Nivel freático	Tipo de suelo	N60 Corregido	Consistencia
1167.26	-3.80	-2.60	Arcillas verdosas plásticas saturadas	4	Blanda
Parámetros geomecánicos					
Su [kg/cm ²]	Ángulo de interface Φ [°]	Y [kg/m ³]	Qu [kg/cm ²]	Factor de seguridad	Q _{adm} [Ton/m ²]
0.25	16.699	1600	2.33	3	7.66

De la misma manera, los estratos y parámetros utilizados para el diseño de la cimentación en el lado de la salida del puente (*ver plano de implantación en anexos*).

Tabla 3.4.- Datos y parámetros geomecánicos del tipo de suelo 2. Elaborado por: Autores.

SALIDA					
Cota [msnm]	Profundidad [m]	Nivel freático	Tipo de suelo	N60 Corregido	Consistencia
1167.26	-3.00	-5.50	Areno-gravo-arcilloso, color café claro. Plasticidad baja	18	Densa
Parámetros geomecánicos					
Ángulo de fricción ϕ [°]	Ángulo de interfase Φ [°]	Y [kg/m ³]	Qu [kg/cm ²]	Factor de seguridad	Q _{adm} [Ton/m ²]
34.8	16.699	1600	4.89	3	16.06

El uso de la información presentada se detallará en el diseño de la subestructura, en el apartado 3.2.4.4.

3.2 Consideraciones para el diseño

3.2.1 Determinación de soluciones

Para la determinación de las soluciones fue necesario obtener la demanda para cada uno de los elementos estructurales diseñados. Para esto, se procedió a calcular las cargas actuantes, como se muestra a continuación:

3.2.1.1 Cargas

3.2.1.1.1 Cargas Permanentes

Componente complementario: barandas

Para considerar el peso propio de las barandas se considera el peso de los postes y rieles, en base a los siguientes datos:

Tabla 3.5.- Datos para peso propio de barandas. Elaborado por: autores.

POSTE		RIEL 1		RIEL 2	
Longitud del puente (L)	17.00 m	Longitud del puente (L)	17.00 m	Longitud del puente (L)	17.00 m
Número (Np)	9	Número (Nr)	3	Número (Nr)	1
Ancho en planta (Bp)	0.10 m	Ancho en planta (Br)	0.10 m	Ancho en planta (Br)	0.10 m
Altura en planta (Hp)	0.15 m	Altura en planta (Hr)	0.10 m	Altura en planta (Hr)	0.20 m
Espesor	0.008 m	Espesor	0.006 m	Espesor	0.008 m
Altura en elevación (Ht)	1.25 m	Longitud (Lr)	17.00 m	Longitud (Lr)	17.00 m
Peso específico del acero	7.85 m	Peso específico del acero	7.85 m	Peso específico del acero	7.85 m
Peso (wp) [ton/m/lado]	0.019	Peso (wr1) [ton/m/lado]	0.056	Peso (wr2) [ton/m/lado]	0.035
Wbaranda = 0.111 ton/m/lado					

Componente complementario: aceras

Para determinar el peso propio de la acera, se consideró su diseño geométrico y el área de alivianamiento, con el fin de reducir el peso propio de la misma.

Tabla 3.6.- Datos para peso propio de aceras. Elaborado por: autores.

Medidas Generales			
Yhormigón	2.4	ton/m ³	
Sección Transversal			
Ancho	1.2	m	
Altura	0.15	m	
Área			
Figura	b [m]	h [m]	A [m²]
1 rectángulo	1.150	0.150	0.173
2 alivianamiento	0.400	0.100	0.040
3 triángulo	0.050	0.150	0.004
Total			0.136

Wacera	0.326	ton/m/lado
---------------	--------------	-------------------

Componente complementario: Carpeta asfáltica

Tabla 3.7.- Datos para peso propio de carpeta asfáltica. Elaborado por: autores.

Medidas Generales		
Ancho calzada	3.6	m
Ancho efectivo	1	m
Espesor	0.025	m
Yca	2.24	ton/m ³
Wca	0.056	ton/m

3.2.1.1.2 Carga viva

El artículo 3.6.1.2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) hace referencia a la carga vehicular de diseño, que consiste en una combinación de:

Camión de diseño

El artículo 3.6.1.2.2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica las características del camión de diseño. La distancia entre los dos ejes más pesados está en el rango de 4.27 m y 9.14 m, se selecciona la separación produzca los mayores requerimientos. La separación transversal de las ruedas es de 1.83 m.

Tándem de diseño

El artículo 3.6.1.2.3 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) define el tándem de diseño como un par de ejes de 11.338 Ton con una separación de 1.22 m. La separación transversal de las ruedas es de 1.83 m.

Carga Carril de Diseño

Según el artículo 3.6.1.2.4 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), la carga carril consiste en una carga uniformemente distribuida en dirección longitudinal de 0.952 ton/m.

3.2.1.1.3 Cargas para losa

A continuación, se muestran las cargas que fueron obtenidas en el apartado 3.2.1.1.1, aplicadas para cada sección de diseño:

Tabla 3.8.- Cargas aplicadas para la losa en voladizo. Elaborado por: Autores.

Tramo de losa en voladizo			Tramo de losa entre apoyos		
DC losa:	0.72	ton/m	DC losa:	0.72	ton/m
DC barandas:	0.111	ton	DC acera:	0.326	ton/m
DC acera:	0.326	ton/m	DW carpeta asfáltica:	0.056	ton/m

3.2.1.1.4 Cargas para vigas

La carga muerta incluye el peso propio de:

- Elementos estructurales: losa y vigas
- Protecciones
- Acera

Tabla 3.9.- Carga muerta por viga. Elaborado por: Autores

Descripción	Carga [ton/m]	Número de vigas Nb	Carga por viga [ton/m/viga]
Losa	2.88	3	0.96
Alma de vigas	2.88		0.96
Baranda	0.111		0.074
Acera	0.326		0.217
Total DC	6.197		2.211

3.2.1.1.5 Cargas para estribos

Carga Carril de Diseño

La (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica que la determinación de cargas provenientes de la superestructura es un requisito para el diseño del estribo.

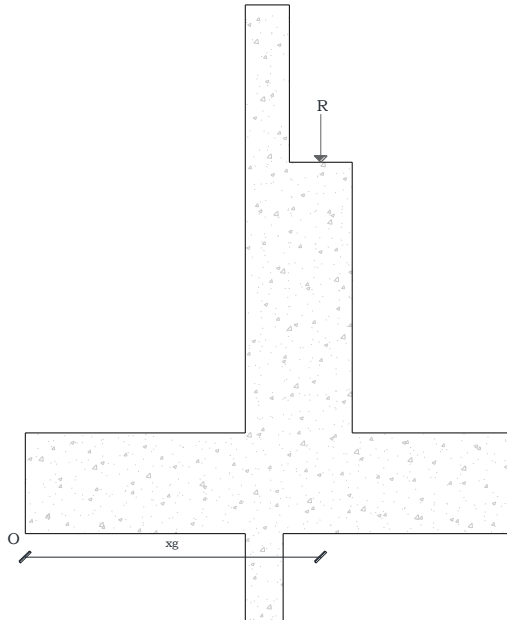


Ilustración 3.2.- Representación de fuerza proveniente de la superestructura.

Tabla 3.10.- Solicitaciones de carga de la superestructura para el estribo 1. Elaborado por: Autores.

CARGA		R kg	x _g m	M _o kg-m / m
Muerta	DC	15 510.330	1.880	29 159.420
	DW	388.30	1.880	729.995
Viva	LL	20 385.095	1.880	38 323.979

Tabla 3.11.- Solicitaciones de carga de la superestructura para el estribo 2. Elaborado por: Autores.

CARGA		R kg	x _g M	M _o kg-m / m
Muerta	DC	15 510.330	1.538	23 854.888
	DW	388.30	1.538	597.198
Viva	LL	20 385.095	1.538	31 352.276

Donde:

DC: Peso propio de la superestructura para cada estribo.

DW: Peso de la capa de rodadura y servicios públicos.

LL: Carga viva debido al camión de diseño y carril de diseño.

R: Reacciones por las cargas de superestructura para cada estribo.

x_g : Centro de gravedad con respecto a O.

M: Momento por carga de superestructura con respecto a O.

Carga Muerta de la Subestructura

La carga muerta de la subestructura se compone por el peso propio del estribo y el peso del relleno asentado en el talón. Este análisis se realiza dividiendo a la estructura en diferentes secciones.

Tabla 3.12.- Carga muerta de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

ESTRIBO 1							
Sección	Descripción	Ancho m	Altura m	Peso Específico kg/m ³	Peso Propio kg/m	x_g m	M kg-m / m
A	Cabecal	0.350	1.250	2 400	1050	1.975	2 073.750
B	Pantalla	0.850	2.150	2 400	4386	1.725	7 565.850
C	Zapata	3.900	0.800	2 400	7488	1.950	14 601.600
D	Diente	0.300	0.700	2 400	504	2.000	1 008.000
Total Estribo 1:					13 428	1.880	25 249.200
E	Relleno	1.750	3.400	1 800	10 710	3.025	32 397.750
ESTRIBO 2							
Sección	Descripción	Ancho m	Altura m	Peso Específico kg/m ³	Peso Propio kg/m	x_g m	M kg-m / m
A	Cabecal	0.300	1.250	2 400	900	1.750	1 575.000
B	Pantalla	0.800	1.600	2 400	3 072	1.500	4 608.000
C	Zapata	3.000	0.550	2 400	3 960	1.500	5 940.000
D	Diente	0.300	0.500	2 400	360	1.750	630.000
Total Estribo 2:					8 292	1.538	12 753.000
E	Relleno	1.100	2.850	1 600	5 016	2.450	12 289.200

Tabla 3.13.- Carga muerta de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

MURO DE ALA 1							
Sección	Descripción	Ancho m	Altura m	Peso Específico kg/m ³	Peso Propio kg/m	x _g m	M kg-m / m
A	Pantalla	0.300	3.400	2 400	2 448	2.000	4 896.000
B	Pantalla	0.3 – 0.5	3.400	2 400	816	1.717	1 400.800
C	Zapata	3.900	0.800	2 400	7 488	1.950	14 601.600
D	Diente	0.300	0.600	2 400	432	1.850	799.200
Total Estribo 1:					11 184	1.946	21 697.600
E	Relleno	1.750	3.400	1 800	10 710	3.025	32 397.750
MURO DE ALA 2							
Sección	Descripción	Ancho m	Altura m	Peso Específico kg/m ³	Peso Propio kg/m	x _g m	M kg-m / m
A	Pantalla	0.300	2.850	2 400	2 052	1.750	3 591.000
B	Pantalla	0.3 – 0.5	2.850	2 400	684	1.467	1 003.200
C	Zapata	3.300	0.550	2 400	4 356	1.650	7 187.400
D	Diente	0.300	0.600	2 400	432	1.600	691.200
Total Estribo 2:					7 524	1.666	12 472.800
E	Relleno	1.400	2.850	1600	6 384	2.600	16 598.400

Presión del suelo

A partir del informe del estudio geotécnico y en base a diferentes correlaciones se obtuvo el peso específico del suelo y los coeficientes utilizados en el diseño. Se debe considerar que cada estribo cuenta con un tipo de suelo con diferentes características.

La presión lateral del suelo se presenta de forma triangular en dirección horizontal; su resultante se denomina empuje de tierra y actúa a un tercio de la altura total del estribo, la misma que se calcula bajo la siguiente ecuación:

$$EH = \frac{1}{2} k_a \gamma D^2 - 2c' D \sqrt{k_a}$$

Ecuación 3.2. Ecuación de Empuje activo del suelo.

Donde:

- EH: Empuje activo del suelo
- k_a: Coeficiente de empuje activo de suelo
- γ: Peso específico del suelo
- D: Altura del relleno
- c': Cohesión del suelo

Tabla 3.14.- Empuje del suelo sobre los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	D m	EH kg/m	$H/3$ m	M_{EH} kg-m/m
Estribo 1	1.00	2 500	1 800	3.400	6 596.000	1.400	9234.400
Estribo 2	0.273	0	1 600	2.850	1 775.946	1.113	2 012.739

Sobrecarga Viva

La (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica en su artículo 3.11.6.4 que:

“Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del parámetro posterior del muro”

Para este diseño se consideró una carga constante equivalente a la provocada por una columna de suelo de altura de 0.60 m sobre el nivel del relleno. Las presiones horizontal y vertical producidas se determinan bajo las siguientes ecuaciones:

$$L_{SX} = k_a h_{eq} \gamma H$$

Ecuación 3.3. Ecuación de Presión horizontal producida por la sobrecarga viva.

$$L_{SY} = h_{eq} \gamma tt$$

Ecuación 3.4. Ecuación de Presión vertical producida por la sobrecarga viva.

Donde:

L_{SX} : Presión horizontal producida por la sobrecarga viva.

L_{SY} : Presión vertical producida por la sobrecarga viva.

h_{eq} : Altura de la sobrecarga.

γ : Peso específico del suelo.

H : Altura del estribo.

tt : Ancho del talón.

El resultado de las presiones ocasionadas por la sobrecarga viva para los estribos uno y dos se presentan en la tabla 3.15:

Tabla 3.15.- Presiones ocasionadas por sobrecarga viva para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	L_{sx} kg/m	B_{sx} m	M_{Lsx} kg-m / m	L_{sy} kg/m	B_{sy} m	M_{Lsy} kg-m / m
Estribo 1	4 536.000	2.100	9 525.6000	1 890.00	3.025	5 717.25
Estribo 2	892.073	1.700	1 516.524	1 056.000	2.450	2 857.200

Sismo

Para el análisis de empujes y cargas laterales debido al sismo por el peso propio del estribo se utiliza el Método de Newmark. Este método considera dos coeficientes que se encuentran en función del coeficiente de aceleración horizontal (PGA) y fueron determinados según las siguientes ecuaciones.

$$C_{sh} = 0.5 \text{ PGA}$$

Ecuación 3.5. Ecuación de Coeficiente sísmico horizontal.

Donde:

C_{sh} : Coeficiente sísmico horizontal

PGA: Aceleración horizontal

$$C_{sv} = 0.7 C_{sh}$$

Ecuación 3.6. Ecuación de Coeficiente sísmico vertical.

Donde:

C_{sv} : Coeficiente sísmico vertical

C_{sh} : Coeficiente sísmico horizontal

Las solicitaciones de carga debido al sismo se especifican en la tabla 3.16:

Tabla 3.16.- Solicitaciones de carga debido al sismo para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	EQ kg/m	y_g m	M_{EQ} kg-m / m
Estribo 1	2 685.600	1.100	2 954.160
Estribo 2	1 658.400	0.920	1 525.728

La (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica en su artículo 11.6.5.3. que para la determinación de la presión activa del suelo en condición sísmica se puede emplear el Método de Mononobe – Okabe (M – O). Este método se considera aplicable bajo las siguientes suposiciones:

- El material detrás del muro puede aproximarse como un suelo uniforme y sin cohesión dentro de una zona definida por una pendiente 3H:1V desde el talón del muro.
- El relleno no está saturado y en una condición lo suficientemente suelta como para que se produzca licuación durante un sismo.
- La combinación de la aceleración máxima del suelo y el ángulo de inclinación no debe exceder el ángulo de fricción.

El ángulo de fricción se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right)$$

Ecuación 3.7. Ecuación del ángulo de fricción.

Donde:

θ : Ángulo de fricción

C_{sh} : Coeficiente sísmico vertical

C_{sv} : Coeficiente sísmico horizontal

A pesar de que una de las suposiciones para utilizar el Método de Mononobe – Okabe especifica que el ángulo de inclinación no debe exceder el ángulo de fricción, en caso de que esto suceda el (Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras sismorresistentes. Parte 5: cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos, 2011) recomienda considerar el término $\Phi - \theta - i = 0$ en el cálculo del coeficiente de presión dinámica activa.

El coeficiente de presión dinámica activa se determina mediante la siguiente ecuación:

$$k_{as} = \frac{\text{sen}^2(\Phi + \beta - \theta)}{\cos(\theta) \text{sen}^2(\beta) \text{sen}(\beta - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi - \theta - i)}{\text{sen}(\beta - \theta - \delta) \text{sen}(i + \beta)}} \right]^2}$$

Ecuación 3.8. Ecuación de Coeficiente de presión dinámica activa.

Donde:

k_{as} : Coeficiente de presión dinámica activa

Φ : Ángulo de fricción del suelo

β : Ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal ($\beta = 90^\circ$)

i : Ángulo de inclinación del suelo atrás del muro ($i = 0$)

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro

El incremento dinámico del empuje sísmico activo actúa a dos tercios de la altura del muro y se calcula según la siguiente ecuación:

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2\right) * (k_{as} - k_a) * (1 - C_{sv})$$

Ecuación 3.9. Ecuación de Incremento dinámico del empuje activo.

Donde:

ΔDEa : Incremento dinámico del empuje activo

γ : Peso específico del suelo

h : Altura del relleno

k_{as} : Coeficiente de presión dinámica activa

k_a : Coeficiente de presión activa

C_{sv} : Coeficiente sísmico vertical

Los resultados obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones mencionadas se muestran en la tabla 3.17:

Tabla 3.17.- Incremento dinámico del empuje activo para estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	H m	ΔDEa kg/m	$2/3 H$ m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Estribo 1	1.000	1.122	0.140	1 800	4.200	1 670.046	2.800	4 676.130
Estribo 2	0.273	0.415	0.140	1 600	3.400	1 126.533	2.667	2 553.474

3.2.2 Método Constructivo

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
1	Desbroce y limpieza	m ²

DESCRIPCIÓN: Este trabajo consistirá en despejar el terreno necesario para llevar a cabo la obra contratada. Se eliminarán todos los árboles, arbustos, troncos, cercas vivas, matorrales y cualquier otra vegetación; además de tocones y hojarascas. Este trabajo contemplará también la conservación, evitando todo daño o deformación de la vegetación, plantaciones y objetos destinados a conservarse.

PROCEDIMIENTO: Se efectuará dentro de los límites de construcción. En las zonas de

excavaciones o terraplenes de altura inferior a 2 metros deberán removerse y desecharse todos los troncos, tocones, raíces, vegetación en general y material calificado como inadecuado. En las áreas fuera de los límites de construcción y dentro de los límites señalados para el desbroce y limpieza, los troncos se cortarán en lo posible, al ras del terreno natural; pero en ningún caso se los dejará de una altura mayor de 30 cm. No se requerirá en estas áreas la remoción de arbustos ni de otra vegetación que no sea árboles. Todos estos trabajos deberán realizarse en forma tal que no afecten la vegetación, construcciones, edificaciones, servicios públicos, etc., que se encuentren en las áreas laterales colindantes. No podrá iniciarse el movimiento de tierras en ningún tramo del proyecto mientras las operaciones de desbroce y limpieza de las áreas señaladas en dicho tramo no hayan sido totalmente concluidas, en forma satisfactoria.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Motosierra

MANO DE OBRA:

- Peón

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las aprobaciones por la fiscalización. Este precio y pago constituirá la compensación total por la eliminación, retiro, desecho y transporte de todos los materiales provenientes del desbroce y limpieza, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas necesarios para ejecutar los trabajos descritos en este rubro.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
2	Movilización de equipo	Global

DESCRIPCIÓN: Este rubro hace referencia al trabajo de suministrar, reunir y transportar lo requerido para la construcción del proyecto al lugar de la obra, incluyendo personal, equipo, materiales y todo lo necesario antes de iniciar y al finalizar los trabajos. El transporte del equipo pesado se podrá realizar en camiones de plataforma, de cama baja, mientras que el equipo liviano podrá transportarse por sus propios

medios.

EQUIPO:

- Plataforma o cama baja

MANO DE OBRA:

- Operador de maquinaria pesada

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será GLOBAL (m³) y se cancelará de acuerdo con las aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
3	Desvío del río	m ³

DESCRIPCIÓN: Consiste en realizar un canal dentro de la sección del río de tal manera que se pueda desviar el curso normal del mismo y de esta manera facilitar los trabajos al constructor. Esta actividad se realizará como paso previo a la construcción.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Excavadora de oruga

MANO DE OBRA:

- Operador de retroexcavadora
- Peón

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CÚBICO (m³) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
4	Enrocado con piedra bola de 50 cm	m ²

DESCRIPCIÓN: Hace referencia al recubrimiento del canal para desvío del río con piedra bola de 50 cm colocada o acomodada con ayuda de equipos mecánicos como

tractores, cargadores frontales, retro-excavadoras o grúas, con el objeto de proteger taludes evitando su erosión o desprendimiento; sirviendo de “cuña” al pie de los taludes, proteger de la erosión y socavación que producen las aguas.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Excavadora de oruga

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Operador de retroexcavadora
- Peón

MANO DE OBRA:

- Piedra bola de 50 cm

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
5	Replanteo y Nivelación	m ²

DESCRIPCIÓN: Es la ubicación y colocación de los puntos necesarios para poder proceder a la colocación de los ejes principales en el terreno donde se construirá la obra, tomando como base las indicaciones establecidas en los planos ya sean obras de construcción, agua potable, alcantarillado, puentes, vías, etc. respectivos y/o las órdenes del Fiscalizador; como paso previo a la construcción de la obra.

PROCEDIMIENTO: Antes de iniciar la construcción, el constructor y el fiscalizador definirán el trazado de los ejes de acuerdo con los planos del proyecto y si es del caso se “pasarán” los niveles de la construcción a realizarse. Deberá adicionalmente dejar un hito de hormigón (B. M.) del punto principal que permita una fácil comprobación de la ubicación y niveles de las obras.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Equipo topográfico

MANO DE OBRA:

- Topógrafo
- Cadenero
- Peón

MATERIALES:

- Estacas
- Clavos
- Piola plástica

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
6	Excavación a máquina, incluye desalojo	m ²

DESCRIPCIÓN: Este rubro hace referencia a la excavación en general, con la finalidad de remover o quitar volúmenes de tierra u otros materiales para conformar espacios para alojar estructuras como cimientos o muros.

PROCEDIMIENTO: Este trabajo consistirá en la excavación y disposición de todo el material cuya remoción sea necesaria para formar la obra básica. Todo se deberá ejecutar de acuerdo a las presentes especificaciones y con los alineamientos, pendientes y secciones transversales señalados en los planos o fijados por el Fiscalizador

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Excavadora
- Volqueta

MANO DE OBRA:

- Operador de maquinaria pesada
- Peón

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CÚBICO (m³) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
7	Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para cimentación	m ³
8	Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para estabilización de estribos y muros de ala	m ³

DESCRIPCIÓN: Se entenderá por relleno la ejecución del conjunto de operaciones necesarias para rellenar, hasta completar las secciones que indique el proyecto, los vacíos existentes entre las estructuras y las excavaciones hechas para alojarlas; o bien entre las estructuras y terreno natural, en tal forma de que ningún punto de la sección terminada quede a una distancia mayor de 10 centímetros del correspondiente a la sección del proyecto.

Los rellenos serán hechos según el proyecto con material de mejoramiento. El material para ello podrá ser producto bueno de minería, base para vías o subbase mejorada.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Plancha compactadora

MANO DE OBRA:

- Albañil
- Peón

MATERIALES:

- Material de mejoramiento bien disgregado y de buena calidad

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO

CUBICO (m³) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
9	Replanteo de f'c = 180 kg/cm ² con espesor de 7.5 cm	m ³

DESCRIPCIÓN: Es la construcción de hormigón simple y de baja resistencia, que se usa como base de apoyo de elementos estructurales, y que no requiere el uso de encofrados, se coloca de acuerdo con el diseño que se indica en los planos, aprobados por fiscalizador. Este trabajo incluye la fabricación, transporte, almacenamiento y colocación de hormigón en los replanteos.

PROCEDIMIENTO: El replanteo se colocará sobre la superficie del material de relleno debidamente compactado y preparado con material clasificado y aprobado por el fiscalizador, será de 7.5 cm de espesor y f'c=180 kg/cm².

DOSIFICACIÓN: La mezcla de hormigón deberá ser correctamente dosificada y presentará condiciones adecuadas de trabajabilidad y terminado. Será durable, impermeable y resistente al clima.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Concretera

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Albañil
- Peón

MATERIALES:

- Cemento
- Agregado fino
- Agregado grueso
- Agua

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO

CUBICO (m³) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
10	Hormigón para estribos fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m ³
13	Hormigón para muros de ala fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m ³
16	Hormigón para vigas fundidas en sitio f'c=280 kg/cm ²	m ³
19	Hormigón para losa fundida en sitio f'c=280 kg/cm ²	m ³
22	Hormigón para diafragmas fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m ³

DESCRIPCIÓN: Este trabajo incluye el proceso de fabricación, vertido, terminado y curado del hormigón. El hormigón para estructuras estará constituido por cemento tipo GU, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección. La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales.

CLASIFICACIÓN Y MEZCLAS DE DISEÑO: El contratista debe suministrar el diseño de la mezcla, y la clasificación de las mismas para los diferentes elementos estructurales. El contratista deberá determinar y medir la cantidad de cada grupo y de cada uno de los ingredientes que conforman la mezcla incluido el agua. Es conveniente realizar pruebas con muestras de todos los materiales que se utilizarán en la construcción, con el fin de evaluar el grado de confiabilidad del diseño. Para definir y mejorar el diseño, el contratista tiene la opción de utilizar aditivos para el hormigón.

VACIADO: Todo el hormigón será colocado en horas del día, y su colocación en cualquier parte de la obra no se iniciará si no puede completarse en dichas condiciones. La colocación durante la noche se podrá realizar sólo con autorización por escrito del Fiscalizador y siempre que el Contratista provea por su cuenta un sistema adecuado de iluminación.

No se colocará el hormigón mientras los encofrados y la obra falsa no hayan sido revisados por el Fiscalizador y, de ser necesario, corregidos, mientras el acero de refuerzo no esté completo, limpio y debidamente colocado en su sitio. Como paso previo para el vaciado del hormigón, todo el aserrín, viruta, cualquier otro desecho de la construcción o materiales extraños a ella se retirarán del interior de los encofrados.

Puntales, riostras y refuerzos que sirvan provisionalmente para mantener los encofrados en su posición y alineación correcta durante la colocación del hormigón, se retirarán cuando el hormigonado este en un nivel tal que resulten estos innecesarios y ninguna parte auxiliar deberá quedar embebida en el hormigón.

Los métodos de colocación y compactación del hormigón serán tales como para obtener una masa uniforme y densa, evitando la segregación de materiales y el desplazamiento de la armadura. El uso de conductos largos, canaletas y tubos para llevar el hormigón desde la mezcladora al encofrado, se realizará únicamente con autorización escrita del Fiscalizador. En el caso de que por el uso de estos conductos la calidad del hormigón resulte inferior, el Fiscalizador puede ordenar que sean sustituidos por un método eficiente de vaciado.

Los conductos abiertos y las canaletas serán de metal o forradas de metal, y tendrán pendientes altas. Las canaletas serán equipadas con deflectores o serán de longitudes cortas para invertir la dirección del movimiento. No se usarán canaletas conductos o tubos de aluminio para la colocación del hormigón. En las canaletas, conductos y tubos se limpiará y removerá cuidadosamente todo el hormigón endurecido antes de su uso. El hormigón será colocado dentro de los 30 minutos siguientes de su mezclado. Después del fraguado inicial del hormigón, los encofrados no deberán ser sometidos a vibraciones o movimientos y los extremos de las armaduras sobresalientes no se someterán a esfuerzo alguno.

El hormigón deberá vaciarse lo más exactamente posible en su posición definitiva. No se permitirá que el hormigón caiga libremente de más de 1.20 metros o que sea lanzado a distancias mayores de 1.50 metros. Ha de colocarse en capas horizontales de espesor uniforme, consolidando cada una antes de colocar la otra. Las capas no deberán exceder de 15 a 30 centímetros de espesor, para miembros reforzados, y de 45 centímetros de espesor, para trabajos en masa, según la separación de los encofrados y la cantidad de acero de refuerzo. Cada capa se compactará antes de que la anterior haya fraguado, para impedir daños al hormigón fresco y evitar superficies de separación entre capas.

El ritmo de colocación del hormigón deberá regularse, de manera que las presiones contra los moldes o encofrados causadas por el hormigón húmedo no excedan a las

consideradas en el diseño de los encofrados. Todo el hormigón será vibrado, a criterio del Fiscalizador, y con equipo aprobado por él. La vibración deberá ser interna, y penetrará dentro de la capa colocada anteriormente para asegurar que toda la masa se haga homogénea, densa y sin segregación. Los vibradores no serán empleados para empujar o conducir la masa de hormigón dentro de los encofrados hasta el lugar de su colocación. Tampoco serán colocados contra los moldes o encofrados o contra el acero de refuerzo. La vibración deberá tener la suficiente duración e intensidad para consolidar completamente el hormigón, pero no deberá continuarse hasta el punto de que cause segregación.

COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN: La temperatura del hormigón colocado en sitio, en caso de losas de puentes y losas superiores en contacto con el tráfico no deberán exceder de 29°C. Para colocación de masas de hormigón que estén indicadas en planos y su fundición sea monolítica, en el momento de su colocación la temperatura no deberá ser superior a 24°C.

Como regla general, el hormigón no podrá ser colocado en la cimentación hasta que el fondo y las características de la misma hayan sido inspeccionadas. El fondo de la cimentación por ningún motivo debe contener agua. La fundición de estribos de hormigón deberá ser fundidas monolíticamente entre juntas de construcción, las mismas que deberán estar definidas para toda la estructura antes del inicio de la fundición. El hormigonado se lo realizará en forma continua, a menos que se indique otra cosa en los planos. El hormigón se dejará fraguar por lo menos 12 horas antes de colocar el hormigón en el cabezal, y éste no se colocará hasta que se hayan removido los moldes e inspeccionado el hormigón colado en ellas. La carga de la superestructura no se la dejará descansar sobre las columnas hasta que haya transcurrido por lo menos 14 días después del hormigonado, a menos que el Fiscalizador permita otro procedimiento. Los barandales y parapetos no serán o colocados hasta que los encofrados o cerchas del tablero hayan sido retirados, a menos que el Fiscalizador lo autorice. Los moldes deberán ser lisos y perfectamente contruidos y alineados, de manera que el hormigón no se dañe al desencofrar.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Concretera

- Vibrador
- Bomba estacionaria para hormigón

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Albañil
- Peón

MATERIALES:

- Cemento
- Agregado fino
- Agregado grueso
- Agua

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUBICO (m³) de hormigón satisfactoriamente incorporados a la obra y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
12	Encofrado y desencofrado metálico alquilado para estribos y muros de ala	m ²
18	Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para vigas	m ²
21		m ²
24	Encofrado y desencofrado metálico alquilado para losa	m ²
28	Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para diafragmas	m ²
	Encofrado y desencofrado de madera de un solo uso para acera	

DESCRIPCIÓN: Este trabajo incluye el proceso de fabricación y ensamblaje en obra. Los encofrados se refieren a la construcción de formas temporales para contener el concreto de modo que éste, al endurecer, adopte la forma indicada en los planos respectivos, tanto en dimensiones como en su ubicación dentro de la estructura. Los encofrados pueden ser cara vista, cara no vista, estar en lugares secos o bajo agua; por lo que el contratista, conocedor del proyecto, deberá tomar todas las medidas necesarias a fin de atender estas circunstancias.

PROCEDIMIENTO: Todos los encofrados se construirán de madera o metal adecuados y serán impermeables al mortero y de suficiente rigidez para impedir la distorsión por la presión del hormigón o de otras cargas relacionadas con el proceso de construcción. Los encofrados se construirán y conservarán de manera de evitar torceduras y aberturas por la contracción de la madera, y tendrán suficiente resistencia para evitar una deflexión excesiva durante el vaciado del hormigón. Su diseño será tal que el hormigón terminado se ajuste a las dimensiones y contornos especificados.

Para el diseño de los encofrados, se tomará en cuenta el efecto de la vibración del hormigón durante el vaciado. Los encofrados para superficies descubiertas se harán de madera labrada de espesor uniforme u otro material aprobado por el Fiscalizador; cuando se utilice forro para el encofrado, éste deberá ser impermeable al mortero y del tipo aprobado por el Fiscalizador. Todas las esquinas expuestas deberán ser achaflanadas. Previamente al vaciado del hormigón, las superficies interiores de los encofrados estarán limpias de toda suciedad, mortero y materia extraña y recubierta con aceite para moldes. No se vaciará hormigón alguno en los encofrados hasta que todas las instalaciones que se requieran embeber en el hormigón se hayan colocado, y el Fiscalizador haya inspeccionado y aprobado dichas instalaciones. El ritmo de vaciado del hormigón será controlado para evitar que las deflexiones de los encofrados o paneles de encofrados no sean mayores que las tolerancias permitidas por estas especificaciones. De producirse deflexiones u ondulaciones en exceso a lo permitido, se suspenderá el vaciado hasta corregirlas y reforzar los encofrados para evitar una repetición del problema. Las ataduras metálicas o anclajes, dentro de los encofrados, serán construidos de tal forma que su remoción sea posible hasta una profundidad de por lo menos 5 centímetros desde la cara, sin causar daño al hormigón. Todos los herrajes de las ataduras de alambre especiales serán de un diseño tal que, al sacarse, las cavidades que queden sean del menor tamaño posible. Estas cavidades se llenarán con mortero de cemento y la superficie se dejará sana, lisa, igual y de color uniforme.

Todos los encofrados se construirán y mantendrán según el diseño de tal modo que el hormigón terminado tenga la forma y dimensiones indicadas en los planos y esté de acuerdo con las pendientes y alineaciones establecidas. La forma, resistencia, rigidez, impermeabilidad, textura y color de la superficie en los encofrados usados deberá mantenerse en todo tiempo. Cualquier madera torcida o deformada deberá corregirse

antes de volver a ser usada. Los encofrados que sean rechazados por cualquier causa, no se volverán a usar. Los enlaces o uniones de los distintos elementos de los encofrados serán sólidos y sencillos, de modo que su montaje y desmontaje se verifiquen con facilidad. Tanto las superficies de los encofrados como los productos que a ellas se puedan aplicar, no deberán contener sustancias perjudiciales para el hormigón. Cuando se encofren elementos de gran altura y pequeño espesor a hormigonar de una vez, se deberán prever en las paredes laterales de los encofrados ventanas de control, de suficiente dimensión para permitir desde ellas la compactación del hormigón. Estas aberturas se dispondrán con espaciamiento vertical y horizontal no mayor de un metro, y se cerrarán cuando el hormigón llegue a su altura.

Ningún elemento de hormigón armado debe ser desencofrado antes de que el hormigón haya adquirido la resistencia mínima de acuerdo con el tiempo mínimo de fraguado, de esta manera al quitar los elementos de encofrado, no se producirán descascaramientos, distorsiones, flechas y otros daños por efecto del retiro de moldes. No se podrá desencofrar ningún elemento en el que previamente no se haya comprobado su resistencia mínima a la rotura por compresión en el laboratorio de acuerdo con el diseño del hormigón.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra parcialmente
- Albañil
- Peón

MATERIALES:

- Encofrado metálico
- Tabla dura de encofrado de 0.30 m
- Tiras
- Cuartones
- Clavos

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO

CUADRADO (m²) satisfactoriamente incorporados a la obra y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
11	Acero de refuerzo para estribos $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³
14	Acero de refuerzo para muros de ala $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³
17	Acero de refuerzo para vigas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³
20	Acero de refuerzo para losa $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³
23	Acero de refuerzo para diafragmas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³
27	Acero de refuerzo para acera $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	m ³

DESCRIPCIÓN: Este ítem norma el suministro y colocación del acero corrugado y liso, en lo referente a secciones y detalles éstos deberán constar en los planos. El refuerzo debe cumplir los requisitos técnicos del INEN.

PROCEDIMIENTO: Antes de pedir el material, las planillas de armaduras serán sometidas por el Contratista a la aprobación del Fiscalizador y no se hará ningún pedido de materiales hasta que dichas planillas estén aprobadas. La aprobación de las planillas de armaduras por parte del Fiscalizador no relevará, en forma alguna, al Contratista de su responsabilidad respecto de la exactitud de tales planillas y del suministro de acero de refuerzo que deberá cumplir con todos los requerimientos del contrato. El acero de refuerzo deberá ser almacenado en plataformas u otros soportes adecuados, de tal forma que no esté en contacto con la superficie del terreno. Deberá protegérselo, hasta donde sea posible, para evitar daños mecánicos y deterioro por oxidación.

Las barras y el alambre de acero serán protegidos en todo tiempo de daños y, cuando se los coloque en la obra, estarán libres de suciedad, escamas sueltas, herrumbrado, pintura, aceite u otra substancia inaceptable.

Las barras se doblarán en la forma indicada en los planos. Todas las barras se doblarán en frío, a menos que permita el Fiscalizador otra cosa. Ninguna barra parcialmente empotrada en el hormigón será doblada, a menos que así lo indiquen los planos o lo permita expresamente el Fiscalizador. Los radios para el doblado deberán estar indicados en los planos.

Las barras de acero se colocarán en las posiciones indicadas en los planos, se las

amarrará con alambre u otros dispositivos metálicos en todos sus cruces y deberán quedar sujetas firmemente durante el vaciado del hormigón. El espaciamiento de la armadura de refuerzo con los encofrados se lo hará utilizando bloques de mortero, espaciadores metálicos o sistemas de suspensión aprobados por el Fiscalizador. No se permitirá el uso de aparatos de plástico, madera o aluminio. El recubrimiento mínimo de las barras se indicará en los planos. La colocación de la armadura será aprobada por el Fiscalizador antes de colocar el hormigón.

Las barras en su ubicación no deberían variar más de 1/12 del espaciamiento entre cada una de ellas. Por ningún motivo el recubrimiento mínimo a la superficie del refuerzo será menor a 25 mm. y se guiarán por las indicaciones de los planos. Las barras serán empalmadas como se indica en los planos o de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. Los empalmes deberán hacerse con traslapes escalonados de las barras.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Cortadora / Dobladora

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra parcialmente
- Fierro
- Peón

MATERIALES:

- Barras corrugadas de acero de refuerzo
- Alambre de amarre

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el KILOGRAMO (Kg) de barras acero colocados en la obra. Los pesos de las barras de acero de refuerzo se determinarán según lo indicado en las normas INEN respectivas. Los pesos que se miden para el pago incluirán los traslapes indicados en los planos o aprobados por el Fiscalizador. Se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
15	Apoyos de neopreno	Unidad

DESCRIPCIÓN: Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de planchas de neopreno vulcanizadas con planchas de acero estructural, según se indica en los planos. Las planchas de neopreno serán de dureza 60 SHORE. Las planchas de neopreno vulcanizada con planchas de acero estructural deberán ser del tipo monoblock perfectamente elaboradas, es decir, todo el apoyo completo formará una sola pieza con las planchas de acero interiores.

COLOCACIÓN: Cada apoyo deberá colocarse sobre una superficie perfectamente plana y horizontal.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Albañil

MATERIALES:

- Apoyo de neopreno tipo STUP 30x30x5 cm 60 SHORE

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será la UNIDAD (Unidad) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
25	Pavimento asfáltico con espesor de 2.5 cm	m ²

DESCRIPCIÓN: Este trabajo consistirá en la construcción de capas de rodadura de hormigón asfáltico constituido por agregados en la granulometría especificada, relleno mineral, si es necesario, y material asfáltico, mezclados en una planta central, y colocado sobre una base debidamente preparada o un pavimento existente, de acuerdo con lo establecido en los documentos contractuales.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Finisher
- Rodillo vibratorio doble tambor
- Rodillo compactador
- Planta de asfalto
- Volqueta

MANO DE OBRA:

- Peón
- Chofer de volqueta
- Operador de maquinaria pesada

MATERIALES:

- Fino cribado
- Material granular
- Diésel
- Asfalto AP-3 RC-350

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización. Estos precios y pago constituirán la compensación total por el suministro de los agregados y el asfalto, la preparación del hormigón asfáltico, el transporte, la distribución, terminado y compactación de la mezcla, la limpieza de la superficie que recibirá el hormigón asfáltico; así como por la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en el completamiento de los trabajos descritos en esta sección.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
26	Hormigón para acera fundida en sitio f'c = 210kg/cm ² , e = 15 cm	m ²

DESCRIPCIÓN: Este trabajo incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón. El hormigón para estructuras estará constituido por cemento tipo GU, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las

proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección. La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales.

CLASIFICACIÓN Y MEZCLAS DE DISEÑO: El contratista debe suministrar el diseño de la mezcla, y la clasificación de las mismas para los diferentes elementos estructurales. El contratista deberá determinar y medir la cantidad de cada grupo y de cada uno de los ingredientes que conforman la mezcla incluido el agua. Es conveniente realizar pruebas con muestras de todos los materiales que se utilizarán en la construcción, con el fin de evaluar el grado de confiabilidad del diseño. Para definir y mejorar el diseño, el contratista tiene la opción de utilizar aditivos para el hormigón.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Concretera
- Vibrador

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Albañil
- Peón

MATERIALES:

- Cemento
- Agregado fino
- Agregado grueso
- Agua

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
29	Suministro e instalación de barandas vehiculares con perfiles metálicos, incluye placa base	m

DESCRIPCIÓN: Este trabajo consistirá en la construcción de barandas vehiculares con perfiles metálicos, de acuerdo con los detalles indicados en los planos, en la forma establecida en estas especificaciones. El Contratista suministrará, fabricará las barandas, y realizará todos los trabajos requeridos para el montaje total de las mismas.

Los perfiles para soldar serán lisos, uniformes, carentes de rebabas, desprendimientos, grasas y otros defectos que podrían afectar la calidad de la soldadura. Las superficies que se extiendan dentro de 5 centímetros de cualquier zona a soldar, no estarán pintadas ni cubiertas con otro material que podría afectar la calidad, o producir vapores o gases inconvenientes durante la realización de este trabajo.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Soldador
- Peón

MATERIALES:

- Fleje de acero estructural 150x100x8 mm
- Fleje de acero estructural 100x100x6 mm
- Fleje de acero estructural 200x100x8 mm
- Placa base

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO LINEAL (m²) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
30	Remoción de enrocado	Día

DESCRIPCIÓN: Este trabajo se refiere al retiro de la piedra bola del canal realizado para el desvío del río una vez terminados los trabajos. El material de río producto de la excavación será vuelto a su lugar original, mediante el uso de maquinaria, de modo que disponga de la geometría que disponía antes del encauzamiento.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción
- Retroexcavadora
- Volqueta

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Peón
- Operador de maquinaria

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por METRO CUADRADO (m²) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
31	Reconformación del sitio con material de subrasante	m ³

DESCRIPCIÓN: por este rubro se entenderá la ejecución del conjunto de operaciones necesarias para rellenar con material de subrasante, hasta completar las secciones que indique el proyecto, los vacíos existentes entre las estructuras y las excavaciones hechas para alojarlas; o bien entre las estructuras y terreno natural, en tal forma de que ningún punto de la sección terminada quede a una distancia mayor de 10 centímetros del correspondiente a la sección del proyecto.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

- Motoniveladora
- Rodillo vibratorio doble tambor
- Tanquero

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Operador de maquinaria
- Chofer: licencia tipo e
- Peón

MATERIALES:

- Agua
- Material de subrasante

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será el METRO CUBICO (m³) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
32	Limpieza y resanes generales	Día

DESCRIPCIÓN: Este trabajo se refiere a la limpieza del área del proyecto una vez terminados los trabajos. Estas operaciones pueden ser efectuadas manualmente o con el empleo de equipos mecánicos.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra
- Peón

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por DÍA (Día) y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
33	Suministro e instalación de cinta de prevención para delimitar las zonas de peligro	Unidad

DESCRIPCIÓN: Este trabajo consistirá en la colocación de cinta plástica de seguridad con la leyenda PELIGRO en áreas indicadas por fiscalización.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Peón

MATERIAL:

- Cinta plástica de seguridad

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por UNIDAD y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
34	Suministro e instalación de letreros de señalización colectiva de seguridad laboral	Unidad

DESCRIPCIÓN: Este rubro hace referencia a los sitios y actividades riesgosas dentro del área de influencia que deberán ser debidamente señalizadas. Los letreros serán de atención, prohibición, seguridad y uso obligatorio.

- **Señales de advertencia:** Estas señales serán colocadas en áreas en donde existe un potencial riesgo, advirtiendo a los trabajadores y ciudadanos del peligro. Deberán ser de 40x20 cm, con fondo amarillo y letras negras.
- **Señales de prohibición:** Procuran regular el comportamiento de las personas que se encuentran ocupando un espacio particular, también advierten sobre acciones no deseadas que pueden provocar accidentes o

incomodar a otros. Deberán ser de 40x20 cm, con fondo blanco y letras rojas.

- **Señales de seguridad:** Estas señales indican las salidas, teléfonos de emergencia, puntos de reunión, etc. Deberán tener el fondo blanco y letras verdes.
- **Señales de uso obligatorio:** Indican en qué área o para que trabajo, el trabajador debe utilizar el equipo de seguridad necesario. Deberán ser de fondo blanco y letras azules.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra parcialmente
- Peón

MATERIAL:

- Letreros de señalización colectiva

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por UNIDAD y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
35	Suministro de implementos de protección personal	Juego

DESCRIPCIÓN: Este rubro se refiere al alquiler de baterías sanitarias por mes de trabajo para el personal que labora en el proyecto donde el sistema de servicio de agua potable y eliminación de excretas están restringidos, así como su fácil acceso a los sistemas de drenaje públicos.

Este rubro hace referencia a la entrega del equipo de seguridad industrial para el trabajador, que dependerá de la actividad a realizar. El uso de botas, guantes, chaleco reflectivo y casco serán obligatorios para todos los casos; en casos especiales de

obreros como soldadores, operadores de amoladoras, etc., será necesario el uso de gafas de protección y tapones para los oídos. El fiscalizador podrá exigir el uso de los elementos de protección adicionales que crea conveniente para el correcto desempeño del trabajo.

MATERIAL:

- Botín de seguridad industrial
- Casco
- Chaleco de seguridad industrial
- Guantes de seguridad industrial
- Gafas de protección
- Tapón auditivo

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por JUEGO y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
36	Provisión y mantenimiento de baterías sanitarias	Unidad Alquiler / Mes

DESCRIPCIÓN: Este rubro se refiere al alquiler de baterías sanitarias por mes de trabajo para el personal que labora en el proyecto donde el sistema de servicio de agua potable y eliminación de excretas están restringidos, así como su fácil acceso a los sistemas de drenaje públicos.

Los módulos de las baterías sanitarias deberán ser de un material de acabado agradable, impermeable, con filtros para evitar malos olores, estables a la influencia al medio ambiente, la cantidad determinada será suficiente para el número de personas que laboren en el proyecto y deberán estar ubicadas en el área de intervención a donde lo determine la fiscalización.

EQUIPO:

- Herramienta manual y menor de construcción

MANO DE OBRA:

- Maestro de obra parcialmente
- Peón

MATERIAL:

- Batería sanitaria portátil

MEDICIÓN Y PAGO: La unidad de medida para el pago de este ítem será por UNIDAD DE ALQUILER POR MES y se cancelará de acuerdo con las mediciones realizadas y aprobaciones por la fiscalización.

3.2.3 Detalles de Diseño

3.2.3.1 Diseño de estructura complementaria: Barandas

3.2.3.1.1 Geometría y distribución

Para la geometría y distribución de esta estructura se siguieron los lineamientos indicados en el Art. A13.8.1 de AASHTO LRFD. En este apartado, se explica que los criterios para definir la máxima abertura libre debajo del riel inferior (C_b), el retiro de los postes (S), y la máxima abertura entre rieles, debe cumplir con lo siguiente:

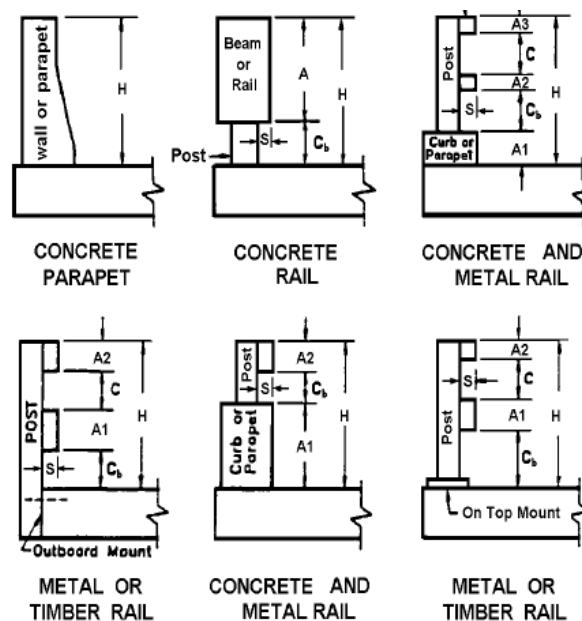


Ilustración 3.3.- Barandas típicas para tráfico vehicular. Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figura: A13.1.1-1

Escogiendo una estructura metálica, como se muestra en la Ilustración 3.3, en el último detalle, se asumieron los valores:

Tabla 3.18.- Distribución transversal de barandas. Elaborado por: Autores.

A4:	0.1	m
A3:	0.2	m
A2:	0.1	m
A1:	0.2	m
ΣA :	0.5	m
Cb:	0.15	m
C1:	0.2	m
C2:	0.2	m
C3:	0.2	m
H:	1.25	m

Se realiza la primera comprobación, en donde:

$$\sum A \geq 25\% H$$

$$0.5 \geq 0.25 * 1.25$$

$$0.5 \geq 0.3125$$

CUMPLE

Además, la abertura libre vertical C, y el retiro de los postes S, deberá estar dentro o por debajo del área sombreada, como se indica en las figuras:

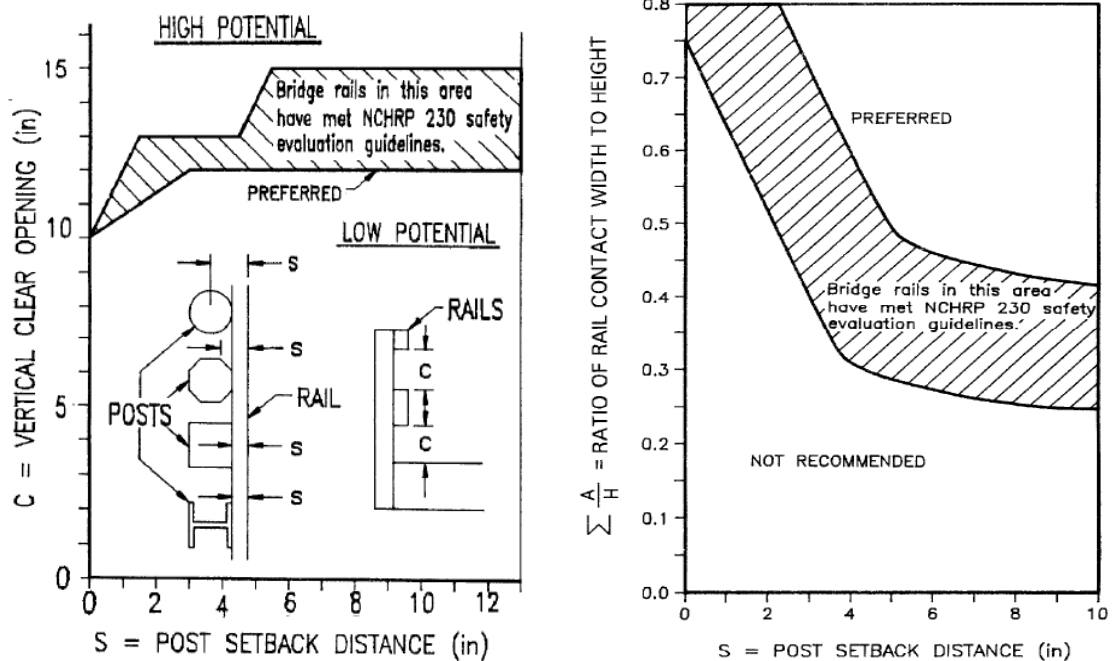
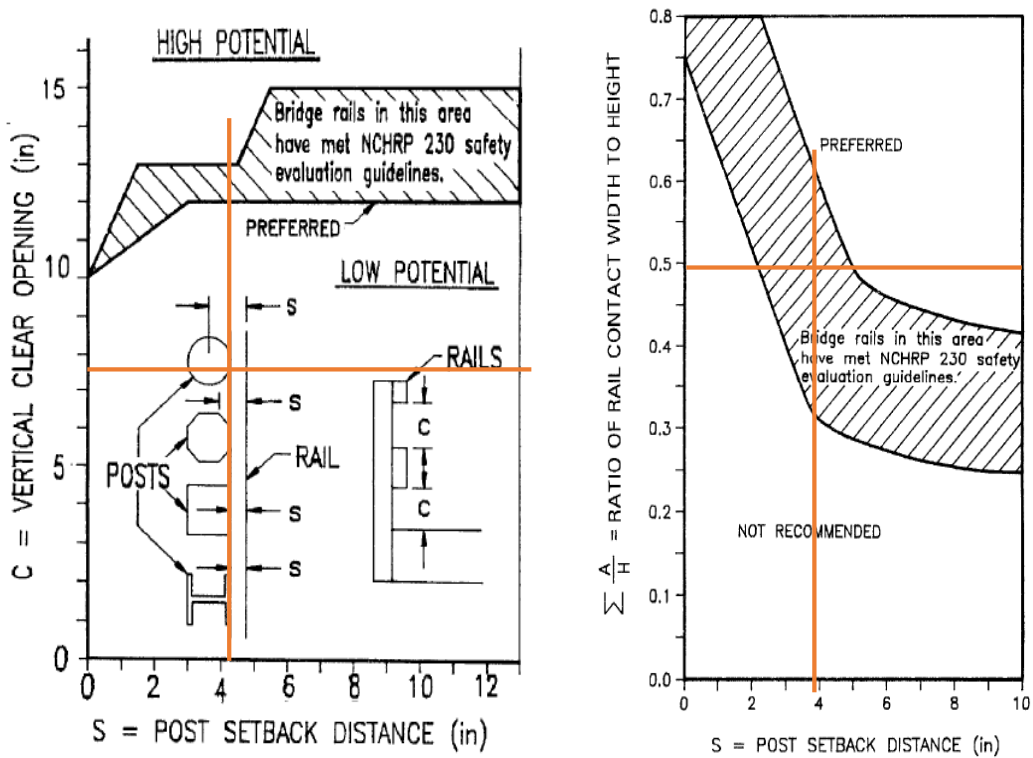


Ilustración 3.4.- Potencial de impacto y criterio de retiro para postes.
Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figuras: A13.1.1-2 y A13.1.1-3

Con lo que se tiene a partir de los datos seleccionados:



Con esto se verifica que se cumplen con los criterios requeridos, para la distribución seleccionada.

Finalmente, se presenta la geometría de la baranda en la siguiente figura

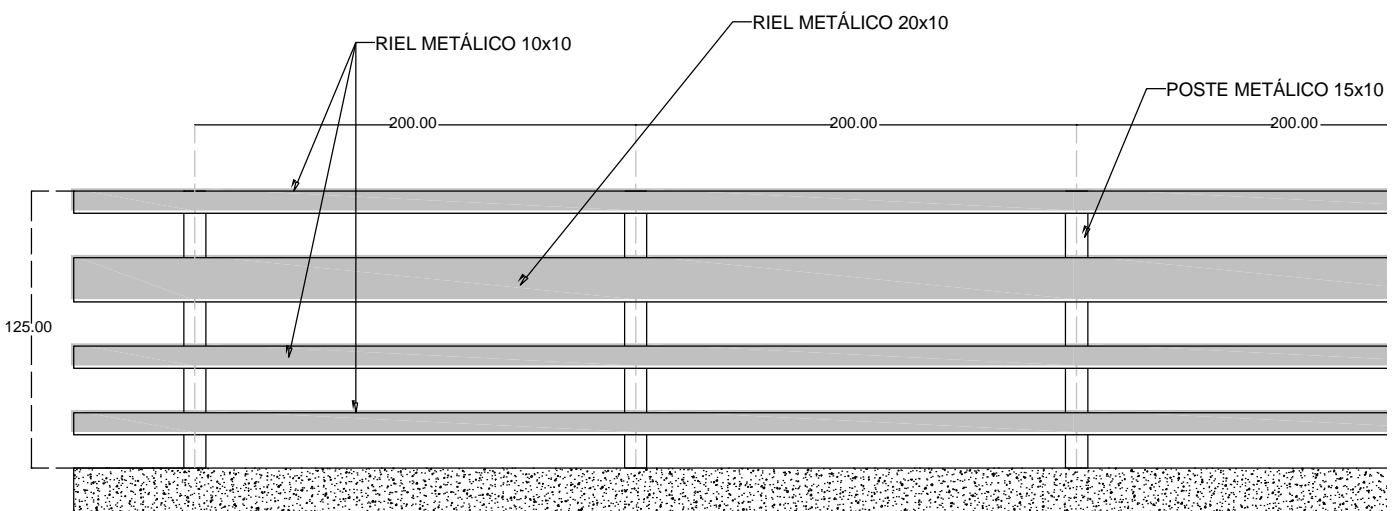


Ilustración 3.5.- Vista frontal de baranda con medidas en centímetros. Elaborado por: Autores.

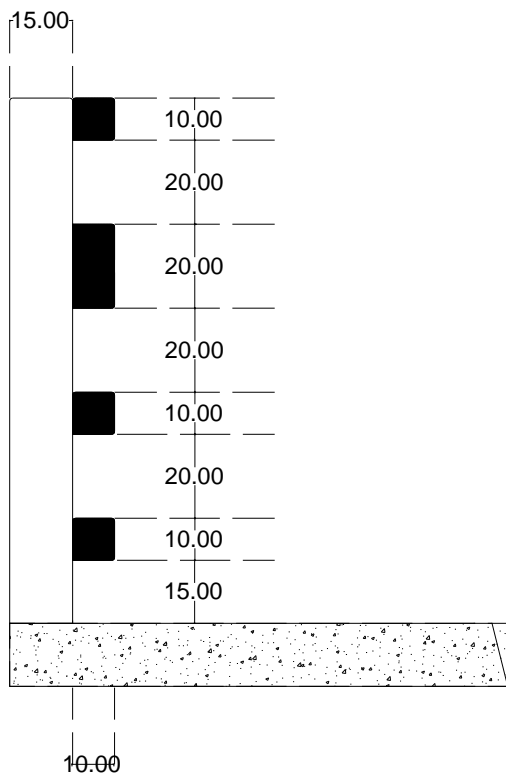


Ilustración 3.6.- Vista transversal de baranda con medidas en centímetros. Elaborado por: Autores.

3.2.3.1.2 Cálculo estructural de las protecciones laterales

Se necesita encontrar la ubicación de la resultante de la estructura, por lo que se realizó el cálculo mediante:

$$Y_{cg} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Ecuación 3.10. Ecuación general de centro de gravedad.

Obteniendo un Y_{cg} de 0.72 metros.

Una vez encontrado la ubicación, se verificó que la resultante esté por encima de la altura efectiva de vuelco. La altura efectiva de vuelco se obtiene de la tabla mostrada a continuación:

Tabla 3.19.- Cargas de diseño para barandas de tráfico. Fuente: AASHTO LRFD 2012, Figura: A13.2-1.

Design forces and designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_T Transverse (Kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
F_L Longitudinal (Kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
F_V Vertical (Kips)	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
F_T and F_L (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
F_V (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
H_E (in)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum H height of rail (in)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

Las cargas seleccionadas, y convertidas al sistema en el cual se trabaja son:

Tabla 3.20.- Cargas de diseño a utilizar. Elaborado por: Autores.

Ft:	12.245	Ton
Fl:	4.082	Ton
Lt y Ll:	1.219	m
He:	0.508	m

Las mismas que están en función del nivel de ensayo adoptado, el cual es el TL-2. Por lo tanto:

$$Y_{cg} \geq H_e$$

$$0.72 \geq 0.508$$

CUMPLE

Introduciendo la geometría seleccionada al programa estructural, se obtienen los momentos plásticos de los perfiles utilizados tanto para el poste como para los rieles, obteniendo así:

- Poste

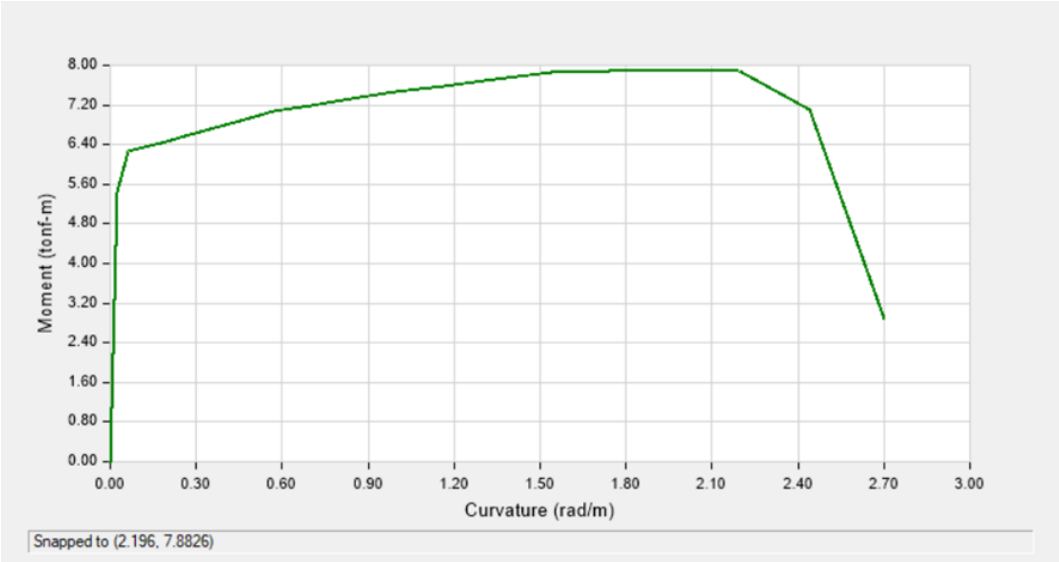


Ilustración 3.7.- Diagrama Momento-Curvatura del poste en el sentido Y-Y. Elaborado por: Autores.

$$M_{py} = 7.8826 \text{ ton.m}$$

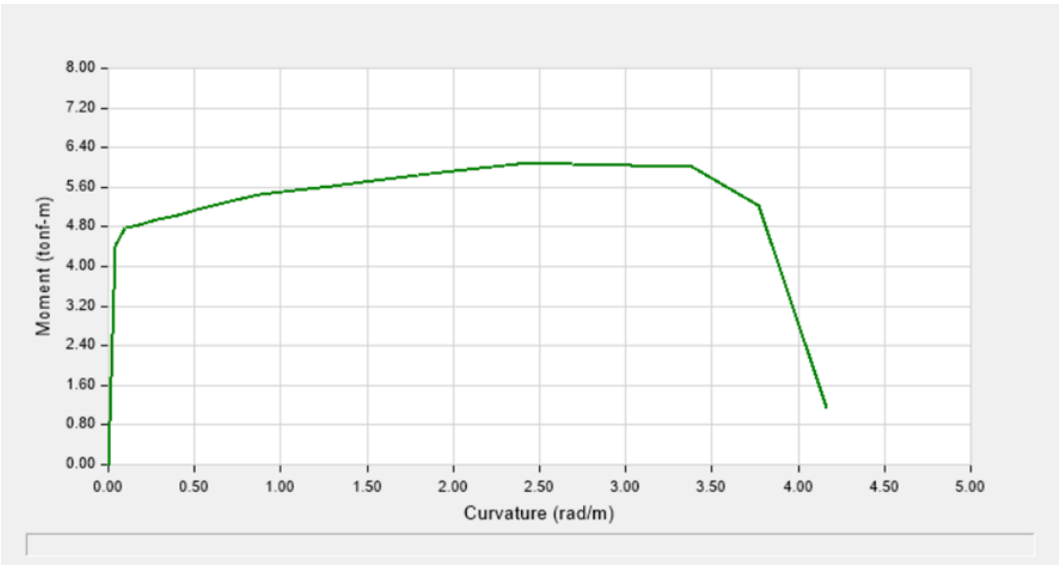


Ilustración 3.8.- Diagrama Momento-Curvatura del poste en el sentido X-X. Elaborado por: Autores.

$$M_{px} = 6.0698 \text{ ton.m}$$

- Riel 1

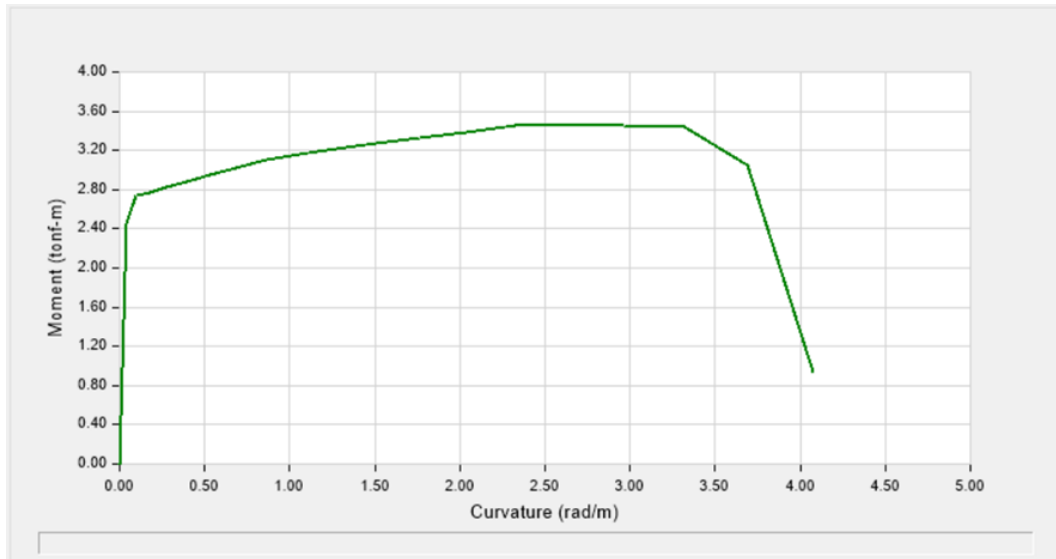


Ilustración 3.9.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 10x10. Elaborado por: Autores.

$M_p = 3.4577 \text{ ton.m}$

- Riel 2

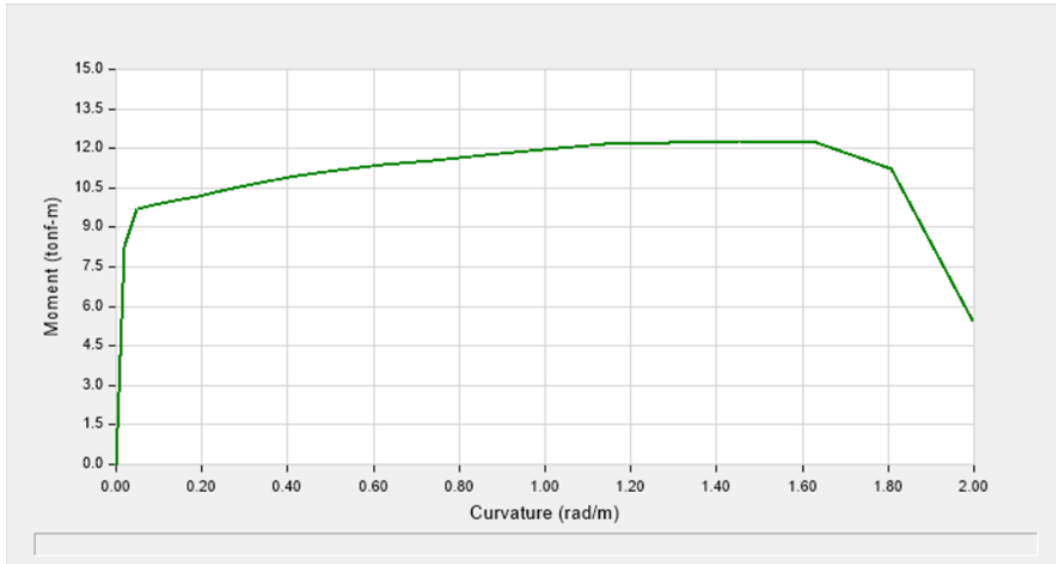


Ilustración 3.10.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 20x10, en el sentido Y-Y. Elaborado por: Autores.

$M_{py} = 12.2694 \text{ ton.m}$

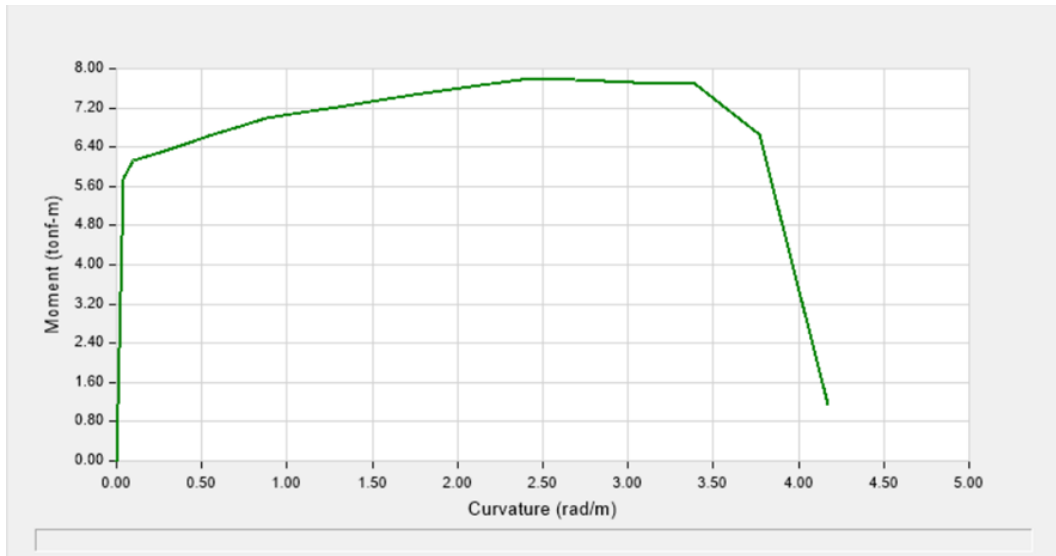


Ilustración 3.11.- Diagrama Momento-Curvatura del riel de 20x10, en el sentido X-X. Elaborado por: Autores.

$$M_{px} = 7.7888 \text{ ton.m}$$

Con esta información, los valores determinados son:

- Poste

$$P_{py} = \frac{M_{py}}{Y_{cg}}$$

$$P_{py} = \frac{7.883}{0.72} = 10.95 \text{ ton}$$

Fuerza transversal resistente para un poste

$$P_{px} = \frac{M_{px}}{Y_{cg}}$$

$$P_{px} = \frac{6.070}{0.72} = 8.43 \text{ ton}$$

Fuerza horizontal resistente de un poste

- Riel de 10x10

$$M_p = 3 * 3.458 = 10.373 \text{ ton.m}$$

Momento plástico resistente a los tres rieles de 10x10

- Riel de 20x10

$$M_p = 14.53 \text{ ton.m}$$

Momento plástico resistente al riel de 20x10

- Rieles

$$M_{ptotal} = 24.91 \text{ ton.m}$$

Momentos plásticos resistentes a todos los rieles

3.2.3.1.3 Cálculo de la resistencia de las protecciones laterales

En el Art. A13.3.2 de AASHTO LRFD, para barandas de postes y vigas, se menciona que se deben analizar las condiciones de falla mediante un análisis inelástico. La resistencia crítica obtenida será el menor valor entre todos según las ecuaciones que se tomen variando el número de tramos. Se explican los modos de fallas según tramos en la ilustración siguiente:

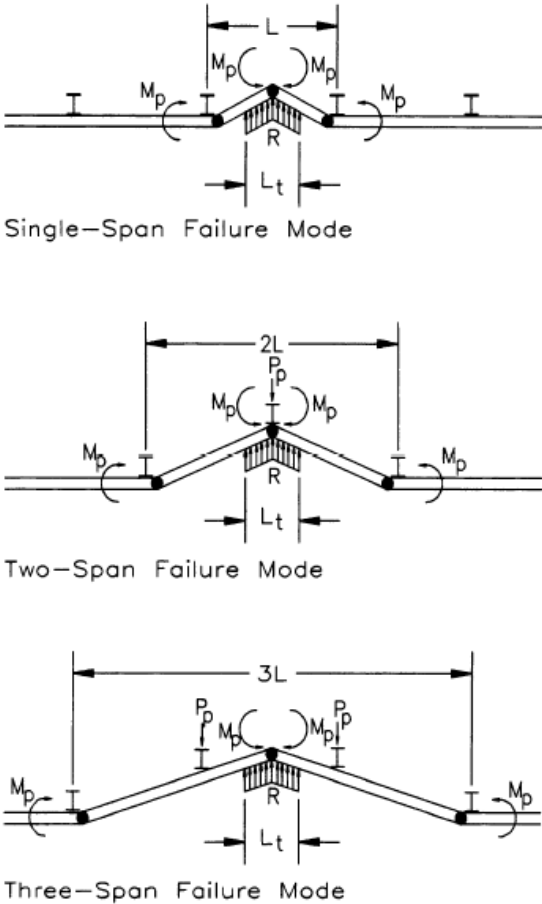


Ilustración 3.12.- Modos de falla posible para barandas formadas por postes y vigas. Fuente: AASHTO LRFD 2012, CA13.3.2-1.

Las ecuaciones son las que se usan para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, como se muestra:

$$R = \frac{16Mp + (N - 1)(N + 1) Pp L}{2N L - Lt}$$

Ecuación 3.11. Ecuación de modos de falla según N.

$$R = \frac{16Mp + N^2 Pp L}{2N L - Lt}$$

Ecuación 3.12. Ecuación de modos de falla según N.

Donde:

L = Separación entre postes. (m)

Mp = Momento plástico de todos los rieles. (ton.m)

Pp = Resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicada a una altura ycg por encima del tablero. (t)

R = Resistencia última o nominal de la baranda. (t)

Lt, LL = Longitud transversal y longitudinal de las cargas distribuidas debidas al impacto de los vehículos Ft y FL. (m)

Además, se muestra la ecuación que se usa para analizar el impacto en el extremo de un segmento de riel, que provoca la caída del poste ubicada en el extremo de una baranda:

$$R = \frac{2Mp + 2Pp L (\sum i)}{2N L - Lt}$$

Ecuación 3.13. Ecuación de modo de falla en el extremo.

$$\sum i, i = 1, 2, 3, \dots N$$

Con lo presentado, se obtienen los siguientes valores de resistencias:

Tabla 3.21.- Valores de resistencia obtenidos. Elaborado por: Autores.

R Interiores (ton)	N	R Extremos (ton)
143.302	1	33.661
71.685	2	20.263
53.212	3	28.993

Como se mencionó previamente, se toma el menor valor para realizar la comprobación con respecto a la fuerza transversal, en donde se tiene que:

$$R_{interiores} \geq Ft$$

$$53.212 \geq 12.245$$

CUMPLE

$$R_{extremos} \geq Ft$$

$$20.263 \geq 12.245$$

CUMPLE

Para la comprobación de la fuerza longitudinal, se toma el valor en que todos los postes de un tramo resisten dicha fuerza, usando la siguiente ecuación:

$$R_L = Np \times Ppx$$

Obteniendo:

$$N_{postes} = 8$$

$$Ppx = 8.430 \text{ ton}$$

$$R_L = 67.442 \text{ ton}$$

Comprobando que:

$$R_L \geq Fl$$

$$67.442 \geq 4.082$$

CUMPLE

3.2.3.1.4 Diseño de placa base y pernos de anclaje

La placa base será la misma para todos los postes a lo largo de la baranda, en donde la carga de diseño se obtiene como se presenta a continuación:

$$P = Y * Area * Altura$$

$$P_{poste} = 7860 * 0.004 * 1.25 = 39.3 \text{ kg}$$

$$P_{rieles} = 7860 * (3 * 0.002 + 0.005) * 2 = 172.92 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 212.22 \text{ kg} = 0.21222 \text{ ton}$$

Modelando la estructura e introduciendo este valor como carga, se obtienen los siguientes valores como momento y cortante:

$$M = 0.0121 \text{ ton.m}$$

$$V = 0.0074 \text{ ton}$$

Al ser un proceso iterativo, se adopta 0.53 cm por cada lado para la placa. Con esto, los esfuerzos se determinan considerando los momentos en ambos sentidos con la ecuación de esfuerzos combinados:

$$\sigma_{min} = \frac{P}{A} - \frac{6M}{HB^2}$$

Ecuación 3.14. Ecuación de esfuerzos mínimos combinados.

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{HB^2}$$

Ecuación 3.15. Ecuación de esfuerzos máximos combinados.

$$\sigma_{min} = \frac{212.22}{0.35 * 0.35} - \frac{6 * 12.1}{0.35 * 0.35 * 0.35}$$

$$\sigma_{min} = 0.039 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{212.22}{0.35 * 0.35} + \frac{6 * 12.1}{0.35 * 0.35 * 0.35}$$

$$\sigma_{max} = 3.43 \text{ ton/m}^2$$

Se encuentra el esfuerzo en la cara de la columna, para posteriormente hallar la fuerza que flectará a la placa, el cual está ubicado en:

$$m = 0.05 * B_{col} + X$$

$$m = 0.05 * 0.15 + 0.10 = 0.108 \text{ m}$$

Siendo el esfuerzo:

$$\sigma_c = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})(B - m)}{B} + \sigma_{min}$$

Ecuación 3.16. Ecuación de esfuerzo en cara de columna.

$$\sigma_c = \frac{(3.43 - 0.039)(0.35 - 0.108)}{0.35} + 0.039$$

$$\sigma_c = 2.39 \text{ ton/m}^2$$

El momento flector será:

$$M_{min} = 0.1 * B_{col} * P$$

Ecuación 3.17. Ecuación de momento flector.

$$M_{min} = 0.1 * 0.15 * 0.21222 = 0.0032 \text{ ton.m}$$

$$M_u = \min(M_{min}; \frac{m^2 H}{6} * (\sigma_c + 2\sigma_{max}))$$

$$\frac{m^2 H}{6} * (\sigma_c + 2\sigma_{max}) = 0.0062 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 0.0032 \text{ ton.m}$$

Con este valor se determina el espesor de la placa base, como se muestra a continuación:

$$e = \sqrt{\frac{6M_u}{Hf_y}}$$

Ecuación 3.18. Ecuación de espesor de placa base.

$$e = \sqrt{\frac{6 * 0.0032}{0.35 * 42000}}$$

$$e = 1.14 \text{ mm}$$

Con lo que se selecciona un espesor de 2 mm para la placa base.

A partir de esto, para determinar las características de los pernos de anclaje se siguió las indicaciones del método LRFD, sugerido por la norma AISC (AISC, 2010) en el capítulo J3 “PERNOS Y PARTES ROSCADAS”, en donde se manifiesta que el uso de pernos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la *Specification for Structural joints Using High Strength Bolts*, ahora referida como especificación RCSC.

- Resistencia requerida a tensión

$$T_u = \frac{f_{pu} * A * B}{2} - P_u$$

Ecuación 3.19. Ecuación de resistencia requerida a tensión.

Donde:

f_{pu} : resistencia del hormigón para distribución triangular

B: ancho de placa base

A: longitud de cortante para distribución triangular

ϕ_c : factor de reducción de resistencia al aplastamiento para método LRFD, igual a 0.65

Siendo:

$$f_{pu} = 1.7 * \phi_c * f'_c$$

Ecuación 3.20. Ecuación de resistencia del hormigón para distribución triangular.

$$f_{pu} = 1.7 * 0.65 * 280 = 309.4 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$T_u = \frac{309.5 * 35 * 35}{2} = 212.22$$

$$T_u = 189295.28 \text{ kg}$$

- Diámetro de perno o varilla de anclaje

Se toma como referencia la tabla proporcionada por la especificación, como se muestran a continuación:

Tabla 3.22.- Diámetros comerciales para pernos y varillas de anclaje.

Fuente: Especificación RCSC, Tabla C-2.2.

No. Varilla	Diámetro nominal [pulg]	Diámetro nominal [mm]
4	1/2	12.70
5	5/8	15.88
6	3/4	19.05
7	7/8	22.23
8	1	25.40
9	1 1/8	28.58
10	1 1/4	31.75
11	1 3/8	34.93
12	1 1/2	38.10
13	1 3/4	44.45
14	2	50.80
15	2 1/2	63.50

Se selecciona un diámetro nominal de 5/8 pulgadas, o en milímetros 15.88. Este se toma como un valor de 16 mm.

- Distancia mínima al borde del perno o varilla de anclaje

Tabla 3.23.- Distancia mínima al borde, mm, desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada. Fuente: Norma AISC, Tabla J3.4M.

Diámetro perno [mm]	En bordes laminados de planchas, perfiles o barras, o en bordes por corte térmico
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayor a 36	1.25 d

Se selecciona un valor de 22mm.

- Separación mínima entre pernos o varillas de anclaje

$$S = 3Dr$$

Ecuación 3.21. Ecuación de separación mínima entre pernos o varillas de anclaje.

Donde:

Dr: diámetro nominal de perno o varilla de anclaje.

$$S = 3 * 16 = 48 \text{ mm}$$

- Resistencia de aplastamiento de pernos o varillas de anclaje

$$Ru = \phi * 1.5 * Lc * t * Fu \leq \phi * 3 * Dr * t * Fu$$

Ecuación 3.22. Ecuación de resistencia de aplastamiento de pernos o varillas de anclaje

Donde:

Lc: distancia libre entre el borde de la perforación y el borde de la placa base

t: espesor de la placa

Fu: resistencia última mínima a la tracción del acero

ϕ : factor de reducción de resistencia al aplastamiento para método LRFD, igual a 0.75

Siendo:

$$L_c = \text{distancia mínima al borde} + \frac{Dr}{2}$$

Ecuación 3.23. Ecuación de distancia libre entre el borde de la placa base.

$$L_c = 22 + \frac{16}{2} = 30.23 \text{ mm}$$

Se obtiene:

$$R_u = 0.75 * 1.5 * 3.023 * 0.2 * 4077.8 \leq 0.75 * 3 * 1.6 * 0.2 * 4077.8$$

$$R_u = 2773.62 \text{ kg} \leq 2936.02 \text{ kg}$$

Sí cumple la condición, por lo tanto, se mantiene el diámetro escogido.

- Resistencia por deslizamiento crítico

$$R_u = \phi_b * \mu * D_u * h_{sc} * T_b * N_s$$

Ecuación 3.24. Ecuación de resistencia por deslizamiento crítico.

Donde:

μ : coeficiente de deslizamiento promedio, igual a 0.30

D_u : razón entre la pretensión media y mínima del perno, se toma igual a 1.13

H_{sc} : factor de perforación, igual a 1 para agujeros estándar

T_b : pretensión mínima de pernos o varillas de anclaje, se obtiene de la tabla J3.1

N_s : números de planos de deslizamiento, tomado como 1

ϕ_b : factor de reducción de resistencia para prevenir deslizamiento para método LRFD, igual a 0.85

Tabla 3.24.- Pretensión mínima de pernos, en toneladas.

Fuente: Norma AISC, Tabla J3.1.

Tamaño perno [pulg]	Grupo A (pernos A325)	Grupo B (pernos A490)
1/2	5.44	6.80
5/8	8.62	10.89
3/4	12.70	15.88
7/8	17.69	22.23
1	23.13	29.03
1 1/8	25.40	36.29
1 1/4	32.21	46.27
1 3/8	38.56	54.88
1 1/2	46.72	67.13
*Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Se obtiene:

$$Ru = 0.85 * 0.35 * 1.13 * 1 * 8.62 * 1000 * 1$$

$$Ru = 2478.09 \text{ kg}$$

- Resistencia de extracción del hormigón

$$\phi N_{cbg} = \phi * \psi_3 * 24 * \sqrt{f'c} * hef^{1.5} * \frac{ANC}{ANCO}$$

Ecuación 3.25. Ecuación de resistencia de extracción del hormigón

Donde:

ψ_3 : factor de agrietamiento, igual a 1

Hef: profundidad de penetración del perno.

ANC: cono de ruptura del hormigón para el grupo de pernos o varillas de anclaje

ANCO: cono de ruptura del hormigón para un perno o varilla de anclaje

Nr: número de pernos o varillas de anclaje

ϕ : factor de reducción de resistencia a la extracción para método LRFD, igual a 0.70

Siendo:

$$ANC = [12Dr + (Nr - 1)(3Dr)] * (6Dr + 1.5Hef)$$

Ecuación 3.26. Ecuación del cono de ruptura del hormigón para el grupo de pernos o varillas de anclaje.

$$ANCO = (6Dr + 1.5Hef)^2$$

Ecuación 3.27. Ecuación del cono de ruptura del hormigón para un perno o varilla de anclaje.

Se obtiene:

$$ANC = [12 * 1.6 + (8 - 1)(3 * 1.6)] * (6 * 1.6Dr + 1.5 * 20)$$

$$ANC = 2090.88 \text{ cm}^2$$

$$ANCO = (6 * 1.6 + 1.5 * 20)^2$$

$$ANCO = 1568.16 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto,

$$\phi N_{cbg} = 0.7 * 1 * 24 * \sqrt{280} * 20^{1.5} * \frac{1568.16}{2090.88}$$

$$\phi N_{cbg} = 33525.35 \text{ kg}$$

La resistencia de extracción debe cumplir con la siguiente condición:

$$\phi N_{cbg} > \phi N_p$$

Donde N_p es el esfuerzo de extracción del hormigón, y se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 3.25.- Resistencia de extracción del hormigón. Fuente: Design Guide, Base Plate and Anchor Rod Table J3.2. (JAMES M. FISHER, Ph.D. & LAWRENCE A. KLOIBER, 2006).

Diámetro de barra [pulg]	Área de barra [pulg ²]	Área de deslizamiento [pulg ²]	Resistencia a la extracción del hormigón, ϕN_p		
			$f'_c = 3000$ psi	$f'_c = 4000$ psi	$f'_c = 5000$ psi
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.220	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.500	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.810	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.230	2.240	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.770	3.130	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.410	4.170	70.0	93.4	117
2	3.140	5.350	90.0	120	150
2 1/4	3.980	6.690	112	150	187
2 1/2	4.910	8.170	137	183	229
2 3/4	5.940	9.800	165	220	274
3	7.070	11.400	191	254	318
3 1/4	8.300	13.300	223	297	372
3 1/2	9.620	15.300	257	343	429
3 3/4	11.000	17.500	294	393	491
4	12.600	19.900	334	445	557

Se selecciona el valor de 15.4 psi, siendo este 6985.32 kg.

$$33525.35 > 6985.32$$

Sí cumple la condición, por lo tanto, se mantiene la profundidad de penetración escogida.

- Tamaño recomendado para los agujeros de los pernos o varillas de anclaje

Tabla 3.26.- Dimensiones de agujero nominal, mm.

Fuente: Norma AISC, Tabla J3.3M.

Diámetro perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura corta (Ancho x largo)	Ranura larga (Ancho x largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	d + 3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2.5d

Se seleccionan los valores indicados para el diámetro escogido de 16 mm.

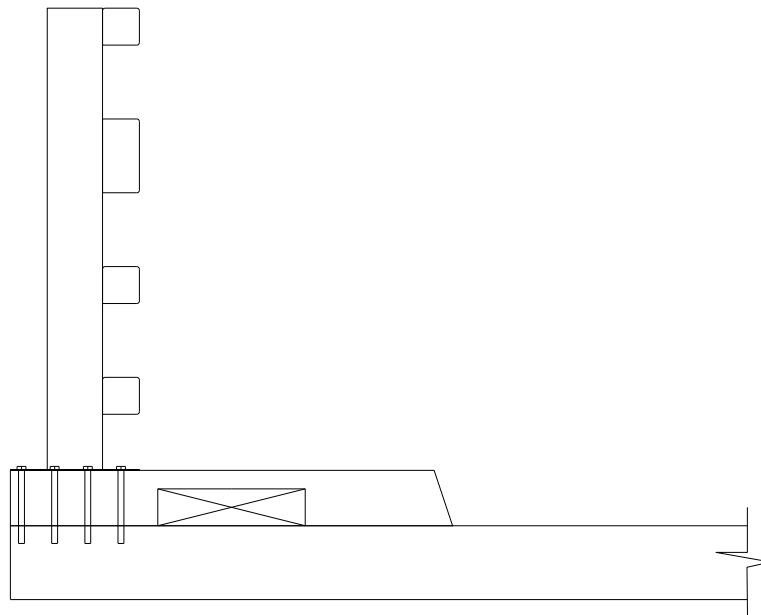


Ilustración 3.13.- Vista transversal de baranda y anclajes. Elaborado por: Autores.

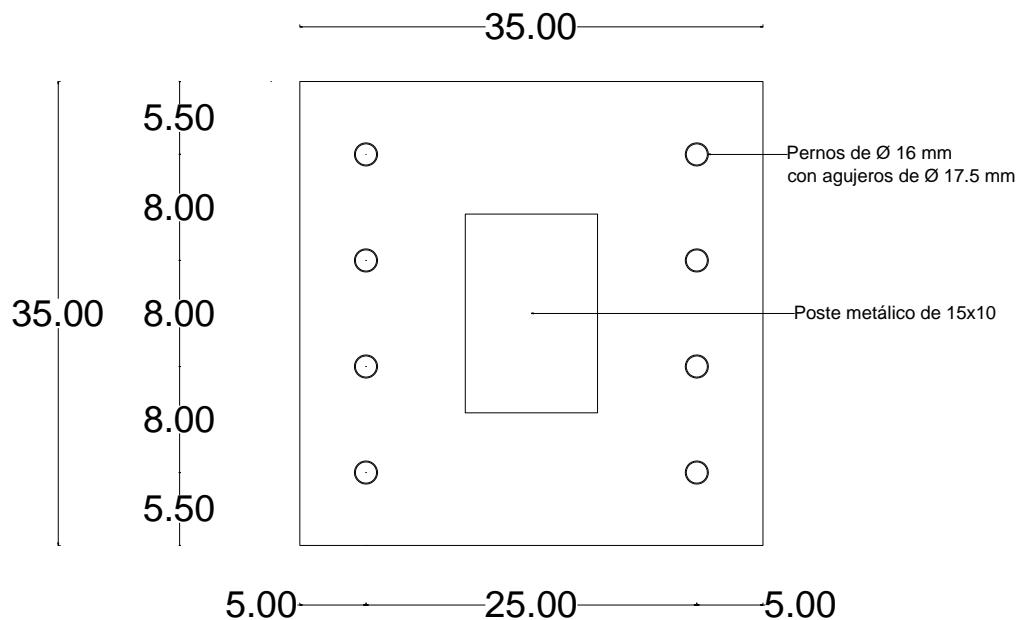


Ilustración 3.14.- Detalle de placa base y distribución de pernos de anclaje, en centímetros. Elaborado por: Autores.

3.2.3.2 Diseño de estructura complementaria: Acera

El Art. 13.11.2 de AASHTO LRFD, menciona que para las aceras elevadas en un puente vehicular no deben ser mayor a 20.32 centímetros. Para su modelamiento, se debe asignar una carga peatonal de 0.4 ton/m², si esta fuera una acera más ancha que 60 centímetros, según lo indicado en el Art. 3.6.1.6 de AASHTO LRFD.

La geometría escogida para la acera, que se diseña para ambos lados del carril del puente, es como se muestra en la ilustración 3.15:

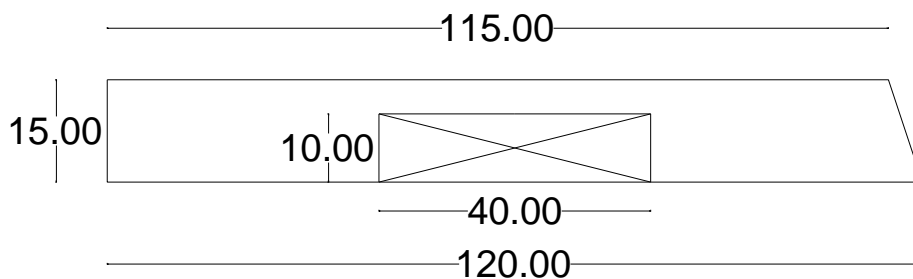


Ilustración 3.15.- Vista transversal de la geometría de acera, en centímetros. Elaborado por: Autores.

Para el diseño del refuerzo de la acera se tomó en cuenta la cuantía mínima de refuerzo corrugado de retracción y temperatura, calculada sobre el área bruta de concreto, como lo especifica la norma ACI 318-14 en la tabla 24.4.3.2, por lo que se tiene:

Para barras corrugadas o refuerzo de alambra electrosoldado con fluencia mayor a 420 MPa, la cuantía mínima debe ser el mayor valor de:

- $\frac{0.0018 \cdot 420}{f_y}$
- 0.0014

De la misma manera, en el apartado 24.4.3.4 se menciona que el espaciamiento del refuerzo corrugado de retracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y $450mm$. Con estas consideraciones, se obtiene que:

Tabla 3.27.- Acero de refuerzo para aceras. Elaborado por: Autores.

ρ_{min}	As- requerido [cm ²]	Varillas requeridas	Separación máxima [cm]	Varillas colocadas	Ø Varillas [mm]	Separación [cm]
0.001835	2.363	3	45	4	10	35

3.2.3.3 Diseño de superestructura: Losa

Para el diseño de la losa se considera en ambos extremos del carril una parte en voladizo, lo que conlleva a seccionar la losa en dos diseños, por voladizo y por tramo entre apoyos.

3.2.3.3.1 Tramo de losa en voladizo

Datos iniciales y dimensiones

Como datos iniciales se tienen los siguientes:

Longitud de volado:	1	m
Ancho efectivo b:	1	m
Separación entre vigas:	2	m
Bf de viga escogida:	2000	mm

Con esta información, se procedió se seleccionar las dimensiones del elemento. Empezando por el espesor mínimo de la losa, se toma en cuenta la tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO LRFD, en donde se especifica las alturas mínimas utilizadas en las superestructuras de altura constante.

Tabla 3.28.- Espesores mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012. Tabla 2.5.2.6.3-1). Elaborado por: Autores

Superestructura		Espesor Mínimo (incluye losa)	
		Cuando se utilizan miembros de profundidad variable, los valores pueden ajustarse para considerar los cambios en la rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Hormigón Armado	Losa con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2 S + 3}{30} [m]$	$\frac{S + 3}{30} \geq 0.165 [m]$
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Vigas de caja	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructura peatonal	0.035 L	0.33

Por lo tanto, se trabaja con la ecuación indicada para tramo simple de losa con refuerzo principal paralelo al tráfico, siendo S:

$$S = \text{Separación entre vigas} - \frac{Bf}{2}$$

Ecuación 3.28. Ecuación de tramo simple de losa.

$$S = 2000 - \frac{2000}{2} = 1000 \text{ mm}$$

Como resultado:

$$\frac{1.2 (1 + 3)}{30} = 160 \text{ mm}$$

Por otro lado, el Art. 9.7.1.1 indica que el espesor no puede ser menor a 20 centímetros, lo que conlleva a tomar el mayor valor entre los dos en cuestión. Sin embargo, más adelante se detallará el análisis de losa por corte, en el cual se escoge que el espesor es de 30 cm.

Se debe determinar la longitud crítica de voladizo, punto donde se verá afectada la estructura al aplicar las cargas en ese tramo, se obtiene mediante:

$$L_{cv} = \text{Longitud de volado} - \frac{Bf}{4}$$

Ecuación 3.29. Ecuación de longitud crítica de voladizo.

$$Lcv = 1000 - \frac{2000}{4} = 0.5 m$$

Momento de diseño

Con los valores presentados en la tabla 3.29 se obtienen los momentos por carga muerta y por carga viva, mediante las ecuaciones comunes conocidas para el análisis en voladizo. Los mismos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.29.- Valores de momentos obtenidos por carga muerta y viva. Elaborado por: Autores.

M DC losa:	0.090	ton.m
M DC barandas:	0.033	ton.m
M DC acera:	0.041	ton.m
M(+) LL+IM:	0.0069	ton.m

A partir de esto, se procede a obtener el momento último de diseño, aplicando los estados límites de RESISTENCIA I y SERVICIO I, cuyos valores se obtuvieron de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de AASHTO LRFD.

Tabla 3.30.- Factores para los estados límites. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012. Tabla 2.5.2.6.3-1) Elaborado por: Autores.

ESTADOS LIMITES		
RESISTENCIA I		
η	1.00	
γDC	1.25	máximo
	0.90	mínimo
γDW	1.50	máximo
	0.65	mínimo
γLL	1.75	
SERVICIO I		
η	1.00	
γDC	1.00	
γDW	1.00	
γLL	1.00	

Estos factores afectan a los momentos obtenidos, mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \eta[(\gamma_{DC} * MDC + \gamma_{DW} * MDW + \gamma_{LL} * M(LL + IM))]$$

Ecuación 3.30. Ecuación de momento último afectado por factores parciales.

Tras realizar los cálculos con la información descrita, se obtuvieron los siguientes resultados:

MU RESISTENCIA I= 0.217 ton.m

MU SERVICIO I= 0.171 ton.m

Por lo tanto, el momento de diseño se toma como 0.217 ton.m

Acero de refuerzo principal

Los parámetros seleccionados para desarrollar el cálculo del acero de refuerzo principal son los siguientes:

f'c: 280 kg/cm²

Fy: 4200 kg/cm²

Ø varillas: 1.2 cm

Recubrimiento: 5 cm

Peralte d: 24.4 cm

Se procedió a utilizar las ecuaciones a continuación, para realizar el proceso iterativo en donde se determina la cantidad de acero requerido.

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

Ecuación 3.31. Ecuación de factor a para acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Ecuación 3.32. Ecuación de área de acero de refuerzo.

Para iniciar la iteración, se toma como 0 a la variable “a” para obtener “As”. Una vez la diferencia entre los valores de As en cada iteración sea mínima, se toma el último valor como el requerido.

Se debe realizar la comprobación de ductilidad, según el Art. 5.5.4.2 de AASHTO LRFD, mediante la ecuación:

$$\epsilon_t = 0.003 * \frac{d - c}{c}$$

Ecuación 3.33. Ecuación de deformación por ductilidad.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla de resumen:

Tabla 3.31.- Valores obtenidos para el acero de refuerzo principal. Elaborado por: Autores.

a [cm]	c [cm]	As [cm ²]	β1	εt	εt ≥ 0.005
0.0415	0.05	0.2353	0.85	0.866	CUMPLE

Acero de refuerzo por temperatura

El Art. 5.10.8 de AASHTO LRFD indica que el acero de refuerzo por temperatura se ubica perpendicular y paralelamente al tráfico en la parte de arriba de la sección, y debe ser lo calculado en:

$$A_s = \frac{0.75 * b * h}{2(b + h) * f_y}$$

Ecuación 3.34. Ecuación de área de acero de refuerzo por temperatura.

Sin embargo, para tomar el valor calculado, este debe estar dentro del siguiente rango, de lo contrario se toma el valor del límite cercano como la cantidad de acero requerido.

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

El espaciamiento máximo de las varillas de refuerzo debe ser el menor valor de entre:

- 3 veces la altura de la sección
- 45 cm

Acero de refuerzo por distribución

El Art. 9.7.3.2 de AASHTO LRFD indica que el acero de refuerzo por distribución se ubica perpendicular y paralelamente al tráfico en la parte de abajo de la sección. Siendo este un porcentaje del acero de refuerzo principal debe ser lo calculado por separado teniendo en cuenta lo siguiente:

- Para el refuerzo principal paralelo al tráfico

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

- Para el refuerzo principal perpendicular al tráfico

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

Reemplazando el valor de S se obtiene que:

- Para el refuerzo principal paralelo al tráfico

$$0.553 \leq 0.50$$

NO CUMPLE

Por lo tanto, se escoge 50% del acero de refuerzo principal paralelo al tráfico.

- Para el refuerzo principal perpendicular al tráfico

$$1.214 \leq 0.67$$

NO CUMPLE

Por lo tanto, se escoge 67% del acero de refuerzo principal perpendicular al tráfico.

Los valores obtenidos como acero requerido por temperatura y por distribución deben sumarse al acero requerido como negativo y positivo, respectivamente. Los resultados obtenidos para el acero de refuerzo del tamo de losa en voladizo se presentarán más adelante junto con los valores del tramo de losa entre apoyos.

3.2.3.3.2 Tramo de losa entre apoyos

Datos iniciales y dimensiones

Como datos iniciales se tienen los siguientes:

Ancho efectivo b:	1	m
Ancho de carril:	3.6	m
Separación entre vigas:	2	m
Bf de viga escogida:	2000	mm
Espesor de carpeta asfáltica:	25	mm

El proceso por el cual se diseña el tramo de losa entre apoyos es similar al detallado en el tramo de losa en voladizo, con la única diferencia de que en esta sección interviene la carga por carpeta asfáltica y se descarta la carga por barandas. El espesor de losa se mantiene, y difiere la longitud, ahora siendo esta todo el ancho del carril.

Momento de diseño

Con los valores presentados en la tabla 3.32 se obtienen los momentos por carga muerta y por carga viva, los mismos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.32.- Momentos obtenidos por carga muerta y viva. Elaborado por: Autores.

CARGA	DIAGRAMA
Peso propio	
Carpeta Asfáltica	
Acera	
Camión de diseño	
Tándem de diseño	

A partir de esto, se procede a obtener el momento último de diseño, positivo y negativo, aplicando los estados límites de RESISTENCIA I y SERVICIO I, cuyos valores se obtuvieron de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de AASHTO LRFD. Como se mencionó

anteriormente, estos factores presentados en la tabla 3.29, afectan a los momentos obtenidos, mediante la ecuación 3.30.

A continuación, se presenta un resumen de los valores obtenidos como momentos, momentos por estados límites y momentos últimos.

Tabla 3.33.- Momentos de diseño. Elaborado por: Autores.

CARGA	MOMENTOS MÁXIMOS NEGATIVOS [ton.m]	MOMENTOS MÁXIMOS POSITIVOS [ton.m]	Momento por RESISTENCIA I [ton.m]		Momento por SERVICIO I [ton.m]		MU (-) [ton.m]	MU (+) [ton.m]
			(-)	(+)	(-)	(+)		
Peso propio	-0.338	0.210	4.139	6.103	2.284	3.551	4.139	6.103
Carpeta Asfáltica	0.026	0.01588						
Acera	-0.00304	0.00266						
Camión de diseño	2.39	2.52						
Tándem de diseño	1.87	1.97						

Acero de refuerzo principal

Los parámetros seleccionados para desarrollar el cálculo del acero de refuerzo principal son los siguientes:

f'c:	280	kg/cm ²
Fy:	4200	kg/cm ²
Ø varillas:	1.2	cm
Recubrimiento:	5	cm
Peralte d:	24.4	cm

Se procedió a iniciar el proceso iterativo realizado anteriormente para losa en voladizo, la comprobación por ductilidad y la comprobación por refuerzo mínimo. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 3.34.- Comprobación de ductilidad para el acero de refuerzo principal. Elaborado por: Autores.

Refuerzo	As [cm ²]	ϵt	$\epsilon t \geq 0.005$
Acero negativo	4.563	0.074	CUMPLE
Acero positivo	6.783	0.049	CUMPLE

Acero de refuerzo por temperatura

De la misma manera, se realizó el procedimiento descrito por el Art. 5.10.8 de AASHTO LRFD indica que el acero de refuerzo por temperatura se ubica perpendicular y paralelamente al tráfico en la parte de arriba de la sección. Como resultado se obtuvo que la cantidad de acero requerido es 0.233 cm².

Se mantiene el límite de espaciamiento máximo de las varillas de refuerzo, que debe ser el menor valor de entre:

- 3 veces la altura de la sección
- 45 cm

Acero de refuerzo por distribución

Siguiendo lo indicado por el Art. 9.7.3.2 de AASHTO LRFD, reemplazando el valor de S se obtiene que:

- Para el refuerzo principal paralelo al tráfico
 $0.55 \leq 0.50$

NO CUMPLE

Por lo tanto, se escoge 50% del acero de refuerzo principal paralelo al tráfico.

- Para el refuerzo principal perpendicular al tráfico
 $1.21 \leq 0.67$

NO CUMPLE

Por lo tanto, se escoge 67% del acero de refuerzo principal perpendicular al tráfico.

De la misma manera, los valores obtenidos como acero requerido por temperatura y por distribución deben sumarse al acero requerido como negativo y positivo,

respectivamente. Finalmente, se presenta en la siguiente tabla un resumen de los resultados obtenidos para el acero de refuerzo:

Tabla 3.35.- Valores obtenidos para el acero de refuerzo. Elaborado por: Autores.

Acero	Posición	Ø Varillas [mm]	Espaciamiento [cm]
Principal positivo + distribución	Paralelo al tráfico, abajo	12	10
Distribución	Perpendicular al tráfico, abajo	12	30
Temperatura	Paralelo al tráfico, arriba	12	25
Principal positivo + distribución	Perpendicular al tráfico, arriba	12	20

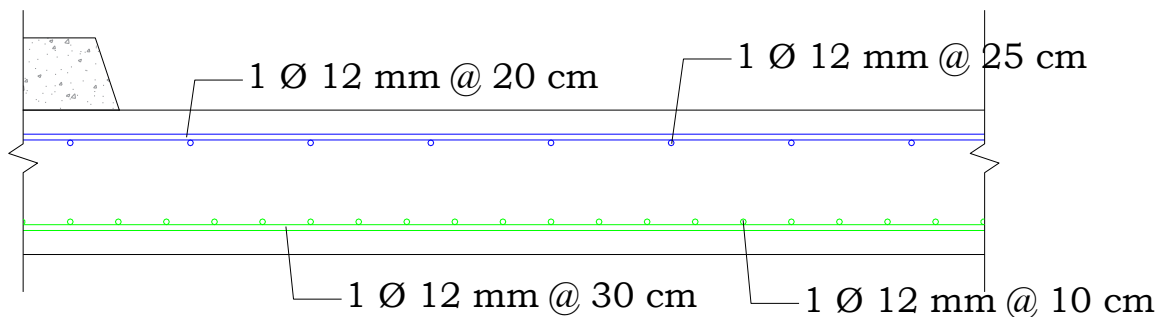


Ilustración 3.16.- Vista transversal de losa entre apoyos con distribución de acero. Elaborado por: Autores.

3.2.3.3.3 Anclaje y traslapes de armadura

En la AASHTO LRFD 2014 – Art. 5.11.2.1.1 (Barras y alambres corrugados en tracción) especifica lo siguiente: La longitud de anclaje en tracción, l_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación descritos en los artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.3. La longitud de anclaje en tracción no debería ser menor que 300 mm.

La longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , se deberá tomar como:

- Para barras N° 36 ($\text{Ø} = 36 \text{ mm}$) y menores

$$Ldh = \frac{0.02 * Ab * Fy}{\sqrt{f'c}}$$

Ecuación 3.35. Ecuación de longitud básica de anclaje.

- Pero no menor que

$$Ldb = 0.06 * db * Fy$$

Ecuación 3.36. Ecuación de longitud mínima de anclaje.

Obteniendo:

$$Ldh \text{ calculado} = 177.79 \text{ mm}$$

$$Ldh = 296.55 \text{ mm}$$

$$Ldb \text{ (sin modificar)} = 296.55 \text{ mm}$$

En el Art. 5.11.2.1.2 de la AASHTO LRFD 2014, se encuentran los factores de modificación que aumentan l_{db} , para el caso en que una estructura tiene un hormigón de baja densidad para el cual no se especifica el valor de (fct), este factor toma un valor de:

$f_a = 1,30$ Adoptado, Factor modificador que aumenta l_{db} .

En el Art. 5.11.2.1.3 de la AASHTO LRFD 2014, se encuentran los factores de modificación que disminuyen l_{db} , este factor se utiliza cuando se considera que la armadura anclada en una longitud determinada en una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre no menor de 75 mm medido en la dirección de la separación. Este factor toma un valor de:

$f_d = 0,80$ Adoptado, Factor modificador que disminuye l_{db} .

$$F_a * F_d * Ldb = 1.3 * 0.8 * 296.55$$

$$Ldb \text{ factorado} = 385.52 \text{ mm}$$

Basándose en la imagen presentada por AASHTO LRFD, C55.11.2.4-1, y según la tabla 25.3.1 de ACI 318-14, se escogió un gancho de 90° para la armadura, lo cual implica que la extensión recta será de:

$$12db = 12 * 12 = 144 \text{ mm}$$

Y el diámetro mínimo interno del doblado es:

$$6db = 6 * 12 = 72 \text{ mm}$$

Para el traslape de las varillas de la armadura, tanto superior como inferior, se tomó en cuenta la tabla 25.5.2.1 de ACI 318-14, en donde se clasifica el empalme en dos clases, dependiendo la relación entre el acero colocado y el acero requerido.

Tabla 3.36.- Longitudes de traslape. Elaborado por: Autores.

Acero	As-colocado / As-requerido [cm²]	CLASE	Longitud de traslape calculado [cm]	Longitud de traslape escogido [cm]
Superior	1.12	B	38.55	50
Inferior	0.88	B	38.55	50

Siguiendo las indicaciones de NEC 3.4.7, se decidió separar los ejes de empalmes para el acero de refuerzo superior e inferior. Por lo tanto, para la primera mitad del acero de refuerzo superior el traslape se dará a los 7 metros de longitud paralelo al tráfico y para la segunda mitad será a los 11 metros de longitud paralelo al tráfico. Para la primera mitad del acero de refuerzo inferior el traslape se dará a los 6 metros de longitud paralelo al tráfico y para la segunda mitad será a los 9 metros de longitud paralelo al tráfico.

3.2.3.3.4 Comprobación por cortante

En el cortante último ya está incluido el factor modificador de cargas (η), y se tiene que:

$V_u = 12.87$ ton Corte último.

Para el chequeo del corte en el tablero se aplica el Art. 5.8.2.1 de AASHTO LRFD, que indica que la resistencia al corte factorada, siendo $\phi = 0,90$ se toma de la siguiente manera:

$$V_r = \phi V_n$$

Ecuación 3.37. Ecuación de resistencia factorada al corte.

Donde:

V_r = Resistencia factorada al corte.

V_n = Resistencia nominal al corte, especificado en el Art. 5.8.3.3.

En el Art. 5.8.3.3, especifica que la resistencia nominal al corte se deberá determinar como el menor valor entre las siguientes ecuaciones:

$$Vn_1 = Vc + Vs + Vp$$

Ecuación 3.38. Ecuación de resistencia nominal al corte 1.

$$Vn_2 = 0.25 * f'c * bv * dv + Vp$$

Ecuación 3.39. Ecuación de resistencia nominal al corte 2.

Donde:

Vc = Corte resistido por el hormigón, que es:

$$Vc = 0.265 * \beta * \sqrt{f'c} * bv * dv$$

Ecuación 3.40. Ecuación de corte resistido por el hormigón.

Donde:

Vs = Corte resistido por la armadura a corte, se toma un valor igual a 0, porque la losa diseñada no cuenta con armadura a corte.

Vp = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado, se toma un valor igual a 0, porque se utiliza secciones no preesforzadas.

bv = Ancho del alma efectivo según Art. 5.8.2.9

dv = Altura de corte efectiva, donde dv es el mayor entre:

$$dv = 0,90 \times d = 24.21 \text{ cm}$$

$$dv = 0,72 \times h = 21.6 \text{ cm}$$

Entonces se obtiene que dv es:

$$dv = 24.21 \text{ cm}$$

En el Art. 5.8.3.4.1 de AASHTO LRFD se menciona que para secciones de hormigón no pretensado que tienen una altura total menor que 40 cm, se puede utilizar: $\beta = 2$, $\theta = 45^\circ$.

Finalmente, tomando en cuenta las ecuaciones 3.38 y 3.39, la resistencia nominal al corte es el menor valor de estos:

$$Vn_1 = Vc$$

$$Vn_1 = 0.265 * \beta * \sqrt{f'c} * bv * dv$$

$$Vn_1 = 0.265 * 2 * \sqrt{280} * 100 * 24.1$$

$$Vn_1 = 21470.87 \text{ kg}$$

$$V_{n_2} = 0.25 * f'c * b_v * d_v$$

$$V_{n_2} = 0.25 * 280 * 100 * 24.1$$

$$V_{n_2} = 1169470 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la resistencia al corte factorada sea definido como:

$$V_r = 0.75 * 21470.87 = 16103.15 \text{ kg} = 16.10 \text{ ton}$$

$$V_r > V_u$$

$$16.10 \text{ ton} > 12.87 \text{ ton}$$

CUMPLE

3.2.3.4 Diseño de superestructura: vigas

En este proyecto se considera tres vigas de hormigón armado tipo T como parte de la superestructura del puente.

3.2.3.4.1 Datos iniciales y dimensiones

Longitud total: $L = 17.00 \text{ m}$

Distancia centro a centro entre vigas: $S_v = 2.00 \text{ m}$

Espesor de losa: $t_f = 300 \text{ mm}$

La (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), en la tabla 2.5.2.6.3-1 especifica las alturas mínimas utilizadas en las superestructuras de altura constante. Este proyecto consiste en una superestructura de hormigón armado con vigas tipo "T" de tramos simples.

Altura de viga

La altura de la viga recomendada se determina según la tabla 9:

$h \geq 0.070 L$ Altura mínima para Vigas T de hormigón armado en tramos simples

$h \geq 1.19 \text{ m}$ Altura recomendada

$h \geq 1.20 \text{ m}$ Altura adoptada

Ancho de alma

$b_w = 0.40 \text{ m}$ Ancho adoptado

Ancho colaborante

El artículo 4.6.2.6.1. de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) especifica que el ancho colaborante efectivo en el diseño de vigas está dado por el menor resultado de las siguientes expresiones:

- La distancia centro a centro entre vigas

$S_v = 2.00 \text{ m}$

- La mitad de la distancia centro a centro entre vigas más la longitud de voladizo ($S_v/2 + L_v$)

$$\frac{S_v}{2} + L_v = 2.00 \text{ m}$$

- **Ancho Colaborante adoptado**

$b_f = 2.00 \text{ m}$

3.2.3.4.2 Estados de carga

Primer estado de carga

El primer estado de carga contempla las siguientes cargas:

- Carga distribuida: considera los pesos propios de losa, alma de vida, barandas de protección y acera.
- Carga puntual: considera el peso propio de los diafragmas y están ubicadas en los tercios de la luz de las vigas.

Segundo estado de carga

El segundo estado de carga contempla las cargas distribuidas sobrepuestas, que son por carpeta asfáltica y servicios públicos.

Tercer estado de carga

El tercer estado de carga contempla la combinación: camión de diseño más carga de carril de diseño por que produce la mayor sollicitación de carga, debido a que el peso de los ejes del camión de diseño es mayor que el del tándem de diseño.

3.2.3.4.3 Factores de distribución

Los siguientes datos se utilizaron para determinar los factores de distribución de momento flector y cortante:

Longitud total:	L = 17.00	m
Distancia centro a centro entre vigas:	Sv = 2.00	m
Espesor de losa:	tf = 300	mm

Factores de distribución para momento flector

Factores de distribución para el momento en vigas interiores con tableros de hormigón

Según el artículo 4.6.2.2.2b de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), el factor de distribución se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la tabla 3.37.

Tabla 3.37.- Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.2b-1) Elaborado por: Autores

Tipo de Viga	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de Aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón.	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado:	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L^3 t_s}\right)^{0.1}$	
		Un carril de diseño cargado:	
		$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L^3 t_s}\right)^{0.1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor.	$N_b = 3$

Según la tabla 3.37, para losas de hormigón, un carril de diseño y 3 vigas se usa el menor resultado de los siguientes métodos:

- **Ecuación:**

$$DF = 0.06 + \left(\frac{S}{4267}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 3.41. Ecuación de factor de distribución para un carril de diseño cargado.

Para el valor del termino $\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ se toma un valor constante según la siguiente tabla:

Tabla 3.38.- Valores constantes. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.1-2)

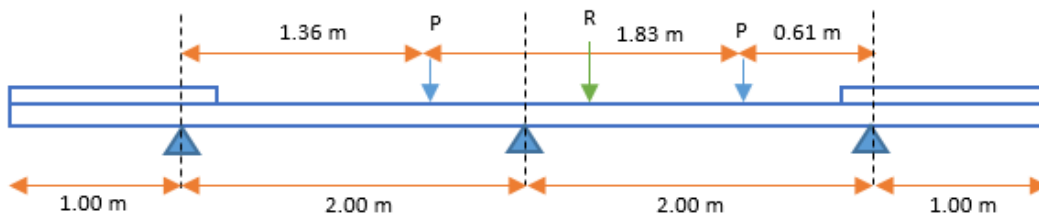
Elaborado por: Autores

Parámetros de Ecuación	Tabla de Referencia	A	E	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	-
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	-
$\left(\frac{12.0 Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	-
$\left(\frac{I}{J}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1 4.6.2.2.3a-1	-	-	-	$0.54\left(\frac{d}{b}\right) + 0.16$

$$DFm = 0.06 + \left(\frac{2000}{4267}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{17000}\right)^{0.3} (1.05)$$

$$DFm = 0.468$$

- **Ley de momentos:**



$$DF = m * R$$

$$R = \frac{2.27536}{S} = \frac{2.275}{2.00} = 1.1375$$

$$m = 1.2$$

$$DFm = 1.365$$

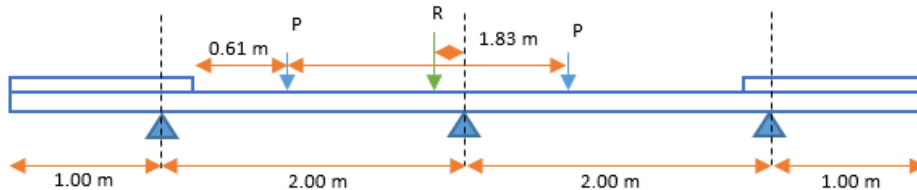
Factores de distribución para el momento en vigas exteriores con tableros de hormigón

Según el artículo 4.6.2.2.2d de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), el factor de distribución se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la tabla 3.39. La distancia e se considera positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la acera y negativa si está hacia afuera de la acera.

Tabla 3.39.- Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.2d-1). Elaborado por: Autores.

Tipo de Superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de Aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón.	a, e, k y también i, j si están	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	- 300 ≤ d_e ≤ 1700
	suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Utilizar el valor contenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor.	$N_b = 3$

Según la tabla 3.39, para losas de hormigón y 3 vigas se usa el método de ley de momentos:



$$e = 0.275 \text{ m}$$

$$DF = m * R$$

$$m = 1.2$$

$$R = \frac{e}{S} = \frac{0.275}{2.00} = 0.1375$$

$$DFm = 0.165$$

Factores de distribución para corte

Factores de distribución para el corte en vigas interiores con tableros de hormigón

Según el artículo 4.6.2.2.3a de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), el factor de distribución se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la tabla 3.40.

Tabla 3.40.- Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.3a-1) Elaborado por: Autores.

Tipo de Superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de Aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón.	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
		Ley de Momentos	Ley de Momentos	$N_b = 3$

Según la tabla 3.40, para losas de hormigón, un carril de diseño y 3 vigas se usa el método de ley de momentos:

- **Ley de momentos:**

$$DFv = 1.365$$

Factores de distribución para el corte en vigas exteriores con tableros de hormigón

Según el artículo 4.6.2.2.3a de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), el factor de distribución se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la tabla 3.41.

Tabla 3.41.- Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012 - Tabla 4.6.2.2.3b-1) Elaborado por: Autores.

Tipo de Superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de Aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón.	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de Momentos	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3800}$	$- 300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de Momentos	$N_b = 3$

Según la tabla 3.41, para losas de hormigón, un carril de diseño y 3 vigas se usa el método de ley de momentos:

- **Ley de momentos:**

$$DFv = 0.165$$

Tabla 3.42.- Valores adoptados para factores de distribución de momento y corte en vigas interiores y exteriores.

Elaborado por: Autores

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN				
MOMENTO	N° VIGAS	UN CARRIL DE DISEÑO		
		MÉTODO APLICADO	MÉTODO SELECCIONADO	VALOR ADOPTADO
VIGA INTERIOR	3	Ecuación o Ley de Momentos	Ecuación	0.468
VIGAS EXTERIORES	=	Ley de Momentos	Ley de Momentos	0.165
CORTE	N° VIGAS	UN CARRIL DE DISEÑO		
		MÉTODO APLICADO	MÉTODO SELECCIONADO	VALOR ADOPTADO
VIGA INTERIOR	3	Ley de Momentos	Ley de Momentos	1.365
VIGAS EXTERIORES	3	Ley de Momentos	Ley de Momentos	0.165

Factor de distribución para momento:

Viga interior: $DF_m = 0.468$

Viga exterior: $DF_m = 0.165$

Valor máximo para utilizar: $DF_m = 0.468$

Factor de distribución para corte:

Viga interior: $DF_v = 1.365$

Viga exterior: $DF_v = 0.165$

Valor máximo para utilizar: $DF_v = 1.365$

3.2.3.4.4 Momento flector y Cortante

Carga Muerta

La carga muerta total incluye los pesos propios de: protecciones, acera, tablero, alma de viga.

$W_{DC} = 2.595 \text{ ton/m/viga}$

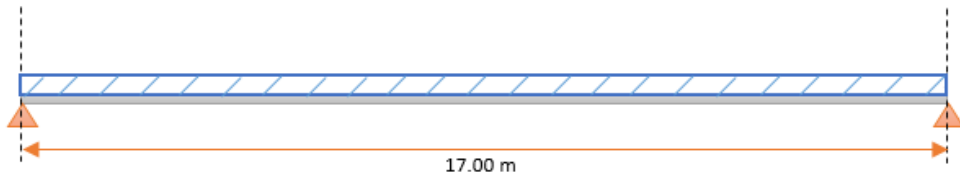


Ilustración 3.17. Esquema de distribución de carga muerta.

Se realizó el cálculo de momento flector y cortante, obteniendo los siguientes resultados:



Ilustración 3.18. Diagrama de momento flector por carga muerta.

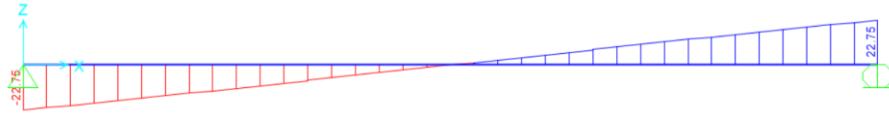


Ilustración 3.19. Diagrama de cortante por carga muerta.

Tabla 3.43.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.

Carga	Momento Flector	Cortante
Muerta	97.656 ton-m	22.748 ton

Carga Sobreimpuesta

La carga sobreimpuesta incluye el peso de la carpeta asfáltica.

$$W_{DW} = 0.067 \text{ ton/m/viga}$$

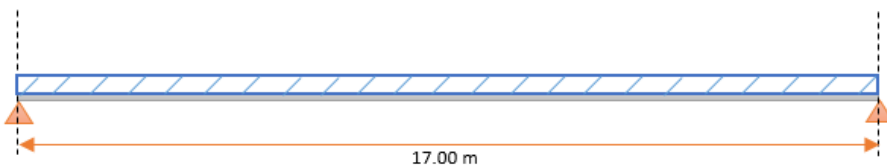


Ilustración 3.20. Esquema de distribución de carga sobreimpuesta.



Ilustración 3.21. Diagrama de momento flector por carga sobreimpuesta.

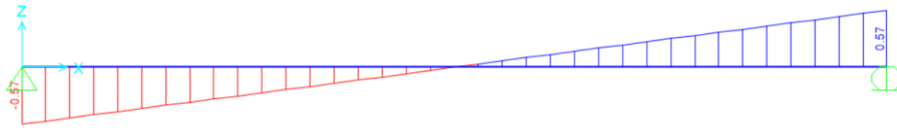


Ilustración 3.22. Diagrama de cortante por carga sobrepuesta.

Tabla 3.44.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.

Carga	Momento Flector	Cortante
Sobrepuesta	2.42 ton-m	0.570 ton

Carga Viva

- **Camión de diseño**

La carga viva por camión de diseño involucra el análisis de dos posiciones diferentes. La posición 1 se muestra en la ilustración 3.23 y la posición 2 se muestra en la ilustración 3.25.

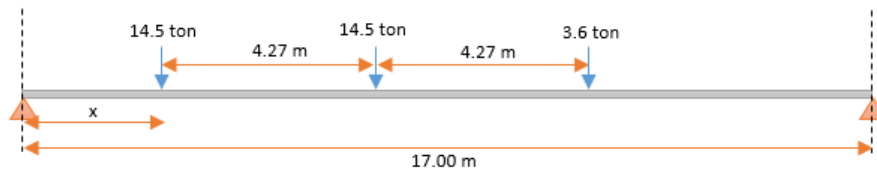


Ilustración 3.23. Esquema de distribución de carga por camión de diseño - posición 1.

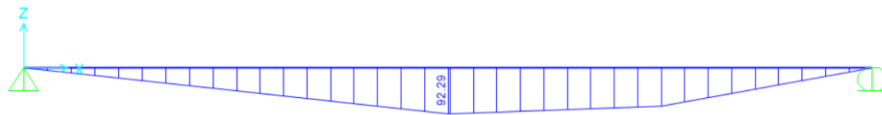


Ilustración 3.24. Diagrama de momento flector por camión de diseño $x = 8.5$ m - posición 1.

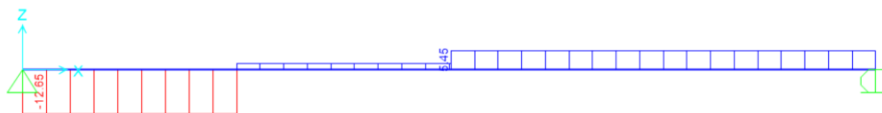


Ilustración 3.25. Diagrama de cortante por camión de diseño $x = 0$ m. - posición 1.

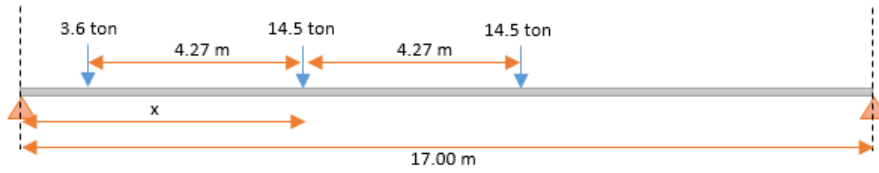


Ilustración 3.26. Esquema de distribución de carga por camión de diseño - posición 2.

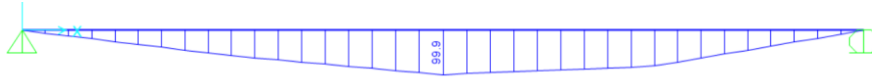


Ilustración 3.27. Diagrama de momento flector por camión de diseño $x = 8.5$ m - posición 2.

- **Tandem de diseño**

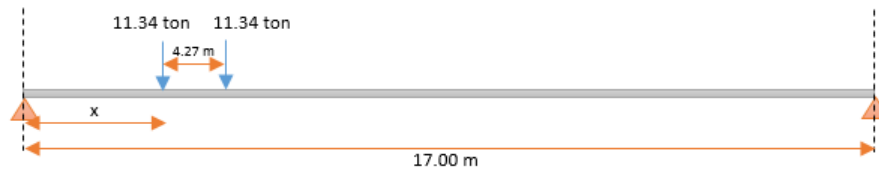


Ilustración 3.28. Esquema de distribución de carga por tándem de diseño.

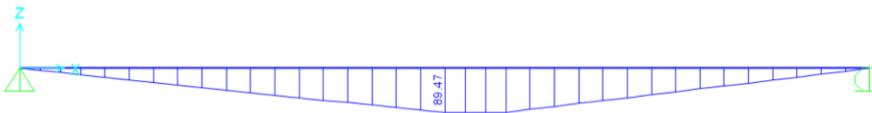


Ilustración 3.29. Diagrama de momento flector por tándem de diseño $x = 8.5$ m.



Ilustración 3.30. Diagrama de cortante por tándem de diseño $x = 0$ m.

- **Carril de diseño**

$W_{LL} = 0.952$ ton/m

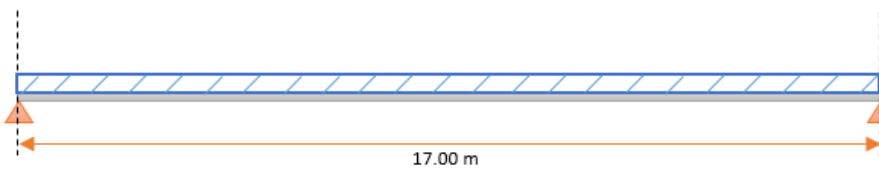


Ilustración 3.31. Esquema de distribución de carga carril de diseño.



Ilustración 3.32. Diagrama de momento flector por carga carril de diseño.

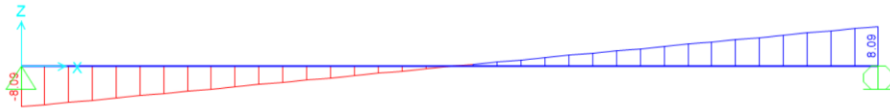


Ilustración 3.33. Diagrama de cortante por carga carril de diseño.

Tabla 3.45.- Valores requeridos de momento flector y cortante. Elaborado por: Autores.

Carga	Momento Flector	Cortante
Camión de Diseño – 1	92.29 ton-m	12.65 ton
Camión de Diseño – 2	99.90 ton-m	12.65 ton
Tándem de Diseño	89.47 ton-m	10.53 ton
Carril de Diseño	34.39 ton-m	8.09 ton

El artículo 3.6.1.3 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), especifica que la sollicitación extrema se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La sollicitación debida a un camión con la separación variable entre ejes como se especifica en el artículo 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

Los momentos y cortantes son los valores máximos entre el tándem y camión de diseño, a los que se les aplica el IM y se suma el valor de carga de carril de diseño. Este resultado se afecta por los factores de distribución. La determinación de los requerimientos por carga viva se realiza según las siguientes ecuaciones:

$$M_{LL+IM} = \left\{ \left((M_{camión} \text{ ó } M_{tandem}) * \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right) + (M_{carril}) \right\} * DF_m$$

Ecuación 3.42. Ecuación de requerimiento de carga viva 1.

$$V_{LL+IM} = \left\{ \left((V_{camión} \text{ ó } V_{tandem}) * \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right) + (V_{carril}) \right\} * DF_v$$

Ecuación 3.43. Ecuación de requerimiento de carga viva 2.

Combinaciones de carga

El artículo 3.4 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), especifica los factores de carga y combinaciones de carga en base a la Ecuación 4.1-1:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Ecuación 3.44. Ecuación base para factores de carga y combinaciones.

Donde:

η_i : modificador de las cargas

Q_i : solicitaciones de las cargas

γ_i : factores de carga

- **Estado Límite: Resistencia I**

El factor modificador de cargas es igual a 1.00. Las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) permiten determinar la combinación de carga presentada en la ecuación 3.30.

Seleccionando los factores de carga correspondientes para el estado límite de Resistencia I, se determina las siguientes ecuaciones para calcular el corte y momento mayorado.

$$M = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 (M_{LL+Im} + M_{PL})]$$

$$V = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 (V_{LL+Im} + V_{PL})]$$

- **Estado Límite: Servicio I**

El factor modificador de cargas es igual a 1.00. Las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) permiten determinar la combinación de carga presentada en la ecuación 3.30.

Seleccionando los factores de carga correspondientes para el estado límite de Servicio I, se determina las siguientes ecuaciones para calcular el corte y momento mayorado.

$$M = n[1.00 M_{DC} + 1.00 M_{DW} + 1.00 (M_{LL+Im} + M_{PL})]$$

$$V = n[1.00 V_{DC} + 1.00 V_{DW} + 1.00 (V_{LL+Im} + V_{PL})]$$

3.2.3.4.5 Acero de refuerzo

Al diseñar una viga T, se debe comprobar bajo que concepto trabaja la viga en base al momento último límite y el momento último exterior:

- Si $M_{ul} > M_{uext}$, la viga trabaja como viga rectangular con un ancho igual al de bf
- Si $M_{ul} < M_{uext}$, la viga trabaja como viga T con un ancho bw

Para determinar el momento último límite se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{ul} = \phi * 0.85 * f'c * b_f * \beta * t \left(d - \frac{\beta t}{2} \right)$$

Ecuación 3.45. Ecuación de momento último límite.

Donde:

β	=	0.85
b_f	=	200.00 cm
t	=	20.00 cm
h	=	120.00 cm
d	=	112.50 cm
b_w	=	40.00 cm
$f'c$	=	280 kg/cm ²
f_y	=	4200 kg/cm ²
M_{ul}	=	757.41 ton-m
M_{uext}	=	147.11 ton-m

$$M_{ul} [ton - m] > M_{uext} [ton - m]$$

Trabaja como una viga rectangular con ancho B_f

Armadura a flexión

Si la viga se comporta como una viga rectangular para encontrar la armadura a flexión se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$M_n = \rho * b * d^2 * f_y * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'c} \right)$$

Ecuación 3.46. Ecuación de capacidad de diseño a flexión.

De la aplicación de la ecuación mencionada para el momento máximo de diseño se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 3.46.- Armadura a flexión requerida para el momento máximo en vigas interior y exterior. Elaborado por:
Autores.

Viga	M_u [ton-m]	w	ρ	As [cm ²]
Interior	244.98	0.03759	0.00251	55.003
Exterior	167.75	0.02555	0.00170	37.495

Tabla 3.47.- Distribución de la armadura a flexión requerida para el momento máximo en vigas interior y exterior.

Elaborado por: Autores.

Viga	Acero Superior		Acero Inferior	
	Φ mm	# Varillas m	Φ mm	# Varillas m
Interior	28	2	28	9
Exterior	25	2	25	9

Armadura a cortante

El artículo 5.8.2.1 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) establece que la resistencia factorada al corte V_r , debe tomarse como indica la ecuación 3.37.

El artículo 5.8.2.9 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) establece que la tensión de corte en el hormigón debe determinarse bajo la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi * b_w * d_v}$$

Ecuación 3.47. Ecuación de tensión de corte mayorada.

Donde:

v_u : Tensión de corte mayorada

V_u : Resistencia al corte mayorada en la sección

V_p : Componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte

b_w : Ancho del alma efectivo

d_v : Altura de corte efectiva. El mayor de los valores entre 0.90 d_v y 0.72 h

La resistencia nominal al corte del hormigón se determina mediante la ecuación 3.39. Además, el artículo 5.8.2.7 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), especifica la máxima separación de la armadura por cortante, el cual indica que no debe ser mayor a la separación máxima admisible, para los siguientes casos:

- Si $v_u < 0.125 f'_c$ $S_{max} = 0.8d_v \leq 600 \text{ mm}$
- Si $v_u \geq 0.125 f'_c$ $S_{max} = 0.4d_v \leq 300 \text{ mm}$

El espaciamiento calculado se define en el artículo 5.13.2.5.5-2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), y debe cumplir con la máxima separación admisible.

$$S_{max} = \frac{A_v * F_y}{(v_u - v_c) * b_w}$$

Ecuación 3.48. Ecuación de separación máxima admisible para armadura por cortante.

La tabla 3.48 muestra la distribución del acero a cortante de las vigas interior y exterior.

Tabla 3.48. Distribución del acero a cortante en las vigas interior y exterior. Elaborado por: Autores.

Viga	Φ mm	# Ramales	Separación cm
Interior	12	4	25
Exterior	12	4	60

Armadura en caras

El artículo 5.7.3.4 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), indica el criterio de límite de fisuración mediante distribución de la armadura en las caras. El área de refuerzo en cada cara por metro de altura se determina con la siguiente ecuación:

$$A_{sk} = 0.10 * (d - 76.2)$$

Ecuación 3.49. Ecuación de acero de refuerza en caras de vigas.

$$A_{sk} = 3.63 \frac{cm^2}{m}$$

La tabla 3.49 muestra el área de acero en caras y su distribución para las vigas interior y exterior:

Tabla 3.49. Área de acero en caras y su distribución en vigas interior y exterior. elaborado por: Autores.

Viga	As, caras cm ²	Φ mm	Separación cm
Interior	4.026	12	180
Exterior	4.062	12	180

3.2.3.4.6 Anclaje y traslapes de armadura

En la AASHTO LRFD 2014 – Art. 5.11.2.1.1 (Barras y alambres corrugados en tracción) especifica lo siguiente: La longitud de anclaje en tracción, l_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación descritos en los artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.3. La longitud de anclaje en tracción no debería ser menor que 300 mm.

La longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , se deberá tomar como:

- Para barras N° 36 ($\varnothing = 36$ mm) y menores, según la ecuación 3.35.
- Pero no menor que el valor obtenido según la ecuación 3.36.

En el Art. 5.11.2.1.2 de la AASHTO LRFD 2014, se encuentran los factores de modificación que aumentan l_{db} , para el caso en que una estructura tiene un hormigón de baja densidad para el cual no se especifica el valor de (f_{ct}), este factor toma un valor de:

$f_a = 1,30$ Adoptado, Factor modificador que aumenta l_{db} .

En el Art. 25.6.1.5 de ACI 318-14, se especifica que la longitud de desarrollo de cada barra dentro de un paquete de barras debe ser aumentada en 20% para paquetes de 3 barras.

Basándose en la imagen presentada por AASHTO LRFD, C55.11.2.4-1, y según la tabla 25.3.1 de ACI 318-14, se escogió ganchos de 90° para la armadura, lo cual implica que la extensión recta será de $12db$ y el diámetro mínimo interno del dobléz es de $6db$.

En el caso de los estribos según la tabla 25.3.2 de ACI 318-14, se escogieron ganchos de 90° y de 180°, lo cual implica que las medidas de extensión recta y diámetro mínimo serán las siguientes:

- Gancho de 90°: extensión recta el mayor entre $6db$ y 75mm y el diámetro mínimo interno del dobléz es de $4db$.
- Gancho de 180°: extensión recta el mayor entre $4db$ y 65mm y el diámetro mínimo interno del dobléz es de $4db$.

Para el traslape de las varillas de la armadura, tanto superior como inferior, se tomó en cuenta la tabla 25.5.2.1 de ACI 318-14, en donde se clasifica el empalme en dos clases, dependiendo la relación entre el acero colocado y el acero requerido.

Tabla 3.50.- Longitudes de traslape. Elaborado por: Autores.

Viga	Φ [mm]	Longitud de traslape calculado [cm]	Longitud de traslape escogido [cm]
Interior	28	1 96.306	200
Interior	12	30.047	50
Exterior	25	125.195	150
Exterior	12	30.047	50

3.2.3.5 Diseño de superestructura: diafragmas

En este proyecto se considera dos tipos de diafragmas: exterior e interior como parte de la superestructura del puente.

3.2.3.5.1 Dimensiones y datos generales

Longitud total: $L = 17.00$ m

Distancia centro a centro entre vigas: $S_v = 3.15$ m

Espesor de losa: $t_f = 300$ mm

Las ilustraciones 3.34 y 3.35 muestran las dimensiones de los diafragmas exteriores e interiores.

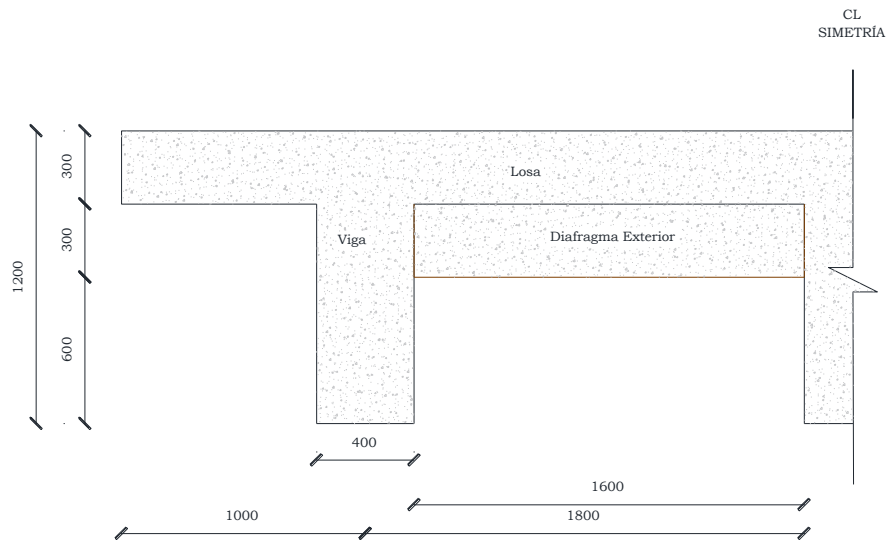


Ilustración 3.34. Dimensiones del diafragma exterior.

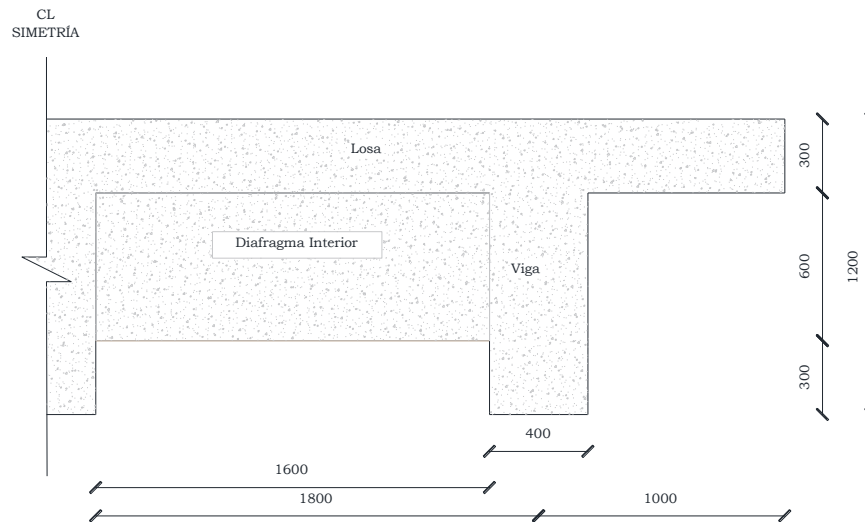


Ilustración 3.35. Dimensiones del diagrama interior.

3.2.3.5.2 Momento flector y Cortante

Carga Muerta

La carga muerta total incluye el peso propio del diafragma y el peso propio del área del tablero correspondiente. Las tablas 3.51 y 3.52 muestra las cargas y los momentos flectores resultantes.

Tabla 3.51. Solicitaciones de momento flector por carga muerta para diafragmas exteriores e interiores.

Elaborado por: Autores.

	DC ton/m	MDC		DW ton/m	MDW	
		Positivo ton-m	Negativo ton-m		Positivo ton-m	Negativo ton-m
Diafragma Exterior	0.892	0.095	0.190	0.048	0.005	0.010
Diafragma Interior	0.807	0.086	0.172	0.030	0.003	0.006

Tabla 3.52. Solicitaciones de cortante por carga muerta para diafragmas exteriores e interiores.

Elaborado por: Autores.

	DC ton/m	VDC ton-m	DW ton/m	VDW ton-m
Diafragma Exterior	0.892	1.142	0.048	0.061
Diafragma Interior	0.807	1.033	0.030	0.038

Carga Viva

La carga viva incluye la sollicitación debido al camión de diseño, carga carril y el incremento dinámico correspondiente. Las tablas 3.53 y 3.54 muestra las cargas y los momentos flectores resultantes.

Tabla 3.53. Solicitaciones de momento por carga viva para diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por:
Autores.

	LL ton	IM	M _{LL+IM}	
			Positivo ton-m	Negativo ton-m
Diafragma Exterior	7.30	1.33	1.157	1.157
Diafragma Interior	7.30	1.33	1.157	1.157

Tabla 3.54. Solicitaciones de cortante por carga viva para diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por:
Autores.

	LL ton	IM	V _{LL+IM}	
			Positivo ton-m	Negativo ton-m
Diafragma Exterior	7.30	1.33	5.786	5.786
Diafragma Interior	7.30	1.33	5.786	5.786

Combinaciones de carga

El artículo 3.4 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012), especifica los factores de carga y combinaciones de carga en base a la Ecuación 3.43.

- **Estado Límite: Resistencia I**

El factor modificador de cargas es igual a 1.00. Las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) permiten determinar la combinación de carga presentada en la ecuación 3.29.

Seleccionando los factores de carga correspondientes para el estado límite de Resistencia I, se determina las siguientes ecuaciones para calcular el corte y momento mayorado.

$$M = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 (M_{LL+Im} + M_{PL})]$$

$$V = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 (V_{LL+Im} + V_{PL})]$$

- **Estado Límite: Servicio I**

El factor modificador de cargas es igual a 1.00. Las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) permiten determinar la combinación de carga presentada en la ecuación 3.29.

Seleccionando los factores de carga correspondientes para el estado límite de Servicio I, se determina las siguientes ecuaciones para calcular el corte y momento mayorado.

$$M = n[1.00 M_{DC} + 1.00 M_{DW} + 1.00 (M_{LL+Im} + M_{PL})]$$

$$V = n[1.00 V_{DC} + 1.00 V_{DW} + 1.00 (V_{LL+Im} + V_{PL})]$$

3.2.3.5.3. Acero de refuerzo

Para la determinación del acero de refuerzo se debe verificar si el elemento necesita un área de acero específica o puede trabajar con el área de acero mínima. Para este análisis se determina el momento de diseño, si este es mayor al momento último requerido, el área mínima de acero es suficiente.

Armadura a flexión

Con base a lo mencionado anteriormente se utiliza el acero de refuerzo mínimo. La tabla 3.55 muestra los resultados del acero a flexión.

Tabla 3.55.- Armadura mínima a flexión requerida para el momento máximo en diafragmas exteriores e interiores.

Elaborado por: Autores.

	As min cm ²	Φ mm	# Varillas	As colocado cm ²
TENSIÓN				
Diafragma Exterior	5.539	18	3	7.634
Diafragma Interior	8.561	18	4	10.179
COMPRESIÓN				
Diafragma Exterior	1.828	14	2	3.079
Diafragma Interior	2.825	14	2	3.079

Armadura a cortante

Con base a lo mencionado anteriormente se utiliza el acero de refuerzo mínimo a cortante. La tabla 3.56 muestra los resultados del acero a cortante.

Tabla 3.56.- Armadura mínima a flexión requerida para el momento máximo en diafragmas exteriores e interiores.

Elaborado por: Autores.

	Φ mm	# Ramales	Separación m
Diafragma Exterior	10	3	10
Diafragma Interior	10	4	20

Armadura en caras

Con base a lo mencionado anteriormente se utiliza el acero de refuerzo mínimo. La tabla 3.57 muestra los resultados del acero en caras.

Tabla 3.57.- Armadura mínima en caras en diafragmas exteriores e interiores. Elaborado por: Autores.

	As, caras cm ²	Φ mm	# Varillas	As, caras colocado cm ²
Diafragma Exterior	3.175	14	3	4.618
Diafragma Interior	4.763	14	4	6.158

3.2.3.5.4 Anclaje y traslapes de armadura

Según la tabla 25.3.2 de ACI 318-14, para estribos se escogieron ganchos de 90° y de 180°, lo cual implica que las medidas de extensión recta y diámetro mínimo serán las siguientes:

- Gancho de 90°: extensión recta el mayor entre $6db$ y 75mm y el diámetro mínimo interno del dobléz es de $4db$.
- Gancho de 180°: extensión recta el mayor entre $4db$ y 65mm y el diámetro mínimo interno del dobléz es de $4db$.

Para el traslape de las varillas de la armadura, tanto superior como inferior, se tomó en cuenta la tabla 25.5.2.1 de ACI 318-14, en donde se clasifica el empalme en dos clases, dependiendo la relación entre el acero colocado y el acero requerido.

3.2.3.6 Diseño de subestructura: estribos

Los estribos son las estructuras encargadas de transmitir las cargas externas del puente a la cimentación y de allí al suelo de soporte (García et al., 2014). Para este proyecto se seleccionó el diseño de un estribo tipo muro en cantiléver, ya que tiene una altura menor a los nueve metros. La (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012) en los capítulos 10 y 11 hace referencia a las especificaciones para el diseño de este tipo de muros.

3.2.3.6.1 Dimensiones

Las posiciones en las que se encuentran los dos estribos del puente presentan tipos de suelo con diferentes características, razón por la cual se tiene dos geometrías diferentes que se muestran a continuación.

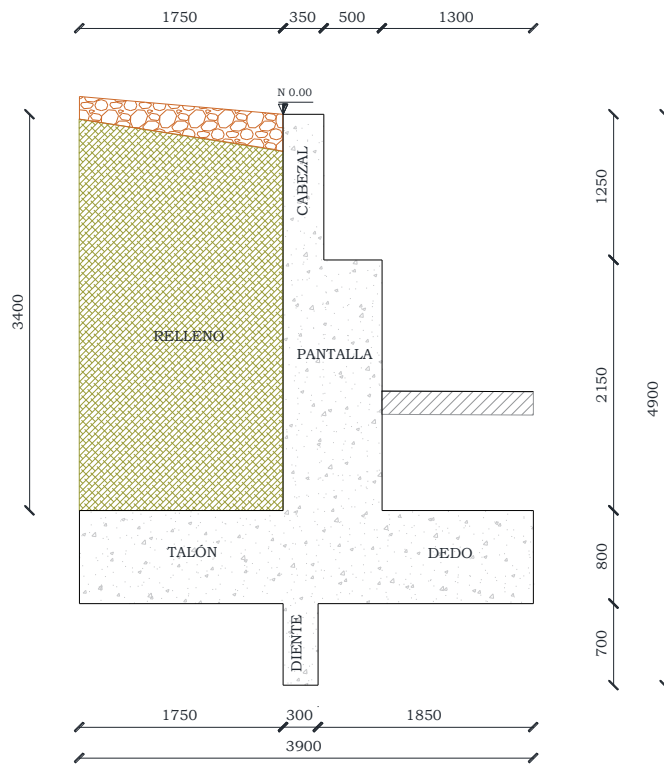


Ilustración 3.36.- Geometría del estribo 1.

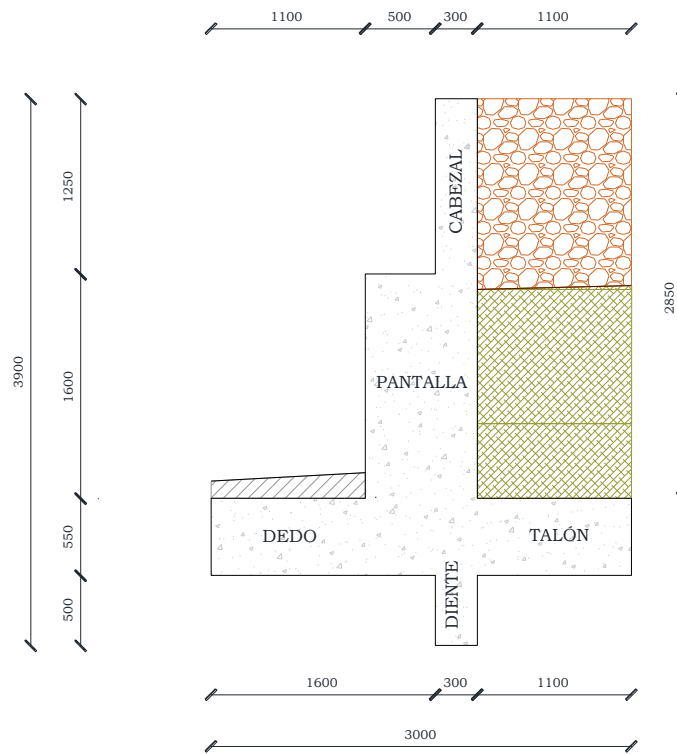


Ilustración 3.37.- Geometría del estribo 2.

3.2.3.6.2 Datos Generales

El diseño se realizará para un ancho efectivo de 1 metro con materiales de las siguientes especificaciones:

- Hormigón: 280 kg/cm²
- Acero de refuerzo: 4 200 kg/cm²
- Recubrimiento: 7.5 cm

3.2.3.6.3 Diseño de cabezal

Presión del Suelo

El empuje activo del suelo se determina con la ecuación 3.2 y su resultante se ubica a un tercio de la altura del cabezal permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.58.

$$M_{EH} = \frac{1}{6} k_a \gamma h_s^3 - \frac{2}{3} c' h_s^2 \sqrt{k_a}$$

Ecuación 3.50. Ecuación de momento por empuje activo del suelo.

Tabla 3.58.- Empuje activo de suelo para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	h_s m	EH kg/m	M_{EH} kg-m/m
Estribo 1	1.00	2 500	1 800	1.250	4 843.750	2 018.229
Estribo 2	0.273	0	1 600	1.250	341.633	142.347

Sismo

El incremento dinámico del empuje sísmico activo se determina con la ecuación 3.9 y su resultante se ubica a los dos tercios de la altura del cabezal permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.51. Los resultados de la sollicitación de carga por sismo para el cabezal se muestran en la tabla 3.59.

$$M_{\Delta DEa} = \left(\frac{1}{3} \gamma h_s^3 \right) * (k_{as} - k_a) * (1 - C_{sv})$$

Ecuación 3.51. Ecuación de momento por incremento dinámico del empuje sísmico activo del suelo.

Donde:

M_{ΔDEa}: Momento por incremento dinámico del empuje activo del suelo

k_a: Coeficiente de empuje activo del suelo

- k_{as} : Coeficiente de presión dinámica activa
 C_{sv} : Coeficiente sísmico vertical
 h_s : Altura de la sección
 γ : Peso específico del suelo

Tabla 3.59.- Incremento dinámico del empuje sísmico para el cabezal de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	H m	ΔDEa kg/m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Estribo 1	1.000	1.122	0.140	1 800	1.250	147.928	123.273
Estribo 2	0.273	0.415	0.140	1 600	1.250	152.267	126.889

La fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal se determina mediante la ecuación 3.52 y se ubica en el centro de gravedad del cabezal permitiendo determinar el momento con la ecuación 3.53. Los resultados de la sollicitación de fuerza sísmica por el peso propio se muestran en la tabla 3.60.

$$F_{spp} = t_{bw} h_s \gamma C_{sh}$$

Ecuación 3.52. Ecuación de fuerza sísmica por peso propio.

Donde:

- F_{spp} : Fuerza sísmica por peso propio
 t_{bw} : Espesor del cabezal del estribo
 C_{sh} : Coeficiente sísmico vertical
 h_s : Altura de la sección
 γ : Peso específico del suelo

$$M_{spp} = \frac{1}{2} t_{bw} h_s^2 \gamma C_{sh}$$

Ecuación 3.53. Ecuación de momento por fuerza sísmica por peso propio.

Donde:

- F_{spp} : Momento por fuerza sísmica por peso propio
 t_{bw} : Espesor del cabezal del estribo
 C_{sh} : Coeficiente sísmico vertical
 h_s : Altura de la sección
 γ : Peso específico del suelo

Tabla 3.60.- Fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	C_{sh}	γ Kg/m ³	t_{bw} m	h_s m	F_{spp} kg	M_{spp} kg-m
Estribo 1	0.20	1 800	0.350	1.250	210.000	131.250
Estribo 2	0.20	1 600	0.300	1.250	180.000	112.500

Sobrecarga viva

El momento causado por la sobrecarga viva se determina mediante la ecuación 3.54, donde el brazo de palanca es la mitad de la altura del cabezal. Los resultados de la sollicitación de la sobrecarga viva se muestran en la tabla 3.61.

$$M_{LS} = LS \frac{h_s}{2}$$

Ecuación 3.54. Ecuación de momento por empuje de sobrecarga activa.

Donde:

M_{LS} : Momento por empuje de sobrecarga viva

LS: Sobrecarga viva

h_s : Altura de la sección

Tabla 3.61.- Momento por sobrecarga viva para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	LS kg	h_s m	M_{spp} kg-m
Estribo 1	4 536.000	1.250	2 835.000
Estribo 2	892.073	1.250	557.546

Acero a flexión

Como primer paso se determina el momento último (M_u) mediante la ecuación 3.55 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

$$M_u = n[\gamma_{LS} M_{LS} + \gamma_{EH} M_{EH} + \gamma_{EQ} M_{EQ} + \gamma_{PP} M_{PP} + \gamma_{DC} M_{DC} + \gamma_{DW} M_{DW} + \gamma_{LL+IM} M_{LL+IM}]$$

Ecuación 3.55. Ecuación de momento último para cimentación.

Tabla 3.62.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para el cabezal de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Mu Resistencia I kg-m / m	Mu Evento Extremo I kg-m / m	Mu Servicio I kg-m / m	Mu Máximo kg-m / m
Estribo 1	7 988.594	4 802.772	4 853.229	7 988.594
Estribo 2	1 189.225	731.683	699.893	1 189.225

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56:

$$w = \frac{(b * d^2 * f'_c) \pm \sqrt{(-b * d^2 * f'_c)^2 - (2.622 * b * d^2 * f'_c * M_u)}}{1.18 * b * d^2 * f'_c}$$

Ecuación 3.56. Ecuación de índice de refuerzo.

Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57:

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

Ecuación 3.57. Ecuación de cuantía por índice de refuerzo.

La cuantía calculada debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Ecuación 3.58. Ecuación de cuantía mínima 1.

$$\rho_{min} = 0.80 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Ecuación 3.59. Ecuación de cuantía mínima 2.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.63.

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

Ecuación 3.60. Ecuación de acero de refuerzo.

Tabla 3.63.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el cabezal de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.003	100	27.5	11.00	12	10
Estribo 2	0.003	100	22.5	9.00	12	10

Acero por temperatura

Para determinar el área de acero de refuerzo por temperatura se considera una cuantía de 0.002 y se aplica la ecuación 3.60. Este refuerzo se divide en un tercio del área para la cara interior y los dos tercios restantes para la cara exterior. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en las tablas 3.64 y 3.65.

Tabla 3.64.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,int cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	27.5	1.833	8	30
Estribo 2	0.002	100	22.5	1.500	8	30

Tabla 3.65.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del cabezal para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,ext cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	27.5	3.667	8	15
Estribo 2	0.002	100	22.5	3.000	8	15

Acero por cortante

Como primer paso se determina el cortante último (V_u) mediante la ecuación 3.61 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

$$V_u = n[\gamma_{LS} V_{LS} + \gamma_{EH} V_{EH} + \gamma_{EQ} V_{EQ}]$$

Ecuación 3.61. Ecuación de cortante último factorado para cimentación.

Tabla 3.66.- Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el cabezal de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I Kg	Vu Evento Extremo I kg	Vu Servicio I Kg	Vu Máximo kg
Estribo 1	15 203.625	9 533.816	9 379.750	15 203.625
Estribo 2	2 073.577	958.677	1 233.706	2 073.577

Se debe determinar la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.67.

$$\Phi V_n = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Ecuación 3.62. Ecuación de capacidad de corte del hormigón.

Donde:

ΦV_n : Capacidad de corte del hormigón

Φ : Coeficiente para cortante

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón

b: Ancho de sección

d: Peralte de sección

Tabla 3.67.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	Vu kg	$\Phi V_n > Vu$
Estribo 1	18 291.480	15 203.625	No necesita estribos
Estribo 2	14 965.756	2 073.577	No necesita estribos

3.2.3.6.4 Diseño de pantalla

Presión del Suelo

El empuje activo del suelo se determina con la ecuación 3.2 y su resultante se ubica a un tercio de la altura de la pantalla permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50 Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.68.

Tabla 3.68.- Empuje activo de suelo para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	h_s m	EH kg/m	M_{EH} kg-m/m
Estribo 1	1.00	2 500	1 800	3.400	6 596.000	7 475.467
Estribo 2	0.273	0	1 600	2.850	1 775.946	1 687.149

Sismo

El incremento dinámico del empuje sísmico activo se determina con la ecuación 3.9 y su resultante se ubica a los dos tercios de la altura de la pantalla permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.51. Los resultados de la sollicitación de carga por sismo para el cabezal se muestran en la tabla 3.69.

Tabla 3.69. Incremento dinámico del empuje sísmico para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	H m	ΔDEa kg/m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Estribo 1	1.000	1.122	0.140	1 800	3.400	1 094.429	2 480.707
Estribo 2	0.273	0.415	0.140	1 600	2.850	791.545	1 503.936

La fuerza sísmica debido al peso propio de la pantalla se determina mediante la ecuación 3.52 y se ubica en el centro de gravedad de la pantalla permitiendo determinar el momento con la ecuación 3.53. A la sollicitación debido al peso propio de la pantalla se suma la sollicitación debido al peso propio del cabezal. Los resultados de la sollicitación de fuerza sísmica por el peso propio del cabezal y la pantalla se muestran en la tabla 3.70.

Tabla 3.70.- Fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal y la pantalla para los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	F_{spp} Cabezal kg	M_{spp} Cabezal kg-m	F_{spp} Pantalla kg	M_{spp} Pantalla kg-m	F_{spp} kg	M_{spp} kg-m
Estribo 1	0.20	1 800	0.350	1.250	210.000	131.250
Estribo 2	180.000	400.500	614.400	491.520	180.000	112.500

Sobrecarga viva

El momento causado por la sobrecarga viva se determina mediante la ecuación 3.54, donde el brazo de palanca es la mitad de la altura de la sección. Los resultados de la sollicitación de la sobrecarga viva se muestran en la tabla 3.71.

Tabla 3.71.- Momento por sobrecarga viva para la pantalla de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	LS kg	h_s m	M_{spp} kg-m
Estribo 1	4 536.000	1.250	2 835.000
Estribo 2	892.073	1.250	557.546

Carga muerta y carga viva de la superestructura

El momento debido a las sollicitaciones de carga provenientes de la superestructura se determina mediante la ecuación de momento. Los resultados de los momentos debido a la carga proveniente de la superestructura se muestran en la tabla 3.72.

Tabla 3.72.- Momentos por carga de la superestructura de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	M_{DC} kg-m	M_{DW} kg-m	M_{LL+IM} kg-m
Estribo 1	29 159.420	729.995	38 323.979
Estribo 2	23 854.888	597.198	31352.276

Peso propio de la subestructura

El momento debido al peso propio de la subestructura se determina mediante la ecuación de momento. Los resultados de los momentos debido al peso propio de la subestructura se muestran en la tabla 3.73.

Tabla 3.73.- Momentos por peso propio de la subestructura de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	F_{pp} kg	M_{pp} kg-m
Estribo 1	13 428.000	25 249.200
Estribo 2	8 292.000	12 753.000

Acero a flexión

Como primer paso se determina el momento último (Mu) mediante la ecuación 3.55 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.74.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para la pantalla de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Mu Resistencia I kg-m / m	Mu Evento Extremo I kg-m / m	Mu Servicio I kg-m / m	Mu Máximo kg-m / m
Estribo 1	160 880.530	104 862.297	108 649.260	160 880.530
Estribo 2	106 277.470	66 390.140	71 515.714	106 277.470

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.75.

Tabla 3.75.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para la pantalla de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.003	100	77.5	31.00	25	15
Estribo 2	0.003	100	72.5	29.00	25	15

Acero por temperatura

Para determinar el área de acero de refuerzo por temperatura se considera una cuantía de 0.002 y se aplica la ecuación 3.60. Este refuerzo se divide en un tercio del área para la cara interior y los dos tercios restantes para la cara exterior. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en las tablas 3.76 y 3.77.

Tabla 3.76.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior de la pantalla para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,int cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	77.5	5.167	12	20
Estribo 2	0.002	100	72.5	4.833	12	20

Tabla 3.77.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior de la pantalla para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,ext cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	77.5	10.333	12	10
Estribo 2	0.002	100	72.5	9.667	12	10

Acero por cortante

Para esta sección no es necesario verificar por cortante porque la resistencia nominal al corte es suficiente.

3.2.3.6.5 Diseño de dedo

Presión

La distribución de presiones sobre el dedo es uniformemente distribuida, por este caso se escoge la mayor sollicitación de los tres estados. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.78.

Tabla 3.78.- Presiones sobre el dedo de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	q_R kg / cm ²	q_{EE} kg / cm ²	q_s kg / cm ²	$q_{u,max}$ kg / cm ²
Estribo 1	2.500	1.626	1.688	2.500
Estribo 2	2.380	1.495	1.604	2.380

Peso propio del dedo

El peso propio del elemento se determina mediante la ecuación 3.63.

$$W_{pp} = t_d H_z L \gamma$$

Ecuación 3.63. Ecuación de peso propio del dedo.

Donde:

td: Ancho del dedo (m)

H_z: Altura de la zapata (m)

L: Ancho efectivo (1 m)

γ : Peso específico del hormigón (kg/m³)

Cargas verticales

Se determina la carga vertical mediante la ecuación 3.64 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

$$F_v = [\gamma_{DC} F_{DC} + \gamma_{EV} F_{EV} + \gamma_{LS} F_{LS}]$$

Ecuación 3.64. Ecuación de fuerzas verticales factoradas.

Tabla 3.79.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Fv Resistencia I kg / m	Fv Evento Extremo I kg / m	Fv Servicio I kg / m
Estribo 1	2 246.400	2 246.400	2 495.030
Estribo 2	1 306.800	1 306.800	1 452.000

Cortante

El cortante generado por las solicitaciones de carga para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, se determina mediante la ecuación 3.65. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.80.

$$V_u = n[(q_{umax}(td - d)) - F_v]$$

Ecuación 3.65. Ecuación de cortante último para cimentación.

Donde:

- V_u : Cortante
- n : Coeficiente de modificación de carga
- q_{umax} : Presión máxima generada por el suelo
- t_d : Ancho del dedo
- d : Peralte
- F_v : Fuerzas verticales

Tabla 3.80.- Cortante generado para los diferentes estados límites del dedo para los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I kg / m	Vu Evento Extremo I kg / m	Vu Servicio I kg / m
Estribo 1	2 244.963	2 245.465	2 495.029
Estribo 2	1 305.313	1 305.866	1 450.997

Momento flector

Las presiones máximas que actúan sobre el dedo generan un momento flector que se determina mediante la ecuación 3.66. Así mismo, el peso propio de la sección genera un momento flector que se determina mediante la ecuación 3.67.

$$M_q = q_{u,max} * \frac{t_d^2}{2}$$

Ecuación 3.66. Ecuación de momento flector por presiones máximas para el dedo.

$$M_{pp} = W_{pp} * \frac{t_d}{2}$$

Ecuación 3.67. Ecuación de momento flector por peso propio del dedo.

Una vez calculados los momentos actuantes sobre el dedo, se determina el momento último mediante la ecuación 3.68. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.81.

$$M_u = n * (M_q - M_{pp})$$

Ecuación 3.68. Ecuación de momento último para el dedo.

Tabla 3.81.- Momentos actuales y momento último por los diferentes estados límites para el dedo de los estribos

1 y 2. Elaborado por: Autores

Estado Límite	M_q kg-m	M_{pp} kg-m	M_u kg-m
Estribo 1			
Resistencia I	21 121.950	1 460.160	19 661.790
Evento Extremo I	13 735.701	1 460.16	12 275.541
Servicio I	14 259.916	1 622.400	12 637.516
Estribo 2			
Resistencia I	14 396.323	718.740	13 677.583
Evento Extremo I	9 045.377	718.740	8 326.637
Servicio I	9 706.343	798.600	8 907.743

Acero a flexión

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.82.

Tabla 3.82.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.003	100	72.50	24.167	22	15
Estribo 2	0.003	100	47.50	15.833	22	20

Acero por cortante

Una vez obtenido el cortante último máximo se procede al cálculo de la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.83.

Tabla 3.83.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	Vu kg	$\Phi V_n > Vu$
Estribo 1	48 222.992	2 495.030	No necesita estribos
Estribo 2	31 594.374	1 450.997	No necesita estribos

3.2.3.6.6 Diseño de talón

Presión

La distribución de presiones sobre el talón es uniformemente distribuida, por este caso se escoge la mayor sollicitación de los tres estados. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el talón se muestran en la tabla 3.78.

Peso propio del talón

El peso propio del elemento se determina mediante la ecuación 3.69:

$$W_{pp} = t_t H_z L \gamma$$

Ecuación 3.69. Ecuación de peso propio del talón.

Donde:

t_t : Ancho del talón (m)

H_z : Altura de la zapata (m)

L : Ancho efectivo (1 m)

γ : Peso específico del hormigón (kg/m^3)

Peso propio del relleno

El peso propio del relleno se presenta en la tabla 3.12.

Sobrecarga viva

El peso de la sobrecarga viva se determina mediante la ecuación 3.70. Los resultados de la sollicitación por sobrecarga viva se muestran en la tabla 3.84.

$$W_s = t_t * q$$

Ecuación 3.70. Ecuación de sobrecarga viva para el talón.

Tabla 3.84.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	t_t m	q kg / cm^2	W_s kg / m
Estribo 1	1.750	1 080.000	1 890.000
Estribo 2	1.100	960.000	1 056.000

Cargas verticales

Se determina la carga vertical mediante la ecuación 3.64 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.85.

Tabla 3.85.- Carga vertical factorada para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Fv Resistencia I kg / m	Fv Evento Extremo I kg / m	Fv Servicio I kg / m
Estribo 1	17 041.500	14 679.000	15 960.000
Estribo 2	8 170.800	6 850.800	7 524.000

Cortante

El cortante generado por las solicitaciones de carga para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, se determina mediante la ecuación 3.71. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.86.

$$V_u = n[(q_{umax}(B - 2e - Lp - td - d)) - F_v]$$

Ecuación 3.71. Ecuación de cortante último para cimentación 2.

Donde:

V_u : Cortante

n : Coeficiente de modificación de carga

q_{umax} : Presión máxima generada por el suelo

B : Ancho de zapata

e : Excentricidad máxima

L_p : Ancho de la pantalla

t_d : Ancho del dedo

d : Peralte

F_v : Fuerzas verticales

Tabla 3.86.- Cortante generado para los diferentes estados límites del talón para los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I kg / m	Vu Evento Extremo I kg / m	Vu Servicio I kg / m
Estribo 1	17 043.812	14 681.983	15 961.561
Estribo 2	8 172.882	6 853.155	7 525.404

Momento flector

Las presiones máximas que actúan sobre el talón generan un momento flector que se determina mediante la ecuación 3.72. Así mismo, el peso propio de la sección, el relleno y la sobrecarga viva genera un momento flector que se determina mediante las ecuaciones 3.73, 3.74 y 3.75:

$$M_q = q_{u,max} * \frac{(B - 2e - L_p - t_d^2)}{2}$$

Ecuación 3.72. Ecuación de momento flector por presiones máximas para el talón.

$$M_{pp} = W_{pp} * \frac{t_t}{2}$$

Ecuación 3.73. Ecuación de momento flector por peso propio del talón.

$$M_{ppr} = W_{ppr} * \frac{t_t}{2}$$

Ecuación 3.74. Ecuación de momento flector por peso propio del relleno sobre el talón.

$$M_s = W_s * \frac{t_t}{2}$$

Ecuación 3.75. Ecuación de momento flector por sobrecarga viva para el talón.

Una vez calculados los momentos actuantes sobre el talón, se determina el momento último mediante la ecuación 3.76. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.87.

$$M_u = n * (M_q - M_{pp} - M_{ppr} - M_s)$$

Ecuación 3.76. Ecuación de momento último para el talón.

Tabla 3.87.- Momentos actuantes y momento último por los diferentes estados límites para el talón de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

Estado Límite	M _q kg-m	M _{pp} kg-m	M _{ppr} kg-m	M _s kg-m	M _u kg-m
Estribo 1					
Resistencia I	499.928	2 646.000	9 371.25	2 894.063	14 411.385
Evento Extremo I	10 014.058	2 646.000	9 371.25	826.875	2 830.067
Servicio I	337.513	2 940.000	9 371.25	1 653.750	12 627.487
Estribo 2					
Resistencia I	1 903.646	718.740	2 758.800	1 016.400	2 590.294
Evento Extremo I	9 045.377	718.740	2 578.800	290.400	5 277.437
Servicio I	1 283.483	798.60	2 578.800	580.800	2 854.717

Acero a flexión

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero

según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.88.

Tabla 3.88.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.003	100	72.50	24.167	22	15
Estribo 2	0.003	100	47.50	15.833	22	20

Acero por cortante

Una vez obtenido el cortante último máximo se procede al cálculo de la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.89.

Tabla 3.89.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	V_u kg	$\Phi V_n > V_u$
Estribo 1	48 222.992	17 043.812	No necesita estribos
Estribo 2	31 594.374	8 172.882	No necesita estribos

3.2.3.6.7 Diseño de diente

Presión del Suelo

El empuje activo del suelo sobre el diente se determina con la ecuación 3.2 y su resultante se ubica a un tercio de la altura del diente permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50. Los resultados de la solicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.90.

Tabla 3.90.- Empuje activo de suelo para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	h_s m	EH kg/m	M_{EH} kg-m/m
Estribo 1	1.00	2 500	1 800	0.700	9 525.000	2 222.500
Estribo 2	0.273	0	1 600	0.500	241.056	40.176

Sismo

El incremento dinámico del empuje sísmico activo se determina con la ecuación 3.9 y su resultante se ubica a los dos tercios de la altura del diente permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.51. Los resultados de la sollicitación de carga por sismo para el cabezal se muestran en la tabla 3.91.

Tabla 3.91.- Incremento dinámico del empuje sísmico para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	H m	ΔDEa kg/m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Estribo 1	1.000	1.122	0.140	1 800	0.700	0.006	0.003
Estribo 2	0.273	0.415	0.140	1 600	0.500	24.363	8.121

La fuerza sísmica debido al peso propio del cabezal se determina mediante la ecuación 3.52 y se ubica en el centro de gravedad del cabezal permitiendo determinar el momento con la ecuación 3.53. Los resultados de la sollicitación de fuerza sísmica por el peso propio se muestran en la tabla 3.92.

Tabla 3.92.- Fuerza sísmica debido al peso propio del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	C_{sh}	γ Kg/m ³	b_{diente} m	h_{diente} m	F_{pp} kg	M_{pp} kg-m
Estribo 1	0.20	1 800	0.300	0.700	100.800	35.280
Estribo 2	0.20	1 600	0.300	0.500	72.000	18.000

Sobrecarga viva

El momento causado por la sobrecarga viva se determina mediante la ecuación 3.54, donde el brazo de palanca es la mitad de la altura del diente. Los resultados de la sollicitación de sobrecarga viva se muestran en la tabla 3.93.

Tabla 3.93.- Momento por sobrecarga viva para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	LS kg	h_{diente} m	M_{spp} kg-m
Estribo 1	4 536.000	0.700	1 587.600
Estribo 2	892.073	0.500	223.018

Acero a flexión

Como primer paso se determina el momento último (M_u) mediante la ecuación 3.55 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.94.- Momento último para tres estados límites y momento máximo para el diente de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Mu Resistencia I kg-m / m	Mu Evento Extremo I kg-m / m	Mu Servicio I kg-m / m	Mu Máximo kg-m / m
Estribo 1	3 889.375	6 270.775	2 381.400	6 270.775
Estribo 2	404.835	354.615	263.194	404.835

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.95.

Tabla 3.95.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el cabezal de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.003	100	22.5	9.10	12	10
Estribo 2	0.003	100	22.5	9.00	12	10

Acero por temperatura

Para determinar el área de acero de refuerzo por temperatura se considera una cuantía de 0.002 y se aplica la ecuación 3.60. Este refuerzo se divide en un tercio del área para la cara interior y los dos tercios restantes para la cara exterior. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en las tablas 3.96 y 3.97.

Tabla 3.96.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,int cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	22.5	1.500	8	30
Estribo 2	0.002	100	22.5	1.500	8	30

Tabla 3.97.- Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del diente para los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,ext cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1	0.002	100	22.5	3.000	8	15
Estribo 2	0.002	100	22.5	3.000	8	15

Acero por cortante

Como primer paso se determina el cortante último (V_u) mediante la ecuación 3.61 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.98.- Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I Kg	Vu Evento Extremo I kg	Vu Servicio I Kg	Vu Máximo kg
Estribo 1	1.750	152.950	151.200	152.950
Estribo 2	1 759.958	1 458.637	1 133.129	1 759.958

Se debe determinar la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.99.

Tabla 3.99.- Acero de refuerzo por cortante para el diente de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	Vu kg	$\Phi V_n > V_u$
Estribo 1	14 965.756	152.950	No necesita estribos
Estribo 2	14 965.756	1 759.958	No necesita estribos

3.2.3.6.8 Diseño de viga de asentamiento

La viga de asentamiento se diseña con la finalidad de soportar las cargas provenientes de la superestructura.

Se debe determinar las reacciones por viga para las cargas provenientes de la superestructura. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 3.100:

Tabla 3.100.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	R_{DC} kg / viga	R_{DW} kg / viga	R_{LL+IM} kg / viga
Estribo 1	5 170.11	129.43	4 588.12
Estribo 2	5 170.11	129.43	4 588.12

A partir de la carga última se determina la carga por metro lineal y sus diagramas de momento flector y cortante (Véase las imágenes 3.38 y 3.39).

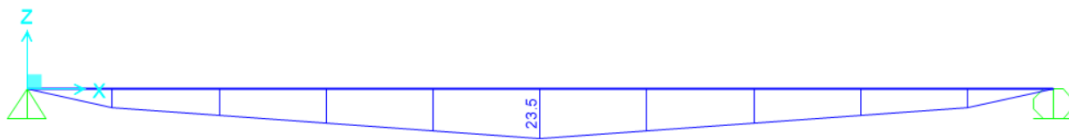


Ilustración 3.38.- Diagrama de momento flector para viga de asentamiento de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

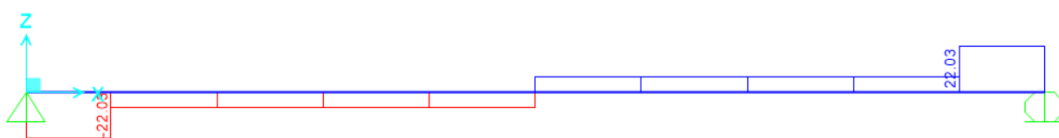


Ilustración 3.39.- Diagrama de cortante para viga de asentamiento de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores.

Del análisis se determinan el momento flector y cortante último, los cuáles son:

$$M_u = 23\,497.580 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 22\,028.990 \text{ kg}$$

La viga se diseñó como una viga rectangular simplemente apoyada. Para la determinación de la altura efectiva se utilizó una cuantía de 0.021 y se calculó mediante la ecuación 3.77:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi f'_c b (w - 0.59w^2)}}$$

Ecuación 3.77. Ecuación de altura efectiva para viga de cimentación.

Donde:

Mu: Momento flector último

Φ: Factor de reducción de resistencia por flexión

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón

b: Ancho de la sección

w: Índice de refuerzo

Después de determinar la altura efectiva se escoge una altura de 25 centímetros y se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.101.

Tabla 3.101.- Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Estribo 1						
Inferior	0.021	85	20.588	36.750	28	10
Superior	0.003	85	20.588	5.833	14	25
Estribo 2						
Inferior	0.021	80	21.222	36.077	28	10
Superior	0.003	80	21.222	5.659	14	25

Acero por cortante

Una vez obtenido el cortante último máximo se procede al cálculo de la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.102.

Tabla 3.102.- Acero de refuerzo por cortante para el cabezal de los estribos 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	V_u kg	$\Phi V_n > V_u$
Estribo 1	9 585.828	22 028.990	Necesita estribos
Estribo 2	14 115.493	22 028.990	Necesita estribos

Debido a que es necesario calcular refuerzo por cortante, se determina la separación de los estribos mediante la ecuación 3.78:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_u - V_c}$$

Ecuación 3.78. Ecuación de separación de estribos.

Donde:

- S: Separación entre estribos
- V_u : Corte último de la sección
- V_c : Resistencia nominal al corte del hormigón
- f_y : Límite de fluencia del acero
- d: Altura efectiva
- A_v : Área de acero para el estribo

Para este diseño se optó por un estribo de 2 dos ramales de $\Phi = 12$ mm. Los resultados de la separación de los estribos se muestran en la tabla 3.103.

Tabla 3.103.- Espaciamiento de estribos para la viga de asentamiento de los estribos 1 y 2. Elaborado por:
Autores.

	Φ mm	A_v cm ²	Espaciamiento cm
Estribo 1	12	2.262	15
Estribo 2	12	2.262	25

3.2.3.7 Diseño de subestructura: Apoyos de neopreno

Siguiendo las especificaciones del Art. 14.7.5 de AASHTO LRFD, los apoyos elastoméricos consistirán en capas alternas de refuerzo de acero y elastómero, unidos entre sí. Todas las capas internas de elastómero deben ser el mismo grosor y las capas de recubrimiento superior e inferior no serán más gruesas que el 70% de las capas

internas. Estas indicaciones las da el método B, el cual se eligió debido a que solo se tiene la combinación del neopreno con el acero de refuerzo.

3.2.3.7.1 Determinación de cargas y reacciones

Carga permanente

Las cargas mostradas en la tabla a continuación se obtienen a partir de los valores obtenidos a lo largo del apartado 3.2.3.

Tabla 3.104.- Cargas aplicadas en apoyos. Elaborado por: Autores.

CARGA MUERTA (R_{DC})		
Peso de losa:	73440	kg
Peso de vigas:	44064	kg
Peso de diafragmas:	2784	kg
Peso de aceras:	14688	kg
Peso de barandas:	3774	kg
CARGA MUERTA (R_{DW})		
Peso de carpeta:	3427.200	kg

Con estos valores se obtiene la reacción de las cargas permanentes actuantes provenientes de la superestructura, cuyo resultado se necesita por viga por estribo, siendo este:

$$R = 23696.2 \text{ kg/viga}$$

Cargas vivas

Bajo las indicaciones del Art. 3.6.1.3 de AASHTO LRFD, el caso más crítico se produce con el camión de diseño, más la carga de carril de diseño, por lo que:

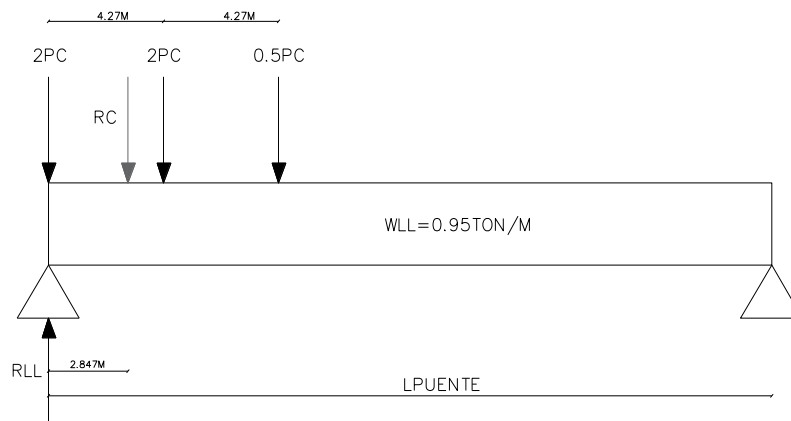


Ilustración 3.40.- Ubicación de reacciones por carga viva. Elaborado por: Autores.

Para determinar la reacción por carga viva, se realizó el modelamiento con las componentes mostradas en la ilustración 3.40, obteniendo un valor de:

R_{LL}: 12648.96 kg

Este resultado deber ser afectado por el factor de presencia múltiple, teniendo una sola vía cargada. Con esto se obtiene la reacción por carga viva por apoyo de neopreno:

R_{LL}: 5059.584 kg

Con los resultados obtenidos por cargas permanentes y cargas vivas, el peso total actuante por apoyo es de:

R_{LL}: 28755.784 kg/viga

3.2.3.7.2 Geometría del apoyo

Según la tabla 14.7.6.2-1, el esfuerzo admisible a compresión está comprendido entre (70 – 120) kg/cm², para una dureza grado 60.

Tabla 3.105.- Esfuerzo admisible a compresión. Fuente: AASHTO LRFD Table 14.7.6.2-1

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70
Shear Modulus @ 73°C [ksi]	0.095 – 0.130	0.130 – 0.200	0.200 – 0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Para el caso en cuestión se utilizó un valor igual a:

$$\sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Para empezar a seccionar el apoyo, se tomó en cuenta que el ancho de viga (b_w) es de 40 cm, por esto se empezó asumiendo un ancho de 30 cm. Por lo tanto, para la longitud se tiene que:

$$L = \frac{Rt}{W \times \sigma_{adm}}$$

Ecuación 3.79. Ecuación de longitud mínima para apoyos.

Donde:

W es el ancho del neopreno asumido.

Rt es el peso total actuante por apoyo.

L es la longitud mínima permitida para el neopreno.

$$L = \frac{28755.784}{30 \times 100}$$

$$L = 9.59 \text{ cm}$$

Se decidió optar por un apoyo de sección cuadrada, por lo que la longitud escogida es de 30 cm, obteniendo un área superficial de 900 cm².

3.2.3.7.3 Esfuerzos

Se procedió a calcular los esfuerzos producidos en el material debido a las cargas actuantes de la superestructura mediante las siguientes ecuaciones de esfuerzo:

$$\sigma_s = \frac{Rt}{A}$$

Ecuación 3.80. Ecuación de Esfuerzo a compresión por carga total.

$$\sigma_D = \frac{\sum R}{A}$$

Ecuación 3.81. Ecuación de Esfuerzo a compresión por carga permanente.

$$\sigma_{LL} = \frac{R_{LL}}{A}$$

Ecuación 3.82. Ecuación de Esfuerzo a compresión por carga viva

Donde:

σ_s es el esfuerzo a compresión por carga total.

σ_D es el esfuerzo a compresión por carga permanente.

σ_{LL} es el esfuerzo a compresión por carga viva

En lo que se obtuvo:

$$\sigma_s = \frac{28755.784}{900}$$

$$\sigma_s = 31.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_D = \frac{23696.2}{900}$$

$$\sigma_D = 26.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_D = \frac{5059.58}{900}$$

$$\sigma_D = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

Además, se debió calcular el factor de forma S_i , según lo indica la ecuación 14.7.5.1-1 de AASHTO LRFD, al ser considerada una sección rectangular, es decir, sección en donde intervienen las variables de ancho y longitud.

$$S_i = \frac{L \times W}{2 H_{ri} \times (L + W)}$$

Ecuación 3.83. Ecuación de factor de forma para apoyos.

Donde:

H_{ri} = Espesor de las capas interiores del elastómero, escogido como 1 cm.

$$S_i = \frac{30 \times 30}{2 * 1 * (30 + 30)}$$

$$S_i = 7.5 \text{ cm}$$

3.2.3.7.4 Análisis de deformación por corte

Este análisis es considerado debido a que el cambio de la temperatura del ambiente y la contracción producida por el fraguado del hormigón puede llegar a ocasionar una deformación por corte

Deformación por temperatura

Para obtener esta deformación, se utilizó la ecuación mostrada en 3.12.2.3 de AASSHTO LRFD.

$$\delta t = \alpha \times L_v \times \Delta t$$

Ecuación 3.84. Ecuación de deformación por temperatura para apoyos.

Donde:

L_v es la longitud total del tramo

$\Delta t = 22 \text{ }^\circ\text{C}$ Variación por temperatura \pm .

$\alpha = 1,08 \times 10^{-5} / \text{ }^\circ\text{C}$ Coeficiente de dilatación por temperatura, especificado Art. 5.4.2.2

$$\delta t = 1,08 \times 10^{-5} \times 1700 \times 22$$

$$\delta t (\pm) = 0.40 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de hormigón

El Art. 5.4.2.3-AASHTO LRFD recomienda que el valor del coeficiente de contracción sea de 0.0002 a los 28 días de fraguado del hormigón y se deberá tomar un valor de 0.0005 luego de transcurrido un año de secado.

$$\delta c = Cc \times Lv$$

Ecuación 3.85. Ecuación de deformación por contracción de hormigón.

Donde:

Cc es el coeficiente de contracción, tomado como $0.0002/^\circ\text{C}$

$$\delta c = 0.0002 \times 1700$$

$$\delta c = 0.34 \text{ cm}$$

Para determinar la deformación total, se debe obtener el valor del factor de carga por temperatura, mencionado en la tabla 3.4.1-1 de AASHTO LRFD, el cual afectará a dicha deformación, como se muestra a continuación:

$$\delta = \delta t (+) + \delta t (-) + \delta c$$

Ecuación 3.86. Ecuación de deformación total.

$$\delta = 0.4 + 0.4 + 0.34 = 1.14 \text{ cm}$$

$$\Delta_{s/lado} = \frac{\delta}{2} \times \gamma_{TU}$$

Ecuación 3.87. Ecuación de deformación por lado.

Donde:

$\gamma_{TU} = 1,20$ Factor de carga por temperatura. Art. 3.4.1.1

$$\Delta_{s/lado} = \frac{1.14}{2} \times 1.20$$

$$\Delta_{s/lado} = 0.69 \text{ cm}$$

Se debe satisfacer con la condición indicada en el Art. 14.7.5.3.2 para garantizar el diseño por corte, como se muestra a continuación:

$$H_{rt} > 2\Delta s$$

Donde:

H_{rt} es la suma de todas las capas del apoyo con sus específicos espesores.

$$H_{rt} = 2H_{re} + N_{int} * H_{ri}$$

Ecuación 3.88. Ecuación para las capas del apoyo.

Donde:

h_{ri} es el espesor de una capa interior, tomado como 1 cm.

N_{int} son las capas del elastómero escogidas, en este caso 3.

h_{re} es el espesor de las capas exteriores del elastómero, que no puede ser mayor al 70% de la capa interior, por ende, se toma como 0.7 cm

$$H_{rt} = 2 * 0.7 + 3 * 1$$

$$H_{rt} = 4.40 \text{ cm}$$

Por lo tanto

$$4.40 > 2 * 0.69$$

$$4.40 > 1.38$$

CUMPLE

3.2.3.7.5 Análisis de estabilidad

El Art. 14.7.5.3.4 de AASHTO LRFD indica que los apoyos deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$2A \leq B$$

Donde se utilizan las ecuaciones mostradas a continuación, según 14.7.5.3.4-2 y 14.7.5.3.4-3.

$$A = \frac{1.92 H_{rt}}{\frac{L}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}}$$

Ecuación 3.89. Ecuación para el valor de A para apoyos.

$$B = \frac{2.67}{(Si + 2)(1 + \frac{L}{4W})}$$

Ecuación 3.90. Ecuación para el valor de B para apoyos.

Con lo que se obtuvieron valores de:

$$A = 0.16$$

$$B = 0.22$$

Por lo tanto

$$2 * 0.16 \leq 0.22$$

$$0.32 \leq 0.22$$

NO CUMPLE

Como esta condición no se satisface, se deben analizar los apoyos verificando los esfuerzos totales de compresión para cargas vivas y permanentes mediante la siguiente ecuación, según lo recomienda la norma:

$$\sigma_s \leq \frac{G * Si}{2A - B}$$

$$\sigma_s \leq \frac{10 * 7.5}{0.32 - 0.22}$$

$$\sigma_s \leq 747.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$31.95 \text{ kg/cm}^2 \leq 747.60 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

Además de este análisis, se debe comprobar la siguiente condición, que, de ser satisfecha, el apoyo se toma como estable y no es dependiente del esfuerzo total de compresión.

$$A - B < 0$$

$$A - B = -0.06$$

CUMPLE

EL APOYO ES ESTABLE

3.2.3.7.6 Acero de refuerzo

El Art. 14.7.5.3.5 indica que el espesor mínimo del acero de refuerzo h_s debe ser igual a 0,060 in o 0,15 cm. Además de cumplir con las siguientes condiciones:

$$Hs1 \geq \frac{3H_{ri} * \sigma S}{F_y}$$

Ecuación 3.91. Ecuación de espesor mínimo de acero de refuerzo 1.

$$Hs2 \geq \frac{2H_{ri} * \sigma L}{\Delta F_{TH}}$$

Ecuación 3.92. Ecuación de espesor mínimo de acero de refuerzo 2.

Donde:

ΔFTH es la constante de amplitud de fatiga crítica, obtenido de tabla. 6.6.1.2.5-3

$$F_y = 36 \text{ Ksi} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FTH = 24 \text{ Ksi} = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

Como resultados se obtuvieron que:

$$H_{\min} = 0.15 \text{ cm}$$

$$H_{s1} = 0.04 \text{ cm}$$

$$H_{s2} = 0.01 \text{ cm}$$

Por lo tanto, siendo 1 mm el valor mínimo permitido, se optó por un espesor de 1.5 mm y se escogió 4 como el número de placas de acero de refuerzo. A partir de esto, se tiene una altura total de 5.0 cm para el apoyo de neopreno.

3.2.3.7.7 Deflexión por compresión

La deflexión a compresión se debe calcular para las cargas vivas y muertas. Sin embargo, primero se deben obtener los factores de corte, los cuales se determinan mediante la curva Esfuerzo – Deformación que se presenta en C14.7.6.3.3-1 de AASHTO LRFD, para un neopreno con dureza de grado 60. El procedimiento se detalla a continuación:

A la gráfica se ingresa con los valores de los esfuerzos de compresión por carga muerta y viva, convertidos a ksi. Como se tiene:

Tabla 3.106.- Valores para curva Esfuerzo – Deformación. Elaborado por: Autores.

	kg/cm ²	Ksi	Factor	Color
σ_d :	26.33	0.37	2.2 %	naranja
σ_L :	5.62	0.08	0.5 %	azul

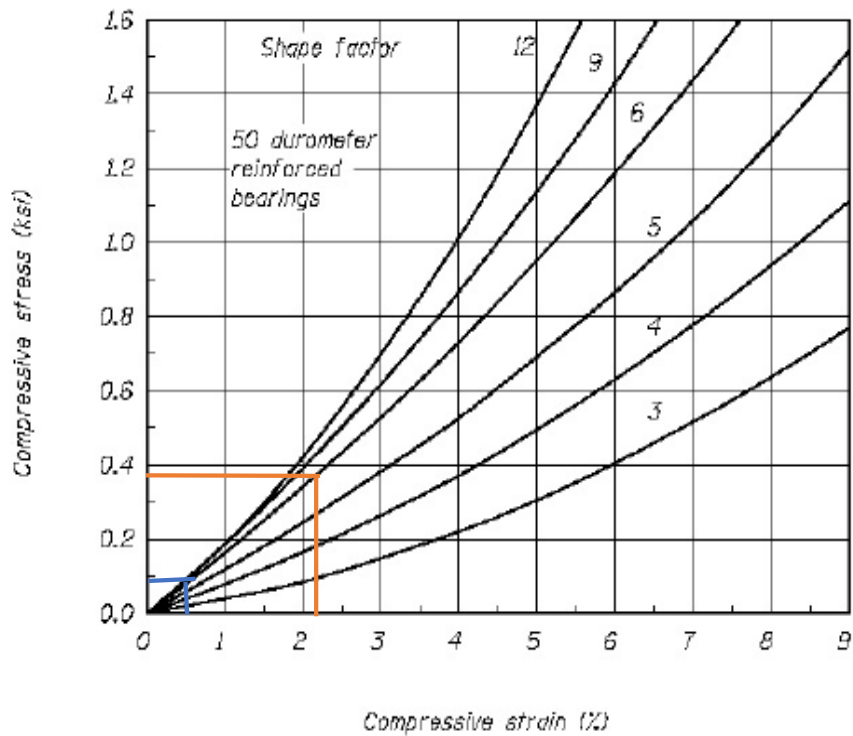


Ilustración 3.41.- Curva Esfuerzo – Deformación. Fuente: AASHTO LRFD C14.7.6.3.3-1

Una vez obtenidos estos factores, se procedió a determinar las deformaciones por carga muerta y viva, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta t_i = \sum \varepsilon_{Li} H_{ri}$$

Ecuación 3.93. Ecuación de deflexión por carga viva.

$$\delta d = \sum \varepsilon_{Di} H_{ri}$$

Ecuación 3.94. Ecuación de deflexión por carga muerta.

$$\delta l_t = a_{cr} * \delta d$$

Ecuación 3.95. Ecuación de deflexión por carga muerta 2.

Tomando a_{cr} como 0.35, según la tabla 14.7.6.2-1, se obtuvo:

$$\delta t_i = 0.02 \text{ cm}$$

$$\delta d = 0.01 \text{ cm}$$

$$\delta c_r = 0.00175 \text{ cm}$$

En el comentario C14.7.5.3.6 establece que la deflexión máxima para carga viva que esté actuando sobre una articulación será a 0,125 in (3,175 mm), por lo que se comprobó que:

$$\delta t_i < \delta a_{dm}$$

$$0.02 < 0.3175$$

CUMPLE

3.2.3.7.8 Anclaje

El Art. 14.7.5.4 establece que en apoyos donde no existan placas externas de acero, si se cumple la ecuación que se muestra a continuación, se debe utilizar un sistema de anclaje para asegurar al apoyo frente a movimientos horizontales:

$$\frac{\theta_s}{N_s} \geq \frac{3\epsilon a}{S_i}$$

Ecuación 3.96. Ecuación para sistema de anclaje.

Donde:

θ_s es la rotación por incertidumbre, tomado como 0,005 rad.

ϵa es deformación total estática y cíclica, tomada como positiva para compresión. El componente cíclico es multiplicado por 1.75 de la combinación de cargas aplicables de la Tabla 3.4.1 de AASHTO LRFD.

$$\epsilon a = \epsilon_{Li} + 1.75 * \epsilon_{Di}$$

Ecuación 3.97. Ecuación de deformación total estática y cíclica.

$$\epsilon a = 0.03075$$

Por lo tanto, se determinó que:

$$\frac{\theta_s}{N_s} \geq \frac{3\epsilon a}{S_i}$$

$$0.00125 \leq 0.01230$$

NO REQUIERE ANCLAJE

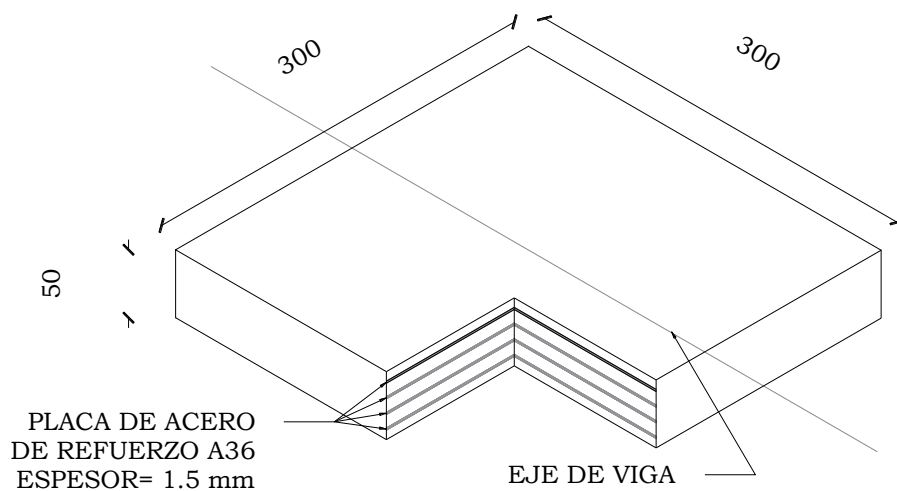


Ilustración 3.42.- Vista isométrica de apoyo de neopreno. Elaborado por: Autores.

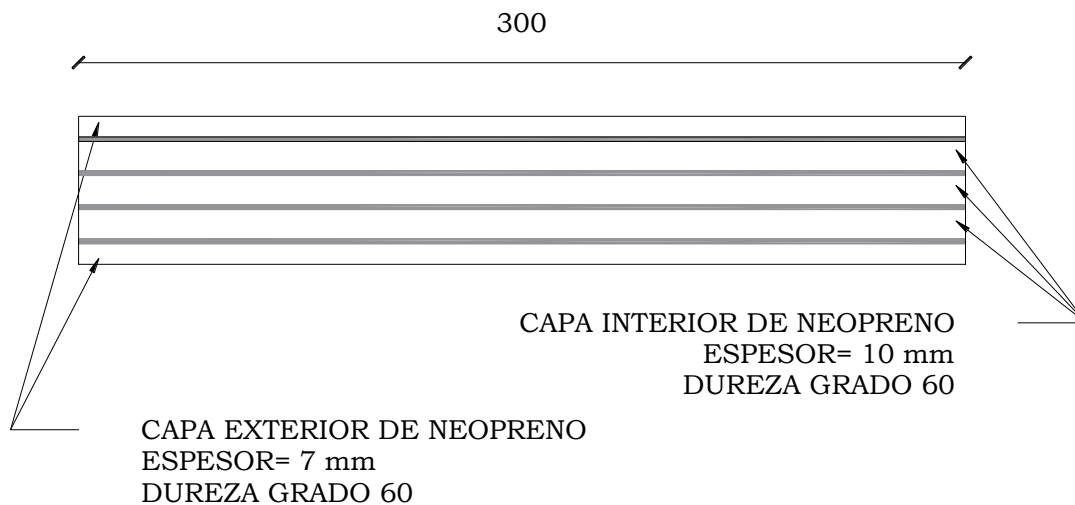


Ilustración 3.43.- Vista transversal de apoyo de neopreno. Elaborado por: Autores.

3.2.3.8 Diseño de subestructura: muros de ala

3.2.3.8.1 Dimensiones

Las posiciones en las que se encuentran los muros de ala de cada estribo presentan tipos de suelo con diferentes características, razón por la cual se tiene dos geometrías diferentes que se muestran a continuación.

3.2.3.8.2 Datos generales

El diseño se realizará para un ancho efectivo de 1 metro con materiales de las siguientes especificaciones:

- Hormigón: 280 kg/cm²

- Acero de refuerzo: 4 200 kg/cm²
- Recubrimiento: 7.5 cm

3.2.3.8.3 Diseño de la pantalla

La pantalla del muro se encuentra sujeta a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga viva. El diseño de la misma se debe realizar para diferentes alturas, por lo que las ecuaciones de fuerzas y momentos están expresadas en función de la altura de la sección, h_s .

Presión del Suelo

El empuje activo del suelo se determina con la ecuación 3.2 y su resultante se ubica a un tercio de la altura de la sección permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.107.

Tabla 3.107. Empuje activo de suelo para la pantalla de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	h_s m	EH kg/m	M_{EH} kg-m/m
Muros de Ala 1						
Sección 1	1.00	2 500	1 800	1.150	4 559.750	1 747.904
Sección 2	1.00	2 500	1 800	2.300	6 739.000	5 166.567
Sección 3	1.00	2 500	1 800	3.400	6 596.000	7 475.467
Muros de Ala 2						
Sección 1	0.273	0	1 600	0.950	197.327	62.487
Sección 2	0.273	0	1 600	1.900	789.310	499.896
Sección 3	0.273	0	1 600	2.850	1 775.946	1 687.149

Sismo

El incremento dinámico del empuje sísmico activo se determina con la ecuación 3.9 y su resultante se ubica a los dos tercios de la altura de la pantalla permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.51. Los resultados de la sollicitación de carga por sismo para la pantalla se muestran en la tabla 3.108.

Tabla 3.108. Incremento dinámico del empuje sísmico para la pantalla de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	h_s m	ΔDEa kg/m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Muros de Ala 1							
Sección 1	1.000	1.122	0.140	1 800	1.150	125.206	95.991
Sección 2	1.000	1.122	0.140	1 800	2.300	500.825	767.931
Sección 3	1.000	1.122	0.140	1 800	3.400	1 094.429	2 480.707
Muros de Ala 2							
Sección 1	0.273	0.415	0.140	1 600	0.950	87.949	55.701
Sección 2	0.273	0.415	0.140	1 600	1.900	351.798	445.611
Sección 3	0.273	0.415	0.140	1 600	2.850	791.545	1 503.936

La fuerza sísmica debido al peso propio de la pantalla se divide para su cálculo en una sección triangular que se determina mediante la ecuación 3.98 y otra sección rectangular que se determina mediante la ecuación 3.100. Ambas solicitaciones de carga se ubican en el centro de gravedad de la sección permitiendo determinar el momento con las ecuaciones 3.99 y 3.101. Los resultados de la solicitación de fuerza sísmica por el peso propio del cabezal y la pantalla se muestran en la tabla 3.109.

$$F_{spp1} = \frac{(L_p - t_{bw})}{H^2} * \frac{h_s^2}{2} * \gamma * C_{sh}$$

Ecuación 3.98. Ecuación de fuerza sísmica por peso propio de la sección triangular.

Donde:

F_{spp1} : Fuerza sísmica por peso propio de la sección triangular

L_p : Espesor mayor de la pantalla del muro de ala

t_{bw} : Espesor menor de la pantalla del muro de ala

H : Altura de la pantalla del muro de ala

h_s : Altura de la sección

γ : Peso específico de la sección

C_{sh} : Coeficiente sísmico horizontal

$$M_{spp1} = \frac{(L_p - t_{bw})}{H^2} * \frac{h_s^3}{6} * \gamma * C_{sh}$$

Ecuación 3.99. Ecuación de momento por fuerza sísmica por peso propio de la sección triangular.

Donde:

M_{spp1} : Momento por fuerza sísmica por peso propio de la sección triangular

- L_p: Espesor mayor de la pantalla del muro de ala
- t_{bw}: Espesor menor de la pantalla del muro de ala
- H: Altura de la pantalla del muro de ala
- h_s: Altura de la sección
- γ: Peso específico de la sección
- C_{sh}: Coeficiente sísmico horizontal

$$F_{spp2} = t_{bw} * h_s * \gamma * C_{sh}$$

Ecuación 3.100. Ecuación de fuerza sísmica por peso propio de la sección rectangular.

Donde:

- F_{spp}: Fuerza sísmica por peso propio de la sección rectangular
- t_{bw}: Espesor menor de la pantalla del muro de ala
- h_s: Altura de la sección
- γ: Peso específico de la sección
- C_{sh}: Coeficiente sísmico horizontal

$$M_{spp2} = \frac{1}{2} * t_{bw} * h_s^2 * \gamma * C_{sh}$$

Ecuación 3.101. Ecuación de momento por fuerza sísmica por peso propio de la sección rectangular.

Donde:

- M_{spp}: Momento por fuerza sísmica por peso propio de la sección rectangular
- t_{bw}: Espesor menor de la pantalla del muro de ala
- h_s: Altura de la sección
- γ: Peso específico de la sección
- C_{sh}: Coeficiente sísmico horizontal

Tabla 3.109. Fuerza sísmica debido al peso propio de la pantalla para los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	F_{spp1} kg	M_{spp1} kg-m	F_{spp2} kg	M_{spp2} kg-m	M_{spp Total} kg-m
Muros de Ala 1					
Sección 1	18.671	7.157	165.600	95.220	102.377
Sección 2	74.682	57.256	331.200	190.440	247.696
Sección 3	163.200	184.960	489.600	281.520	466.480
Muros de Ala 2					
Sección 1	15.200	4.813	136.800	64.980	69.793
Sección 2	60.800	38.507	273.600	129.960	168.467
Sección 3	136.800	129.960	410.400	194.940	324.900

Acero a flexión

Como primer paso se determina el momento último (Mu) mediante la ecuación 3.55 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.110. Momento último para tres estados límites y momento máximo para la pantalla de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Mu Resistencia I kg-m / m	Mu Evento Extremo I kg-m / m	Mu Servicio I kg-m / m	Mu Máximo kg-m / m
Muros de Ala 1				
Sección 1	2 621.856	2 724.233	1 747.904	2 724.233
Sección 2	7 749.850	7 997.546	5 166.567	7 997.546
Sección 3	11 213.200	11 679.680	7 475.467	11 679.680
Muros de Ala 2				
Sección 1	93.731	163.524	62.487	163.524
Sección 2	749.844	918.311	499.896	918.311
Sección 3	2 530.724	2 855.624	1 687.149	2 855.624

La altura efectiva de la sección se determina mediante la ecuación 3.102:

$$d = \left(\frac{t_{bw}}{H^2} * h_s \right) + t_{bw} - recubrimiento$$

Ecuación 3.102. Ecuación de altura efectiva para la pantalla del muro de ala.

Donde:

d: Altura efectiva

tbw: Espesor menor de la pantalla del muro de ala

H: Altura de la pantalla del muro de ala

hs: Altura de la sección

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.111.

Tabla 3.111. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para la pantalla de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1						
Sección 1	0.003	100	32.647	12.049	14	10
Sección 2	0.003	100	42.794	15.431	14	10
Sección 3	0.003	100	52.500	18.667	16	10
Muros de Ala 2						
Sección 1	0.003	100	32.500	12.000	14	10
Sección 2	0.003	100	42.500	15.333	14	10
Sección 3	0.003	100	52.500	18.667	16	10

Acero por temperatura

Para determinar el área de acero de refuerzo por temperatura se considera una cuantía de 0.002 y se aplica la ecuación 3.60. Este refuerzo se divide en un tercio del área para la cara interior y los dos tercios restantes para la cara exterior. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en las tablas 3.112 y 3.113.

Tabla 3.112. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior para los muros de ala

1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,int cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.002	100	52.50	3.500	10	20
Muros de Ala 2	0.002	100	52.50	3.500	10	20

Tabla 3.113. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,ext cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.002	100	5.50	7.000	10	10
Muros de Ala 2	0.002	100	52.50	7.000	10	10

Acero por cortante

Como primer paso se determina el cortante último (V_u) mediante la ecuación 3.61 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.114. Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I Kg	Vu Evento Extremo I kg	Vu Servicio I Kg	Vu Máximo kg
Muros de Ala 1	9 894.000	10 546.800	6 596.000	10 546.800
Muros de Ala 2	2 663.920	3 211.120	1 775.946	3 211.120

Se debe determinar la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.115.

Tabla 3.115. Acero de refuerzo por cortante para muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	Vu kg	$\Phi V_n > V_u$
Muros de Ala 1	14 965.756	10 546.800	No necesita estribos
Muros de Ala 2	14 965.756	3 211.120	No necesita estribos

3.2.3.8.4 Diseño del dedo

Presión

La distribución de presiones sobre el dedo es uniformemente distribuida, por este caso se escoge la mayor sollicitación de los tres estados. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.116.

Tabla 3.116. Presiones sobre el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	q_R kg / cm ²	q_{EE} kg / cm ²	q_s kg / cm ²	q_{u,max} kg / cm ²
Muros de Ala 1	0.801	0.718	0.583	0.801
Muros de Ala 2	0.546	0.493	0.405	0.546

Peso propio del dedo

El peso propio del elemento se determina mediante la ecuación 3.63.

Cargas verticales

Se determina la carga vertical mediante la ecuación 3.64 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.117. Carga vertical factorada para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	F_v Resistencia I kg / m	F_v Evento Extremo I kg / m	F_v Servicio I kg / m
Muros de Ala 1	2 851.200	2 851.200	3 168.000
Muros de Ala 2	1 663.200	1 663.200	1 848.000

Cortante

El cortante generado por las solicitaciones de carga para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, se determina mediante la ecuación 3.65. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.118.

Tabla 3.118. Cortante generado para los diferentes estados límites del dedo para los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	V_u Resistencia I kg / m	V_u Evento Extremo I kg / m	V_u Servicio I kg / m
Muros de Ala 1	2 850.459	2 850.536	3 167.461
Muros de Ala 2	1 662.695	1 662.744	1 847.625

Momento flector

Las presiones máximas que actúan sobre el dedo generan un momento flector que se determina mediante la ecuación 3.65. Así mismo, el peso propio de la sección genera un momento flector que se determina mediante la ecuación 3.67.

Una vez calculados los momentos actuantes sobre el dedo, se determina el momento último mediante la ecuación 3.68. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.119.

Tabla 3.119. Momentos actuales y momento último por los diferentes estados límites para el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

Estado Límite	M_q kg-m	M_{pp} kg-m	M_u kg-m
Muros de Ala 1			
Resistencia I	10 909.950	2 352.24	8 557.710
Evento Extremo I	9 777.251	2 352.24	7 425.011
Servicio I	7 930.682	2 613.600	5 317.710
Muros de Ala 2			
Resistencia I	5 353.252	1 164.240	4 189.012
Evento Extremo I	4 834.304	1 164.240	3 670.064
Servicio I	3 970.485	1 293.600	2 676.885

Acero a flexión

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.120.

Tabla 3.120. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.003	100	72.50	24.167	22	15
Muros de Ala 2	0.003	100	47.50	15.833	22	20

Acero por cortante

Una vez obtenido el cortante último máximo se procede al cálculo de la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.121.

Tabla 3.121. Acero de refuerzo por cortante para el dedo de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	V_u kg	$\Phi V_n > V_u$
Muros de Ala 1	48 222.992	3 167.461	No necesita estribos
Muros de Ala 2	31 594.374	1 847.625	No necesita estribos

3.2.3.8.5 Diseño del talón

Presión

La distribución de presiones sobre el talón es uniformemente distribuida, por este caso se escoge la mayor sollicitación de los tres estados. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.115.

Peso propio del talón

El peso propio del elemento se determina mediante la ecuación 3.68.

Peso propio del relleno

El peso propio del relleno se presenta en la tabla 3.13.

Cargas verticales

Se determina la carga vertical mediante la ecuación 3.64 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.122.

Tabla 3.122. Carga vertical factorada para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	F_v Resistencia I kg / m	F_v Evento Extremo I kg / m	F_v Servicio I kg / m
Muros de Ala 1	9 408.000	9 408.000	9 744.000
Muros de Ala 2	8 047.200	8 047.200	8 232.000

Cortante

El cortante generado por las solicitaciones de carga para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, se determina mediante la ecuación 3.71. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.123.

Tabla 3.123. Cortante generado para los diferentes estados límites del talón para los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I kg / m	Vu Evento Extremo I kg / m	Vu Servicio I kg / m
Muros de Ala 1	9 408.341	9 408.688	9 744.253
Muros de Ala 2	8 047.596	8 047.937	8 232.294

Momento flector

Las presiones máximas que actúan sobre el talón generan un momento flector que se determina mediante la ecuación #. Así mismo, el peso propio de la sección y el relleno generan un momento flector que se determina mediante las ecuaciones 3.73, 3.74 y 3.75.

Una vez calculados los momentos actuantes sobre el talón, se determina el momento último mediante la ecuación 3.76. Los resultados del corte generado para los diferentes estados límites se muestran en la tabla 3.124.

Tabla 3.124. Momentos actuantes y momento último por los diferentes estados límites para el talón de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

Estado Límite	M_q kg-m	M_{pp} kg-m	M_{ppr} kg-m	M_u kg-m
Muro de Ala 1				
Resistencia I	27.313	2 646.000	5 586.000	8 204.687
Evento Extremo I	1 107.204	2 646.000	5 586.000	7 124.796
Servicio I	20.258	2 646.000	5 586.000	8 505.742
Muro de Ala 2				
Resistencia I	170.703	1 164.240	4 468.800	5 462.337
Evento Extremo I	2 566.128	1 164.240	4 468.800	3 066.912
Servicio I	126.610	1293.600	4 468.800	5 635.790

Acero a flexión

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero

según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 3.125.

Tabla 3.125. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el talón de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.003	100	72.50	24.167	22	15
Muros de Ala 2	0.003	100	47.50	15.833	22	20

Acero por cortante

Una vez obtenido el cortante último máximo se procede al cálculo de la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.126.

Tabla 3.126. Acero de refuerzo por cortante para el talón de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	V_u kg	$\Phi V_n > V_u$
Muros de Ala 1	48 222.992	9 744.253	No necesita estribos
Muros de Ala 2	31 594.374	8 232.294	No necesita estribos

3.2.3.8.6 Diseño del diente

Presión del Suelo

El empuje activo del suelo sobre el diente se determina con la ecuación 3.2 y su resultante se ubica a un tercio de la altura del diente permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50. Los resultados de la sollicitación de carga presión del suelo para el cabezal se muestran en la tabla 3.127.

Tabla 3.127. Empuje activo de suelo para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	c' kg/m ²	γ kg/m ³	h_s m	EH kg/m	M_{EH} kg-m/m
Muros de Ala 1	1.00	2 500	1 800	0.600	8 764.000	1 752.800
Muros de Ala 2	0.273	0	1 600	0.600	289.158	57.832

Sismo

El incremento dinámico del empuje sísmico activo se determina con la ecuación 3.9 y su resultante se ubica a los dos tercios de la altura del diente permitiendo determinar el momento por presión del suelo con la ecuación 3.50. Los resultados de la sollicitación de carga por sismo para el cabezal se muestran en la tabla 3.128.

Tabla 3.128. Incremento dinámico del empuje sísmico para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	k_a	k_{as}	C_{sv}	γ Kg/m ³	H m	ΔDEa kg/m	$M_{\Delta DEa}$ kg-m / m
Muros de Ala 1	1.000	1.122	0.140	1 800	0.600	34.083	13.633
Muros de Ala 2	0.273	0.415	0.140	1 600	0.600	35.082	14.033

La fuerza sísmica debido al peso propio del diente se determina mediante la ecuación 3.52 y se ubica en el centro de gravedad del diente permitiendo determinar el momento con la ecuación 3.53. Los resultados de la sollicitación de fuerza sísmica por el peso propio se muestran en la tabla 3.129.

Tabla 3.129. Fuerza sísmica debido al peso propio del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	C_{sh}	γ Kg/m ³	b_{diente} m	h_{diente} m	F_{pp} kg	M_{pp} kg-m
Muros de Ala 1	0.20	1 800	0.300	0.600	86.400	25.920
Muros de Ala 2	0.20	1 600	0.300	0.600	86.400	25.920

Acero a flexión

Como primer paso se determina el momento último (M_u) mediante la ecuación 3.55 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.130. Momento último para tres estados límites y momento máximo para el diente de los muros de ala 1 y

2. Elaborado por: Autores.

	Mu Resistencia I kg-m / m	Mu Evento Extremo I kg-m / m	Mu Servicio I kg-m / m	Mu Máximo kg-m / m
Muros de Ala 1	2 629.200	2 629.200	1 752.800	2 629.200
Muros de Ala 2	86.748	86.748	57.832	86.748

Una vez obtenido el momento último máximo se procede al cálculo del índice de refuerzo mediante la ecuación 3.56. Con base al índice de refuerzo se calcula la cuantía de acero según la ecuación 3.57 y debe ser mayor a la cuantía mínima, que es el máximo valor de los obtenidos mediante las ecuaciones 3.58 y 3.59.

Con base a la cuantía determinada, se procede al cálculo del área de acero de refuerzo mediante la ecuación 3.60. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en la tabla 131.

Tabla 3.131. Área de acero de refuerzo a flexión y su distribución para el sientte de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.003	100	22.5	9.00	8	10
Muros de Ala 2	0.003	100	22.5	9.00	8	10

Acero por temperatura

Para determinar el área de acero de refuerzo por temperatura se considera una cuantía de 0.002 y se aplica la ecuación 3.60. Este refuerzo se divide en un tercio del área para la cara interior y los dos tercios restantes para la cara exterior. Los resultados del área de acero de refuerzo y su distribución se muestran en las tablas 3.132 y 3.133.

Tabla 3.132. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara interior del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,int cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.002	100	22.5	1.500	8	30
Muros de Ala 2	0.002	100	22.5	1.500	8	30

Tabla 3.133. Área de acero de refuerzo por temperatura y su distribución en la cara exterior del diente para los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	ρ	b cm	d cm	As,ext cm ²	Φ mm	Espaciamiento cm
Muros de Ala 1	0.002	100	22.5	3.000	8	15
Muros de Ala 2	0.002	100	22.5	3.000	8	15

Acero por cortante

Como primer paso se determina el cortante último (V_u) mediante la ecuación 3.61 para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11.

Tabla 3.134. Cortante último para tres estados límites y cortante máximo para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores.

	Vu Resistencia I Kg	Vu Evento Extremo I kg	Vu Servicio I Kg	Vu Máximo kg
Muros de Ala 1	13 146.000	13 146.00	8 764.000	13 146.000
Muros de Ala 2	433.738	433.738	289.158	433.738

Se debe determinar la resistencia nominal al corte mediante la ecuación 3.62. Si la resistencia nominal es mayor que la demanda a cortante no se requiere refuerzo, los resultados se muestran en la tabla 3.135.

Tabla 3.135. Acero de refuerzo por cortante para el diente de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por autores.

	ΦV_n kg	Vu kg	$\Phi V_n > V_u$
Muros de Ala 1	14 965.756	13 146.000	No necesita estribos
Muros de Ala 2	14 965.756	433.738	No necesita estribos

3.2.4 Verificación

3.2.4.1 Diseño de superestructura: losa

Para la verificación del diseño del tablero se debió determinar la capacidad de diseño, la cual se obtuvo mediante la ecuación:

$$\phi Mn = 0.90 * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

Ecuación 3.103. Ecuación de capacidad de diseño factorada para losa.

Esta se aplicó tanto para la cantidad de acero de refuerzo negativo como para el positivo, obteniendo los valores de:

Tabla 3.136.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.

Momentos	Mu [ton.m]	ϕMn [ton.m]	Mu ≤ ϕMn
Negativo	4.139	5.13	CUMPLE
Positivo	6.103	10.18	CUMPLE

Adicionalmente, se realizó la comprobación de refuerzo mínimo, bajo las indicaciones del Art. 5.7.3.3.2, donde especifica que la cantidad de refuerzo debe ser al menos igual a la menor de:

- 1.33 veces el momento factorizado requerido por la combinación de carga de fuerza aplicable, es decir el momento último de diseño.
- 1.2 veces el momento de agrietamiento, siendo

$$\circ M_{cr} = Fr * S = 2.01 * \sqrt{f'c} * \frac{bh^2}{6}$$

Ecuación 3.104. Ecuación de momento de agrietamiento.

Reemplazando los parámetros seleccionados a lo largo del desarrollo de la sección 3.2.3, en las ecuaciones mencionadas, como resultados se obtuvo:

Tabla 3.137.- Valores obtenidos para la comprobación de refuerzo mínimo. Elaborado por: Autores.

Mu	Mu [ton.m]	1.33*Mu [ton.m]	1.2*Mcr [ton.m]	Valor mínimo	Mu ≤ valor mínimo
Negativo	4.139	5.505	21.79	5.505	CUMPLE
Positivo	6.103	8.117	21.79	8.117	CUMPLE

3.2.4.2 Diseño de superestructura: vigas

Para la verificación del diseño de las vigas interior y exterior se debió determinar la capacidad de diseño, la cual se obtuvo mediante la ecuación 3.102. La tabla 3.138 indica los valores obtenidos:

Tabla 3.138.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.

Vigas	Mu [ton-m]	ΦM_n [ton-m]	$M_u \leq \Phi M_n$
Exterior	167.750	216.692	CUMPLE
Inferior	244.980	260.508	CUMPLE

3.2.4.3 Diseño de superestructura: diafragmas

Para la verificación del diseño de los diafragmas exteriores e interiores se debió determinar el momento de diseño mediante la ecuación:

$$M_n = 1.2 \frac{M_{cr}}{\Phi}$$

Ecuación 3.105. Ecuación de capacidad de diseño para diafragmas.

Donde:

Mn: Capacidad de diseño

Mcr: Momento de agrietamiento

Φ : Coeficiente para flexión

Esta se aplicó para la cantidad de acero de refuerzo tanto negativo como positivo, obteniendo los valores de:

Tabla 3.139.- Resultados de momentos en losa. Elaborado por: Autores.

	$\Phi M_n (+)$ ton-m	Mu (+) ton-m	$M_u \leq \Phi M_n$	$\Phi M_n (-)$ ton-m	Mu (-) ton-m	$M_u \leq \Phi M_n$
Diafragma Exterior	8.552	2.15	CUMPLE	8.552	2.28	CUMPLE
Diafragma Interior	16.265	2.14	CUMPLE	16.265	2.25	CUMPLE

3.2.4.4 Diseño de subestructura: estribos

La verificación de las dimensiones en sus diferentes etapas se realiza para comprobar que los dos estribos diseñados no fallen por volcamiento, deslizamiento o presiones en la base.

3.2.4.4.1 Etapa 1

Esta etapa considera el peso propio del estribo y la presión del relleno. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I,

Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.140 y 3.141.

Tabla 3.140. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v: Resistencia I	F_v: Evento Extremo	F_v: Servicio I	F_v: Resistencia I	F_v: Evento Extremo	F_v: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	22 795.200	22 795.200	24 138.000	31 243.500	31 243.500	24 138.000
Estribo 2	12 478.800	12 478.800	13 308.000	17 136.600	17 136.600	13 308.000

Tabla 3.141. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv}: Resistencia I	M_{Fv}: Evento Extremo	M_{Fv}: Servicio I	M_{Fv}: Resistencia I	M_{Fv}: Evento Extremo	M_{Fv}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	55 122.030	55 122.030	57 646.950	75 298.463	75 298.463	57 646.950
Estribo 2	23 766.900	23 766.900	25 042.200	32 531.670	32 531.670	25 042.200

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.142 y 3.143.

Tabla 3.142. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	9 894.000	9 894.000	6 596.000	9 894.000	9 894.000	6 596.000
Estribo 2	2 302.335	2 302.335	1 534.890	2 302.335	2 302.335	1 534.890

Tabla 3.143. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	10 517.850	10 517.850	7 011.900	10 517.850	10 517.850	7 011.900
Estribo 2	2 958.845	2 958.845	1 972.563	2 958.845	2 978.933	1 972.563

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108.

- Estado límite de resistencia I

$$e_{max} = \frac{B}{4}$$

Ecuación 3.106. Ecuación de excentricidad máxima para estado límite: resistencia I.

Donde:

e_{max} : Excentricidad máxima permisible

B: Ancho de la zapata del estribo

- Estado límite de evento extremo I

$$e_{max} = \frac{11}{3} B$$

Ecuación 3.107. Ecuación de excentricidad máxima para estado límite: evento extremo I.

Donde:

e_{max} : Excentricidad máxima permisible

B: Ancho de la zapata del estribo

- Estado límite de servicio I

$$e_{max} = \frac{B}{4}$$

Ecuación 3.108. Ecuación de excentricidad máxima para estado límite: servicio I.

Donde:

e_{max} : Excentricidad máxima permisible

B: Ancho de la zapata del estribo

Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

$$e = \left| \frac{B}{2} - \frac{M_{FV} - M_{FH}}{F_V} \right|$$

Ecuación 3.109. Ecuación de excentricidad resultante al eje de simetría.

Donde:

e: Excentricidad calculada

- B: Ancho de la zapata del estribo
 M_{FV}: Momento debido a la fuerza vertical
 M_{FH}: Momento debido a la fuerza horizontal
 F_V: Fuerza vertical

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.144.

Tabla 3.144. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e _{max} m	e m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	0.975	0.007	OK
Evento Extremo I	1.430	0.007	OK
Servicio I	0.975	0.148	OK
Estribo 2			
Resistencia I	0.750	0.167	OK
Evento Extremo I	1.100	0.167	OK
Servicio I	0.750	0.234	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante la ecuación 3.110 y 3.111.

$$\mu = \tan(\phi)$$

Ecuación 3.110. Ecuación de coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo.

Donde:

- μ: Coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo
 φ: Ángulo de interface entre el hormigón y el suelo

La fuerza contraria al deslizamiento para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones #, # y #.

$$F_f = \mu * (\phi_T * F_v)$$

Ecuación 3.111. Ecuación de fuerza contraria al deslizamiento.

Donde:

- F_f: Fuerza contraria al deslizamiento
 μ: Coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo

Φ_T : Coeficiente para Resistencia I es de 0.80

Φ_T : Coeficiente para Evento extremo I y Servicio I es de 1.00

F_V : Fuerza vertical

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.145.

Tabla 3.145. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	20 890.763	9 894.000	OK
Evento Extremo I	26 113.454	9 894.000	OK
Servicio I	26 516.288	6 596.000	OK
Estribo 2			
Resistencia I	3 992.931	2 302.335	OK
Evento Extremo I	4 991.164	2 302.335	OK
Servicio I	5 322.820	1 534.890	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112.

$$q_R = \Phi_b * q_u$$

Ecuación 3.112. Ecuación de capacidad de carga factorada.

Donde:

q_f : Capacidad de carga factorada

q_u : Capacidad de carga última

Φ_b : Coeficiente para Resistencia I es de 0.55

Φ_b : Coeficiente para Evento extremo I y Servicio I es de 1.00

Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

$$q = \frac{F_v}{B - 2e}$$

Ecuación 3.113. Ecuación de presiones admisibles del suelo.

Donde:

- q: Presión admisible del suelo
- F_v : Cargas verticales factoradas
- B: Ancho de la zapata del estribo
- e: Excentricidad calculada

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.146.

Tabla 3.146. Verificación por presiones en la base en tres estados límites para la etapa 1 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	1.284	0.753	OK
Evento Extremo I	2.334	0.753	OK
Servicio I	2.334	0.575	OK
Estribo 2			
Resistencia I	2.693	0.497	OK
Evento Extremo I	4.896	0.497	OK
Servicio I	4.896	0.384	OK

3.2.4.4.2 Etapa 2

Esta etapa considera el peso propio del estribo, la presión del relleno y la fuerza sísmica. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.147 y 3.148.

Tabla 3.147. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	22 795.200	22 795.200	24 138.000	31 243.500	31 243.500	24 138.000
Estribo 2	12 478.800	12 478.800	13 308.000	17 136.600	17 136.600	13 308.000

Tabla 3.148. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{FV} : Resistencia I	M_{FV} : Evento Extremo	M_{FV} : Servicio I	M_{FV} : Resistencia I	M_{FV} : Evento Extremo	M_{FV} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	55 122.030	55 122.030	57 646.950	75 298.463	75 298.463	57 646.950
Estribo 2	23 766.900	23 766.900	25 042.200	32 531.670	32 531.670	25 042.200

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.149 y 3.150.

Tabla 3.149. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_h : Resistencia I	F_h : Evento Extremo	F_h : Servicio I	F_h : Resistencia I	F_h : Evento Extremo	F_h : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	9 894.000	11 564.046	6 596.000	9 894.000	11 564.046	6 596.000
Estribo 2	2 302.335	3 428.868	1 534.890	2 302.335	3 428.868	1 534.890

Tabla 3.150. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fh} : Resistencia I	M_{Fh} : Evento Extremo	M_{Fh} : Servicio I	M_{Fh} : Resistencia I	M_{Fh} : Evento Extremo	M_{Fh} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	10 517.850	15 193.980	7 011.900	10 517.850	15 193.980	7 011.900
Estribo 2	2 958.845	5 512.319	1 972.563	2 958.845	5 512.319	1 972.563

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.151.

Tabla 3.151. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e_{max} m	e m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	0.975	0.007	OK
Evento Extremo I	1.430	0.198	OK
Servicio I	0.975	0.148	OK
Estribo 2			
Resistencia I	0.750	0.167	OK
Evento Extremo I	1.100	0.037	OK
Servicio I	0.750	0.234	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.152.

Tabla 3.152. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	20 890.763	9 894.000	OK
Evento Extremo I	26 113.454	11 564.046	OK
Servicio I	26 516.288	6 596.000	OK
Estribo 2			
Resistencia I	3 992.931	2 302.335	OK
Evento Extremo I	4 991.164	3 428.868	OK
Servicio I	5 322.820	1 534.890	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.153.

Tabla 3.153. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	1.284	0.753	OK
Evento Extremo I	2.334	0.812	OK
Servicio I	2.334	0.575	OK
Estribo 2			
Resistencia I	2.693	0.497	OK
Evento Extremo I	4.896	0.543	OK
Servicio I	4.896	0.384	OK

3.2.4.4.3 Etapa 3

Esta etapa considera el peso propio del estribo, la presión del relleno y el peso propio de la superestructura. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.154 y 3.155.

Tabla 3.154. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	37 006.889	37 006.889	40 036.625	51 213.855	51 213.855	40 036.625
Estribo 2	26 690.489	26 690.489	29 206.625	37 106.955	37 106.955	29 206.625

Tabla 3.155. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	81 840.005	81 840.005	87 536.365	112 842.730	112 842.730	87 536.365
Estribo 2	45 624.477	45 624.477	49 494.285	63 246.076	63 246.076	49 494.285

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.156 y 3.157.

Tabla 3.156. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coefficientes: Volcamiento			Coefficientes: Presiones Base		
	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	9 894.000	9 894.000	6 596.000	9 894.000	9 894.000	6 596.000
Estribo 2	2 302.335	2 302.335	1 534.890	2 302.335	2 302.335	1 534.890

Tabla 3.157. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 3 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coefficientes: Volcamiento			Coefficientes: Presiones Base		
	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	10 517.850	10 517.850	5 900.650	10 517.850	10 517.850	5 900.650
Estribo 2	2 958.845	2 958.845	1 952.475	2 958.845	2 958.845	1 952.475

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.158.

Tabla 3.158. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e_{max} m	e m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	0.975	0.023	OK
Evento Extremo I	1.430	0.023	OK
Servicio I	0.975	0.089	OK
Estribo 2			
Resistencia I	0.750	0.099	OK
Evento Extremo I	1.100	0.099	OK
Servicio I	0.750	0.128	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.159.

Tabla 3.159. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	24 30.516	9 894.000	OK
Evento Extremo I	30 376.895	9 894.000	OK
Servicio I	31 285.801	6 596.000	OK
Estribo 2			
Resistencia I	8 540.347	2 302.335	OK
Evento Extremo I	10 675.434	2 302.335	OK
Servicio I	11 681.817	1534.890	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.160.

Tabla 3.160. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 3 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	1.284	1.282	OK
Evento Extremo I	2.334	1.282	OK
Servicio I	2.334	0.982	OK
Estribo 2			
Resistencia I	2.693	1.142	OK
Evento Extremo I	4.896	1.142	OK
Servicio I	4.896	0.897	OK

3.2.4.4.4 Etapa 4

Esta etapa considera el peso propio del estribo, la presión del relleno, el peso propio de la superestructura y la fuerza sísmica. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.161 y 3.162.

Tabla 3.161. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	37 006.889	37 006.889	40 036.625	51 213.855	51 213.855	40 036.625
Estribo 2	26 690.489	26 690.489	29 206.625	37 106.955	37 106.955	29 206.625

Tabla 3.162. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	81 840.005	81 840.005	87 536.365	112 842.730	112 842.730	87 536.365
Estribo 2	45 624.477	45 624.477	49 494.285	63 246.076	63 246.076	49 494.285

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.163 y 3.164.

Tabla 3.163. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por:
Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	9 894.000	11 564.046	6 596.000	9 894.000	11 564.046	6 596.000
Estribo 2	2 302.335	3 428.868	1 534.890	2 302.335	3 428.868	1 534.890

Tabla 3.164. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 4 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	10 517.850	15 193.980	7 011.900	10 517.850	15 193.980	7 011.900
Estribo 2	2 958.845	5 512.319	1 972.563	2 958.845	5 512.319	1 972.563

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.165.

Tabla 3.165. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e_{max} m	e m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	0.975	0.023	OK
Evento Extremo I	1.430	0.149	OK
Servicio I	0.975	0.061	OK
Estribo 2			
Resistencia I	0.750	0.099	OK
Evento Extremo I	1.100	0.003	OK
Servicio I	0.750	0.127	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.166.

Tabla 3.166. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	24 301.516	9 894.000	OK
Evento Extremo I	30 376.895	11 564.046	OK
Servicio I	31 285.801	6 596.000	OK
Estribo 2			
Resistencia I	8 540.347	2 302.335	OK
Evento Extremo I	10 675.434	3 428.868	OK
Servicio I	11 681.817	1 534.890	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.167.

Tabla 3.167. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 4 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	1.284	1.282	OK
Evento Extremo I	2.334	1.343	OK
Servicio I	2.334	0.9953	OK
Estribo 2			
Resistencia I	2.693	1.142	OK
Evento Extremo I	4.896	1.192	OK
Servicio I	4.896	0.898	OK

3.2.4.4.5 Etapa 5

Esta etapa considera el peso propio del estribo, la presión del relleno, el peso propio de la superestructura y la carga viva de la superestructura. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.168 y 3.169.

Tabla 3.168. Carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	40 314.389	37 951.889	62 311.720	90 195.271	62 351.403	62 311.720
Estribo 2	28 538.849	27 218.489	50 647.720	74 628.871	47 827.503	50 647.720

Tabla 3.169. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	91 845.192	84 698.630	131 577.594	189 914.880	134 863.344	131 577.594
Estribo 2	50 152.077	46 918.077	83 433.761	122 640.159	80 215.814	83 433.761

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.170 y 3.171.

Tabla 3.170. Carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coefficientes: Volcamiento			Coefficientes: Presiones Base		
	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I	F_h: Resistencia I	F_h: Evento Extremo	F_h: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	17 832.000	12 162.000	11 132.000	17 832.000	12 162.000	11 132.000
Estribo 2	3 863.463	2 748.371	2 426.963	3 863.463	2 748.371	2 426.963

Tabla 3.171. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para etapa 5 de los estribos 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coefficientes: Volcamiento			Coefficientes: Presiones Base		
	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I	M_{Fh}: Resistencia I	M_{Fh}: Evento Extremo	M_{Fh}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	27 187.650	15 280.650	16 537.500	27 187.650	15 280.650	16 537.500
Estribo 2	5 612.762	3 717.107	3 489.087	5 612.762	3 717.107	3 489.087

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.172.

Tabla 3.172. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e_{max} m	e m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	0.975	0.346	OK
Evento Extremo I	1.430	0.121	OK
Servicio I	0.975	0.104	OK
Estribo 2			
Resistencia I	0.750	0.061	OK
Evento Extremo I	1.100	0.087	OK
Servicio I	0.750	0.078	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.173.

Tabla 3.173. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	25 095.303	17 832.000	OK
Evento Extremo I	30 660.390	12 162.000	OK
Servicio I	37 968.226	11 132.000	OK
Estribo 2			
Resistencia I	9 131.665	3 863.463	OK
Evento Extremo I	10 886.619	2 748.371	OK
Servicio I	20 257.643	2 426.963	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.174.

Tabla 3.174. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 5 de los estribos 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Estribo 1			
Resistencia I	1.284	1.282	OK
Evento Extremo I	2.334	1.626	OK
Servicio I	2.334	1.688	OK
Estribo 2			
Resistencia I	2.693	2.380	OK
Evento Extremo I	4.896	1.495	OK
Servicio I	4.896	1.604	OK

3.2.4.5 Diseño de subestructura: muros de ala

La verificación de las dimensiones en sus diferentes etapas se realiza para comprobar que los muros de ala no fallen por volcamiento, deslizamiento o presiones en la base.

3.2.4.5.5 Etapa 1

Esta etapa considera el peso propio del estribo y la presión del relleno. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.175 y 3.176.

Tabla 3.175. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I	F_v : Resistencia I	F_v : Evento Extremo	F_v : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Muros de Ala 1	20 775.600	20 775.600	21 894.000	28 438.500	8 438.500	21 894.000
Muros de Ala 2	13 155.600	13 155.600	13 908.000	18 023.400	18 023.400	13 908.000

Tabla 3.176. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I	M_{Fv} : Resistencia I	M_{Fv} : Evento Extremo	M_{Fv} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Muros de Ala 1	51 206.310	51 206.310	53 296.150	69 859.963	69 859.963	53 296.150
Muros de Ala 2	27 201.840	27 201.840	28 380.000	37 134.840	37 134.840	28 380.000

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.177 y 3.178.

Tabla 3.177. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_h : Resistencia I	F_h : Evento Extremo	F_h : Servicio I	F_h : Resistencia I	F_h : Evento Extremo	F_h : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Muros de Ala 1	9 894.000	3 298.000	6 596.000	9 894.000	9 894.000	6 596.000
Muros de Ala 2	2 230.182	454.236	1 486.788	2 230.182	2 230.182	1 486.788

Tabla 3.178. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 1 de los muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fh} : Resistencia I	M_{Fh} : Evento Extremo	M_{Fh} : Servicio I	M_{Fh} : Resistencia I	M_{Fh} : Evento Extremo	M_{Fh} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Muros de Ala 1	11 222.400	1 988.000	7 481.600	11 222.400	11 222.400	7 481.600
Muros de Ala 2	2 932.361	919.622	1 954.908	2 932.361	2 932.361	1 954.908

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.179.

Tabla 3.179. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e_{max} m	e m	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	0.975	0.025	OK
Evento Extremo I	1.430	0.419	OK
Servicio I	0.975	0.143	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	0.825	0.195	OK
Evento Extremo I	1.210	0.348	OK
Servicio I	0.825	0.250	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.180.

Tabla 3.180. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	19 797.267	9 894.000	OK
Evento Extremo I	24 746.583	3 298.000	OK
Servicio I	25 082.098	6 596.000	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	4 209.492	2 230.182	OK
Evento Extremo I	5 261.865	454.236	OK
Servicio I	5 562.803	1 486.788	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.181.

Tabla 3.181. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	1.343	0.690	OK
Evento Extremo I	2.442	0.690	OK
Servicio I	2.442	0.523	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	2.877	0.475	OK
Evento Extremo I	5.232	0.475	OK
Servicio I	5.232	0.366	OK

3.2.4.5.6 Etapa 2

Esta etapa considera el peso propio del estribo, la presión del relleno y la fuerza sísmica. Con base a las cargas descritas en el apartado 3.2.1.1.5 se determinan las cargas verticales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, utilizando los coeficientes indicados en la tabla 1.11. Los resultados se muestran en la tabla 3.182 y 3.183.

Tabla 3.182. Carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F_v: Resistencia I	F_v: Evento Extremo	F_v: Servicio I	F_v: Resistencia I	F_v: Evento Extremo	F_v: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	20 775.600	20 775.600	21 894.000	28 438.500	28 438.500	21 894.000
Estribo 2	13 155.600	13 155.600	13 908.000	18 023.400	18 023.400	13 908.000

Tabla 3.183. Momento flector debido a la carga vertical factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los

muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M_{Fv}: Resistencia I	M_{Fv}: Evento Extremo	M_{Fv}: Servicio I	M_{Fv}: Resistencia I	M_{Fv}: Evento Extremo	M_{Fv}: Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	51 206.310	51 206.310	53 296.150	69 859.963	69 859.963	53 296.150
Estribo 2	27 201.840	27 201.840	28 380.000	37 134.840	37 134.840	28 380.000

De la misma forma se determinan las cargas horizontales y los momentos flectores factorados para los tres estados límites escogidos: resistencia I, Evento extremo I y Servicio I. Los resultados se muestran en la tabla 3.184 y 3.185.

Tabla 3.184. Carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	F _h : Resistencia I	F _h : Evento Extremo	F _h : Servicio I	F _h : Resistencia I	F _h : Evento Extremo	F _h : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	12 816.581	4 133.023	8 266.046	12 816.581	10 729.023	8 266.046
Estribo 2	13 155.600	13 155.600	13 908.000	18 023.400	18 023.400	13 908.000

Tabla 3.185. Momento flector debido a la carga horizontal factorada en tres estados límites para la etapa 2 de los

muros de ala 1 y 2. Elaborado por: Autores

	Coeficientes: Volcamiento			Coeficientes: Presiones Base		
	M _{Fh} : Resistencia I	M _{Fh} : Evento Extremo	M _{Fh} : Servicio I	M _{Fh} : Resistencia I	M _{Fh} : Evento Extremo	M _{Fh} : Servicio I
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
Estribo 1	19 405.627	4 326.065	12 157.730	19 405.627	13 560.465	12 157.730
Estribo 2	27 201.840	27 201.840	28 380.000	37 134.840	37 134.840	28 380.000

Volcamiento

Para revisar por volcamiento se debe determinar la excentricidad máxima permisible para los tres estados límites escogidos Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I, mediante las ecuaciones 3.106, 3.107 y 3.108. Además, se debe determinar la excentricidad resultante respecto al eje de simetría mediante la ecuación 3.109.

Si la excentricidad calculada es menor que la excentricidad máxima no se produce volcamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.186.

Tabla 3.186. Verificación por volcamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	e _{max} m	e m	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	0.975	0.419	OK
Evento Extremo I	1.430	0.307	OK
Servicio I	0.975	0.071	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	0.825	0.145	OK
Evento Extremo I	1.210	0.251	OK
Servicio I	0.825	0.066	OK

Desplazamiento

Para revisar por deslizamiento se debe determinar el coeficiente de rozamiento entre el estribo y el suelo mediante las ecuaciones 3.110 y 3.111.

Si la fuerza de fricción es mayor que la fuerza horizontal factorada no se produce deslizamiento. Los resultados se muestran en la tabla 3.187.

Tabla 3.187. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	F_f kg/m	F_H kg/m	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	19 797.267	12 816.581	OK
Evento Extremo I	24 746.583	4 133.023	OK
Servicio I	25 082.098	8 266.046	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	4 209.492	4 201.614	OK
Evento Extremo I	5 261.865	1 017.502	OK
Servicio I	5 562.803	2 613.321	OK

Presiones en la base

Para revisar por presiones en la base se debe determinar la capacidad de carga factorada del suelo mediante la ecuación 3.112. Además, se debe determinar las presiones admisibles del suelo de la cimentación mediante la ecuación 3.113.

Si la presión admisible del suelo es menor a la presión requerida, el estribo se encuentra estable. Los resultados se muestran en la tabla 3.188.

Tabla 3.188. Verificación por deslizamiento en tres estados límites para la etapa 2 de los muros de ala 1 y 2.

Elaborado por: Autores

Estados de Carga	q_r kg/cm ²	q_{adm} kg/cm ²	Verificación
Muros de Ala 1			
Resistencia I	1.343	0.801	OK
Evento Extremo I	2.442	0.718	OK
Servicio I	2.442	0.583	OK
Muros de Ala 2			
Resistencia I	2.877	0.546	OK
Evento Extremo I	5.232	0.493	OK
Servicio I	5.232	0.405	OK

3.3 Criterios adicionales

Como se mencionó anteriormente, uno de los factores modificados del terreno fue la pendiente para la estructura, como fue descrito en el apartado 3.1.1. Adicionalmente, se tomó en cuenta la cota del cauce natural existente, por lo que, se presenta a continuación el gálibo considerado en cada lado del puente, después de la nivelación de la vía.

Tabla 3.189.- Cotas de nueva estructura y cauce. Elaborado por: Autores.

ENTRADA			SALIDA		
Cota de cauce existente [msnm]	Cota modificada con relleno [msnm]	Altura de relleno [m]	Cota de cauce existente [msnm]	Cota modificada con relleno [msnm]	Altura de relleno [m]
1162.48	1167.26	4.78	1162.48	1167.26	4.78

3.4 Presupuesto

El presupuesto de la obra alcanza los \$ 89.664,88 (ochenta y nueve mil seiscientos sesenta y cuatro 88/100 dólares americanos). Este monto se justifica en el Apéndice B “Presupuesto y APUS”. Los rubros mencionados en el apéndice B fueron establecidos desde el análisis y la elaboración de la EDT, con lo cual se obtuvo una mejor comprensión sobre la cronología en el proyecto.

Además, en dicho apéndice se detallan las cantidades, materiales, equipos y mano de obra necesaria para llevar a cabo los rubros que conforman el presupuesto. Las cantidades mostradas en la tabla 3.190 se desglosan en el apéndice C.

Tabla 3.190.- Presupuesto de proyecto. Elaborado por: Autores.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT	P. Total
TRABAJOS PRELIMINARES					
1	Desbroce y limpieza	m2	1 232.00	1.07	1 318.24
2	Traslado de maquinaria	Global	1.00	2 480.00	2 480.00
3	Desvío del río	m3	150.00	3.39	508.50
4	Enrocado con piedra bola de 50 cm	m2	50.00	24.35	1 217.50
5	Replanteo y nivelación	m2	102.00	2.01	205.02
6	Excavación a máquina, incluye desalojo	m3	856.65	7.81	6 690.44
CIMENTACIÓN					
7	Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para cimentación	m3	22.80	20.10	458.28

8	Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para estabilización de estribos y muros de ala	m3	86.36	22.08	1 906.83
9	Replanto f'c=180 kg/cm ² con espesor de 7.5 cm	m3	6.96	115.72	805.41
10	Hormigón para estribos fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m3	46.31	185.83	8 605.79
11	Acero de refuerzo para estribos fy=4200 kg/cm ²	Kg	4 049.38	1.98	7 951.82
12	Encofrado y desencofrado metálico alquilado para estribos y muros de ala	m2	257.63	7.09	1 826.60
13	Hormigón para muros de ala fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m3	54.58	185.83	10 142.60
14	Acero de refuerzo para muros de ala fy=4200 kg/cm ²	Kg	4 693.21	1.98	9 292.56
SUPERESTRUCTURA					
15	Apoyos de neopreno	Unidad	6.00	183.04	1 098.24
16	Hormigón para vigas fundidas en sitio f'c=280 kg/cm ²	m3	18.36	177.49	3 258.72
17	Acero de refuerzo para vigas fy=4200 kg/cm ²	Kg	3 947.52	1.85	7 302.91
18	Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para vigas	m2	114.36	11.23	1 284.26
19	Hormigón para losa fundida en sitio f'c=280 kg/cm ²	m3	30.60	183.64	5 619.38
20	Acero de refuerzo para losa fy=4200 kg/cm ²	Kg	3 394.71	1.84	6 246.27
21	Encofrado y desencofrado metálico alquilado para losa	m2	92.52	6.44	595.83
22	Hormigón para diafragmas fundidos en sitio f'c=280 kg/cm ²	m3	1.16	177.49	205.89
23	Acero de refuerzo para diafragmas fy=4200 kg/cm ²	Kg	302.55	1.82	550.64
24	Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para diafragmas	m2	10.56	11.25	118.80
OBRAS COMPLEMENTARIAS					
25	Carpeta asfáltica con espesor de 2.5 cm	m2	61.00	13.39	816.79
26	Hormigón para acera fundida en sitio f'c=210kg/cm ² , e=15 cm	m2	40.80	11.88	484.70
27	Acero de refuerzo para acera fy=4200 kg/cm ²	Kg	86.38	1.86	160.67
28	Encofrado y desencofrado de madera de un solo uso para acera	m2	30.91	11.25	347.74
29	Suministro e instalación de barandas vehiculares con perfiles metálicos, incluye placa base	m	34.00	9.78	332.52
30	Remoción de enrocado	m2	50.00	23.83	1 191.50
31	Reconformación del sitio con material de subrasante	m2	136.53	18.38	2 509.42
32	Limpieza y resanes generales	Día	1.00	19.32	19.32
SEGURIDAD, SALUD Y AMBIENTE					
33	Suministro e instalación de cinta de prevención para delimitar las zonas de peligro	Unidad	1.00	18.66	18.66
34	Suministro e instalación de letreros de señalización colectiva de seguridad laboral	Unidad	8.00	52.07	416.56

35	Suministro de implementos de protección personal	Juego	30.00	70.23	2 106.90
36	Provisión y mantenimiento de baterías sanitarias	Unidad Alquiler / Mes	3.00	501.21	1 503.63
TOTAL					89 664.88

Adicionalmente se realizó el cronograma de obra, con base en duraciones teóricas obtenidas con rendimientos y cantidades de cada uno de los rubros especificados. Es importante resaltar que se consideró el recurso de mano de obra como ilimitado, obteniendo una duración total del proyecto de 84 días laborables. Por facilidad de formato y presentación el cronograma se adjunta en el apéndice D.

CAPÍTULO 4

4.EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto, obra o actividad

Este proyecto se enfoca en el diseño estructural de un puente de hormigón armado de 17 metros de luz sobre el río Palto, que conecte la parroquia Cordoncillo con los sectores productivos del cantón Atahualpa. El desarrollo de esta propuesta de diseño se basa en la información topográfica, geotécnica y vehicular entregada por el GADM del cantón Atahualpa. La propuesta del proyecto se abstiene del diseño correctivo y señalización de la vía, del derrocamiento de la estructura existente, del diseño de drenaje y de las instalaciones de postes y luminarias públicas.

Para la construcción del proyecto se utilizarán materiales como cemento, agregados gruesos y finos, acero de refuerzo, madera y planchas metálicas para el encofrado, entre otros; los cuales generan una cantidad representativa de desechos sólidos. Además, al encontrarse en contacto directo con el río, la construcción de la cimentación de la estructura implicará la contaminación del agua natural y agua subterránea del cauce, debido a la infiltración de las partículas que componen los materiales utilizados. Por otro lado, el desarrollo del proyecto implica grandes movimientos de tierra que afectan directamente a la composición natural y propiedades del suelo de la zona, existiendo posible remoción de flora de la zona.

4.2 Objetivos

4.2.1 Objetivo general

Realizar la Evaluación Preliminar de Impacto Ambiental para la construcción de un puente sobre el río Palto en la parroquia Cordoncillo - cantón Atahualpa, para minimizar los impactos ambientales cumpliendo con los requerimientos sociales, y ambientales.

4.2.2 Objetivos específicos

- Identificar los diferentes aspectos ambientales que serán afectados por la construcción y obras complementarias del proyecto.
- Evaluar los impactos ambientales tanto positivos como negativos para recomendar medidas de prevención y minimizar las afectaciones generadas por la construcción y operación del proyecto.

4.3 Línea base ambiental

Para establecer la línea base ambiental se debe realizar una revisión de las condiciones naturales del sitio donde se desarrolla el proyecto con la finalidad de determinar afectaciones causadas por la construcción y operación del mismo.

4.3.1 Caracterización del clima

Debido a que no existe información base sobre el factor climático a nivel parroquial, siendo un factor complejo de analizar, se tomó como referencia los datos cantonales. El cantón Atahualpa cuenta con una temperatura media anual de 22°C, con pequeñas variaciones en los meses de diciembre a abril. La precipitación de la zona se presenta en dos temporadas, una de ellas entre los meses de diciembre a abril con una precipitación promedio de 203.61 mm y una época relativamente seca entre los meses de junio a noviembre con un promedio de 13.54 mm (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015). Esta sección considera el comportamiento de los principales parámetros climáticos; lo que aporta de gran manera en la generación del cronograma de obra, debido a que, según la temporada se deberá realizar un desvío del río que ocasionaría afectación al entorno en el que se desarrolla el proyecto.

4.3.2 Caracterización de la calidad de las aguas superficiales

Cordoncillo pertenece a 2 cuencas de la vertiente del Pacífico, las que suministran un importante aporte incluso en verano. El río Salado con un área de 2570,07 ha aporta el 84,01%, el río Palto genera un aporte del 15,97% con una extensión de 488,44 ha, finalmente el río San Agustín y los drenajes menores representan el 0,03% esto es 0,81ha. La ilustración 4.1. se visualiza la ubicación de las cuencas, subcuencas y microcuencas presentes en la parroquia. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015).

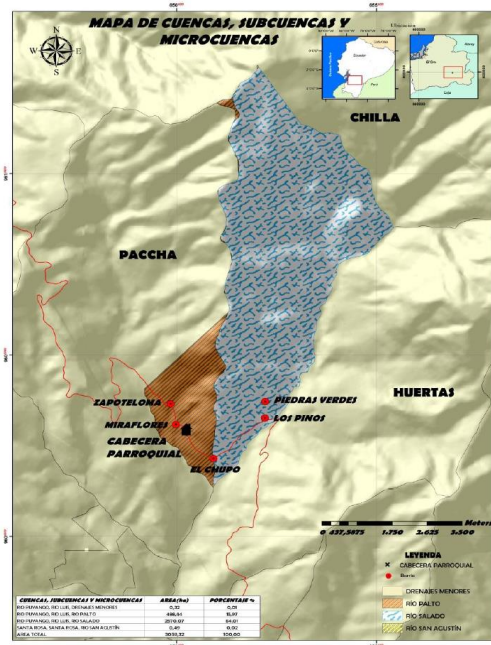


Ilustración 4.1. Mapa de cuencas, subcuencas y microcuencas.

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015)

El problema principal que se presenta son los asentamientos humanos desordenados o inducidos por situaciones económicas, sociales y políticas; a esto se suma la creciente actividad agropecuaria, cambio de aptitud del suelo y el uso ilegal del recurso hídrico que ha generado alteraciones en su caudal, especialmente en temporada seca. Todas estas acciones poco controladas han generado una variedad de conflictos que aceleran los procesos de degradación de los ecosistemas presentes en la microcuenca, pérdida de biodiversidad y afectación en la calidad de vida de sus pobladores. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo, 2015).

Debido a que no existe información base a nivel parroquial sobre la calidad del agua, se tomó como referencia los datos cantonales. De acuerdo con los resultados de las pruebas de tratabilidad del agua realizadas en el año 2017 por el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa, se establecen los siguientes parámetros de calidad para las épocas de invierno y verano, que se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros de calidad del agua para épocas de invierno y verano.

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Atahualpa, 2007). Elaborado por: Autores.

Parámetros	Invierno	Verano
Turbiedad [NTU]:	150.00	10.00
Color [U Pt-Co]:	15.00	15.00
pH:	7.86	7.78
Temperatura [°C]:	19.00	21.00

Este apartado considera las cuencas, subcuencas y microcuencas existentes y los principales parámetros de calidad del agua. Su importancia se basa en el principio de que el agua es un disolvente universal, por lo que cualquier contaminación por agentes o materiales externos no será focalizada, sino que se extenderá aguas abajo del punto de ubicación del proyecto e incluso afectará fuentes de agua subterránea debido a la infiltración de los contaminantes.

4.3.3 Caracterización de la calidad del aire existente

En la parroquia se puede percibir la generación de productos volátiles procedentes de la actividad minera; así como material particulado y polvo provocado por los vehículos al pasar por carreteras no pavimentadas, aspectos que incrementan la probabilidad de problemas respiratorios en la población circundante a las carreteras. No existe información base ni estaciones de monitoreo cercanas a la zona; sin embargo, The Weather Channel presenta para el cantón Atahualpa mediciones de monóxido de carbono (CO), ozono (O₃), dióxido de nitrógeno (NO₂), dióxido de azufre (SO₂), partículas en suspensión menores a 2.5 micrones (PM_{2.5}) y partículas en suspensión menores a 10 micrones (PM₁₀), resultados que se visualizan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Parámetros de calidad del aire.

Fuente: (IBM Cloud, 2020). Elaborado por: Autores.

Parámetros	µg/m ³
Monóxido de Carbono, CO:	153
Ozono, O ₃ :	63
Dióxido de Nitrógeno, NO ₂ :	5
Dióxido de Azufre, SO ₂ :	1
Partículas en suspensión menores a 2.5 micrones, PM _{2.5} :	5
Partículas en suspensión menores a 10 micrones, PM ₁₀ :	10

La caracterización de la calidad del aire existente permitirá tener una referencia del nivel de contaminación por polvo o sustancias externas que se producirá en la zona de implantación del proyecto y su entorno.

4.3.4 Caracterización de la vida silvestre

Particularmente en Atahualpa, no se han realizado estudios sobre biodiversidad silvestre. Sin embargo, existe una diversidad importante de flora que se encuentra en pequeñas cantidades. Por ejemplo, de los escasos remanentes boscosos, las especies destacables

son guarumo, matapalo, amarillo, canelo, aguacate de montaña. Además, existe un sinnúmero de aves locales y migratorias como los elanio (tijeretas) en peligro de extinción, o como el perico de orces, ave endémica y amenazada a causa de la tala indiscriminada de árboles, y expansión de pastizales. (Fernández et al., 2019). Esta línea base es de gran importancia debido a que el proyecto y sus actividades podrían afectar el hábitat de estos animales, especialmente si se tiene una actividad de deforestación a los alrededores del cauce. Por lo que, se deberá tomar en cuenta al momento de plantear las medidas de mitigación.

4.4 Descripción de las actividades del proyecto

Con respecto a la descripción del proyecto, se procedió a determinar las actividades que conllevarán a su realización y el impacto generado, como se describen a continuación.

- **Etapas de construcción**

- Movimiento de tierras: Generación de molestias a la población por ruido y polvo y generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona.
- Encauzamiento y reencauzamiento del río: Deforestación a los alrededores del cauce.
- Relleno compactado: Alteración de las propiedades del suelo natural.
- Construcción de cimentación: Infiltración de contaminantes en agua subterránea.
- Construcción de superestructura: Generación de residuos sólidos y aguas residuales.
- Montaje de la armadura: Generación de ruido y desechos sólidos.
- Colocación de protecciones laterales de puente: Generación de ruido.

- **Etapas de operación y mantenimiento**

- Circulación de vehículos: Facilita la interconexión entre parroquia y sectores productivos.
- Inspección: Generación de plazas de trabajo.

* No existen actividades adicionales relevantes que se puedan considerar en esta etapa del proyecto.

- **Abandono**

- Retiro de maquinaria pesada: Eliminación de ruido constante durante el tiempo de construcción.
- Retiro de estructuras provisionales: Eliminación de ruido constante durante el tiempo de construcción.
- Retiro de desechos sólidos como encofrado y restos de materiales: Retorno al entorno paisajístico natural de la zona.
- Retiro de baterías sanitarias: Eliminación de malos olores en el área de trabajo.

* No existen actividades adicionales relevantes que se puedan considerar en esta etapa del proyecto.

4.5 Identificación de factores y aspectos ambientales

En esta sección se identifican los factores sensibles de afectación con sus respectivos aspectos ambientales, como se muestra en la Tabla 4.3. En el medio físico, uno de los factores mayormente afectados por las actividades de construcción del proyecto es el agua subterránea, debido a la infiltración de contaminantes. En el medio biótico, la flora presenta la mayor afectación, causada por la posible deforestación a los alrededores del cauce. En contraste, el medio socioeconómico se ve afectado positivamente por la activación de la economía local.

Tabla 4.3.- Impactos ambientales según el medio físico. Elaborado por: Autores.

Actividad	Medio	Factores Ambientales	Aspectos Ambientales
Elaboración de hormigón in situ.	Físico	Aire	Polución del aire.
Excavación y relleno con material mejorado.		Suelo	Cambios en el uso de suelo.
Molestias a la población debido al transporte del material y maquinaria pesada.		Ruido	Generación de ruido.
Suministro periódico de materiales de construcción.		Agua superficial	Generación de residuos sólidos y aguas residuales
Construcción de la cimentación de la estructura.		Agua subterránea	Infiltración de contaminantes
Deforestación a los alrededores del cauce.	Biótico	Fauna y flora	Afectación de bosques y vida silvestre.
Facilita interconexión entre el pueblo y sectores productivos.	Socioeconómico	Población	Activación de la economía local.
Posibilidad de capacitación.		Educación	Educación ambiental.
Fuente de empleo debido a mano de obra local.		Empleo	Generación de empleo.
Posibilidad de capacitación.		Cultura	Creación de cultura ambiental.
Instalación de campamento provisional.		Paisaje	Afectación del paisaje.

4.6 Valoración de impactos ambientales

La valoración de la importancia de cada uno de los impactos se realizó mediante la comparación del puntaje final obtenido según el método de V. Coneza Fernández – Vítoria, los resultados se observan en la Tabla 4.4.

Como resultado de la valoración se obtuvo que las actividades relacionadas con la construcción de los elementos estructurales evidencian el mayor riesgo de impacto ambiental, un ejemplo de ello es la construcción de la cimentación, debido a que la elaboración de hormigón in situ en contacto con el suelo puede ocasionar infiltración de contaminantes en el agua subterránea. Es importante recalcar que dentro de la matriz

presentada se añadieron símbolos de “+” y “-”, al criterio de “importancia del impacto”, con el fin de diferenciar los impactos positivos de los negativos.

A pesar de los impactos negativos, existen una serie de impactos positivos que en su mayoría ocurren en las etapas de operación, mantenimiento y abandono; siendo la actividad que causa menos impacto la inspección de la estructura durante su tiempo de vida útil. Otros aspectos positivos son los que colaboran con el retorno del entorno paisajístico y retiro de ruido, desechos sólidos y polvo de la zona.

Tabla 4.4.- Valoración de impactos ambientales según el método de V. Coneza Fernández – Vitoria. Elaborado por: Autores.

ACTIVIDADES	ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO	IDENTIFICACION DE IMPACTOS AMBIENTALES PARA ESTE ESTUDIO																					VALORACION											
			Severidad (S)			Probabilidad Ocurrencia (P)			(T)	Extensión (E)			Intensidad (I)			Duración (Du)			Desarrollo (De)			Recuperación (R)			Interacción (Ia)			(Mg)	(Imp)						
			1	2	3	1	2	3	Relevancia del Impacto T _{SxP}	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	Magnitud del Impacto Mg = E + I + Du + De + R + Ia	Importancia del Impacto Imp = Mg x T						
Movimiento de tierras	Necesidad de transporte y uso de maquinaria pesada	Generación de molestias a la población por ruido y polvo		2				3	6			2				1				1						2	0					1	7	42	Alto -
	Necesidad de contratación de mano de obra	Generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona	1					3	3			2	0						1						2	0					0	5	15	Medio +	
Encauzamiento y reencauzamiento de río	Necesidad de crear un desvío del cauce del río	Deforestación a los alrededores del cauce		2				3	6			2							2						2			1			0	9	54	Alto -	
Relleno compactado	Necesidad de disminuir variaciones de nivel	Alteración de las propiedades del suelo natural	1					3	3	0						1									2			2			1	8	24	Medio -	
Construcción de cimentación	Proceso constructivo: elaboración de hormigón in situ en contacto con el suelo	Contaminación de agua subterránea por infiltración de agentes externos			3			2	6			2							2						2			2			1	10	60	Alto -	

Construcción de superestructura	Proceso constructivo: elaboración de hormigón in situ	Generación de residuos sólidos y aguas residuales	2			3	6	1		2	1		2	1	1	8	48	Alto -
Montaje de la armadura	Proceso constructivo: corte, doblado y armado de armadura de refuerzo	Contaminación auditiva y visual: Generación de ruido y desechos sólidos	2			3	6	1		2	1		2	1	1	8	48	Alto -
Colocación de protecciones laterales de puente	Necesidad de protecciones laterales en los bordes del puente	Generación de ruido	2			3	6	1	0	0			2	0	0	3	18	Medio -
Circulación de vehículos	Activación de economía local	Mejora de la economía entre parroquia y sectores productivos	1			3	3	2		2		2	1	0	0	7	21	Medio +
Inspección	Necesidad de revisar el comportamiento de la estructura	Generación de plazas de trabajo	1			3	3	0	0	0			2	0	0	2	6	No Significativo +
Retiro de maquinaria pesada	Remoción de maquinaria pesada de la zona de construcción	Eliminación de ruido constante durante el tiempo de construcción	1			3	3	0		2		2	2	0	1	7	21	Medio +
Retiro de estructuras provisionales	Remoción de estructuras provisionales de la zona de construcción	Eliminación de ruido constante durante el tiempo de construcción	1			3	3	0		2		2	2	0	1	7	21	Medio +
Retiro de desechos sólidos como encofrado y restos de materiales	Necesidad de limpieza de la zona de construcción y hábitat alrededor	Retorno al entorno paisajístico natural de la zona	1			3	3	2		2		2	2	0	1	9	27	Alto +

Retiro de baterías sanitarias	Remoción de baterías sanitarias portátiles debido a la finalización de la obra	Eliminación de los malos olores en el área de trabajo	1				3	3			2		2			2	2	0				1			9	27	Alto +
-------------------------------	--	---	---	--	--	--	---	---	--	--	---	--	---	--	--	---	---	---	--	--	--	---	--	--	---	----	--------

4.7 Medidas de mitigación

La matriz de valoración permitió la identificación de los impactos negativos con mayor riesgo de causar afectación al ambiente. Para minimizar la ocurrencia de estos impactos, se presenta a continuación en la Tabla 4.5. las medidas de prevención que deben ser implementadas.

Uno de los principales impactos ambientales que más afectan al ambiente debido a las actividades del proyecto es la infiltración de contaminantes en agua subterránea, debido a la elaboración de hormigón in situ, actividad que implica que el material esté en contacto con el suelo. Como medidas correctivas se tiene reportar y limpiar los derrames de combustibles, aceites, sustancias tóxicas o cualquier tipo de sustancia no natural; debiendo, en caso de que corresponda, indemnizar a terceros y al medio ambiente por los daños que resultaren de los derrames. Además, como medida de mitigación se recomienda realizar las mezclas de hormigón sobre una plataforma geotextil con la finalidad de evitar la infiltración de contaminantes.

Por otro lado, para el impacto de deforestación a los alrededores del cauce, se tiene como medida de mitigación, prohibir la quema de materiales excedentes o cualquier otro tipo de artículos o sustancias, debido a la ruralidad de la zona; esta medida se emplea debido a que la deforestación alrededor del cauce es inevitable, y tiene el fin de reducir cualquier otra posibilidad de iniciar deforestación. Como medida correctiva se propone la reforestación en las zonas modificadas, además de forestación adicional en zonas aledañas al proyecto para restaurar el paisajismo.

Tabla 4.5.- Medidas de mitigación. Elaborado por: Autores.

Etapa	Impacto ambiental	Medidas de mitigación
Construcción	Generación de molestias a la población por ruido y polvo	<ul style="list-style-type: none"> - Control del arrastre del polvo mediante barrido, rociado o recubrimiento según condiciones del sitio. - Controlar el escurrimiento superficial en los trabajadores al salir del horario laboral. - Los materiales depositados deben ser recubiertos adecuadamente para evitar ser dispersados por el viento, como así también los camiones que los transportan.
	Deforestación a los alrededores del cauce	<ul style="list-style-type: none"> - Prohibir la quema de materiales excedentes o cualquier otro tipo de artículos o sustancias, debido a la ruralidad de la zona. - Reforestación en las zonas modificadas, además de forestación adicional en zonas aledañas al proyecto para restaurar el paisajismo.
	Alteración de las propiedades del suelo natural	<ul style="list-style-type: none"> - Reglamentar el uso del suelo en el entorno de la obra de toma. - Restablecer todas las áreas intervenidas de tal manera que su condición sea igual o mejor a la existente.
	Infiltración de contaminantes en agua subterránea	<ul style="list-style-type: none"> - Reportar y limpiar los derrames de combustibles, aceites, sustancias tóxicas o cualquier tipo de sustancia no natural; debiendo, en caso de que correspondiere, indemnizar a terceros y al medio ambiente por los daños que resultaren de los derrames. - Realizar las mezclas de hormigón sobre una plataforma geotextil con la finalidad de evitar la infiltración de contaminantes.
	Generación de residuos sólidos y aguas residuales	<ul style="list-style-type: none"> - Designar un área específica que sirva como centro de acopio para depositar desechos y líquidos químicos o peligrosos, con el fin de tramitar de manera correcta su desalojo por una empresa perita en el tratamiento de los mismos. - Se prohíbe la utilización de las zonas verdes para la disposición temporal de materiales sobrantes, producto de las actividades constructivas. - Los residuos deben permanecer el menor tiempo posible dentro de la obra. Además, se debe garantizar la recolección, transporte y disposición final de residuos peligrosos por una empresa que cuente con las autorizaciones ambientales.

4.8 Certificado de intersección

Se procedió a registrar el proyecto en la página web del Ministerio del Ambiente y Agua mediante la identificación de la actividad económica y los datos del proyecto. A pesar de seguir el proceso indicado en la página, no se logró generar el certificado de intersección por una inhabilitación en el sistema.

4.9 Registro ambiental

Se procedió a registrar el proyecto, como se presenta en la ilustración 4.1., el trámite correspondiente es un registro ambiental.

The screenshot shows the 'REGULARIZACIÓN AMBIENTAL' interface. At the top, it features the logos of the 'MINISTERIO DEL AMBIENTE Y AGUA', 'EL GOBIERNO DE TODOS', and 'SUA Sistema Único de Información Ambiental'. Below the navigation bar, a user is logged in as 'JARAMILLO AGUILAR ALEJANDRA MERCEDES'. A progress bar indicates four steps: 1. Identificar Actividad Económica (current), 2. Datos Generales, 3. Completar Datos del Proyecto, and 4. Finalizar. The main content area displays a table with the following information:

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS
Su trámite corresponde a un(a)	REGISTRO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	180.0 dólares (Tiene un costo adicional si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Below the table is a blue 'Siguiente' button. At the bottom of the page, it states 'Todos los derechos reservados - Ministerio del Ambiente y Agua 2015'.

Ilustración 4.2. Registro ambiental del proyecto. Fuente: Ministerio del Ambiente y Agua.

4.10 Conclusiones

El proyecto en cuestión es de tipo registro ambiental, categoría I, categorizado de esta forma por el MAE. Dentro de esta categoría se encuentran catalogados los proyectos, obras o actividades cuyos impactos y riesgos ambientales son considerados como no significativos. Para poder regularizar el proyecto ambientalmente, se necesitará un certificado de registro ambiental otorgado por la autoridad ambiental competente mediante el Sistema Único de Información Ambiental.

Dentro de la propuesta de diseño presentada, las principales actividades que causan potencial afectación al ambiente son el desvío de río y la construcción de la cimentación de la estructura, que como se mencionó anteriormente tienen impactos como deforestación alrededor del cauce e infiltración de contaminantes en agua subterránea, respectivamente. Para minimizar la afectación de estas actividades se sugiere como

medida correctiva la reforestación en las zonas modificadas, además de forestación adicional en zonas aledañas al proyecto para restaurar el paisajismo; y realizar las mezclas de hormigón sobre una plataforma geotextil con la finalidad de evitar en su mayoría la infiltración de contaminantes. Con esto se concluye que, siguiendo estos lineamientos y medidas de mitigación mencionadas, el proyecto es ambientalmente sostenible.

CAPÍTULO 5

5.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Debido a la necesidad del reemplazo de la estructura existente en la vía Cordoncillo – Loma Bonita – Platanal, se diseñó un nuevo puente considerando aspectos estructurales, socioeconómicos y ambientales, mediante modelamientos y datos in situ; el cual se validó desarrollando un análisis estructural de demanda y capacidad (Sección 3.2.4). Presentándose como alternativa óptima un puente de hormigón armado, el cual fortalecerá la interacción con los sectores ganaderos y agrícolas del cantón, para así aumentar las capacidades productivas locales e intensificar la comercialización de los productos.

Estructuralmente el proyecto cumple con los estándares de diseño internacionales (norma AASHTO y método LRFD), habiéndose comprobado todas las solicitaciones necesarias para resistencia a fuerzas cortantes, axiales y flexión (Sección 3.2.1.1); en la cual se consideró las condiciones actuales de tráfico y su proyección (Sección 2.3.2.2).

Además, se determinó el presupuesto del proyecto con base en análisis de precios unitarios (APU), en donde, se consideró los materiales y todas las fases necesarias para su ejecución; obteniéndose como presupuesto final \$89 664.88.

Finalmente, de acuerdo con el análisis de impacto ambiental desarrollado, se puede concluir que el proyecto es de tipo registro ambiental, categoría I, cuyo impacto y riesgo ambiental no es significativo. Por lo tanto, la obra civil propuesta es ambientalmente sostenible.

5.2 Recomendaciones

- Al momento de ejecutar el proyecto se recomienda realizar un estudio detallado del derrocamiento de la estructura existente debido a que el nuevo puente se implanta en la misma ubicación.
- Se recomienda construir un sistema de drenaje en la parte posterior de la pantalla de los estribos y muros de ala con la finalidad de evacuar el agua que se infiltre desde la superficie.
- Luego de la ejecución de la obra se recomienda realizar inspecciones periódicas con la finalidad de monitorear el desempeño de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AISC. (2010). Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.
- Aranis, C. (2006). ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO, METODO AASHTO - LRFD (No. 1; 1st ed.).
- Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1989). Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains (USA. Department of the interior. Geological survey water-supply paper 2339). United States Geological Survey Water-Suply Paper 2339, 38. <https://doi.org/10.3133/wsp2339>
- Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras sismorresistentes. Parte 5: cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos, (2011).
- Barclay, J., & flickr. (2016). Alex Fraser Bridge. <https://www.flickr.com/photos/jbarc/>
- Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2013b). Design of Highway Bridges. In Design of Highway Bridges (Tercera Ed). John Wiley & Sons, INC. <https://doi.org/10.1002/9781118411124>
- Bushe, D., & flickr. (2017). Golden Gate Bridge. <https://www.flickr.com/photos/davebushe>
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). Bridge Engineering Handbook Super Structure Design. In Civ. Eng. (N.Y.) (Vol. 2, Issue 6).
- Chen, W., & Duan, L. (2014). Bridge Engineering Handbook: SUBSTRUCTURE DESIGN (W.-F. Chen & L. Duan (Eds.); Second).
- Chow, V. Te. (1994a). Hidraulica De Canales Abiertos (M. E. Suárez (Ed.)). McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Chow, V. Te. (1994b). Hidrologia Aplicada (M. E. Suárez (Ed.)). McGraw-Hill Interamericana S.A.
- CYMPER. (2016). Apoyos Elastoméricos: cosas que debes saber.

<https://www.cymper.com/blog/apoyos-elastomericos-cosas-que-debes-saber/>

Demchenko, Y. (2011). Sistemas de construcción de puentes arcos.

Fernández, K., Jaramillo, Á., & Jara, M. (2019). PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL (PDyOT).

García, J. M., Ospina, J., & Graciano, E. A. (2014). La Infraestructura De Puentes En Las Vías Secundarias Del Departamento De Antioquia. Revista EIA, 11(22), 119–131. ISSN: 1794-1237

GEOPLADES. (2012). Tabla de ajuste mensual en base a los consumos de combustible.

Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Cordoncillo. (2015). Plan de Desarrollo y ordenamiento Territorial de Cordoncillo.

Herrera, J. (1996). Puentes (Second).

IBM Cloud. (2020). The Weather Channel. <https://weather.com/es-EC/forecast/air-quality/l/2bdf4115a7180f765ca6c65801f525645a3092802d1259aa3796e0cf8b47604d>

Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC). (2010). Población y Demografía. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>

JAMES M. FISHER, Ph.D., P. ., & LAWRENCE A. KLOIBER, P. E. (2006). Base Plate and Anchor Rod Design (Second). AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

Manterola, J. (2006). Puentes. Apuntes para su diseño cálculo y construcción: Vol. I. <https://doi.org/84-380-0323-0>

Manterola, J. (2019). Puentes que me ayudaron a entender y diseñar. Informes de La Construcción, 71 (553). <https://doi.org/https://doi.org/10.3989/ic.67502>

NEC - SE- DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas Sísmicas. Diseño Sismo Resistente, (2014). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2015). Tasas de crecimiento anual de tráfico vehicular.

Plasencia, P. (2014). Puentes, sociedad e ingeniería. Informes de La Construcción, 66

(535). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.041>

Quiros Serrano, C., Castillo Barahona, R., Programa de Infraestructura del Transporte, P., & Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, L. (2012). Barandas para contención vehicular en puentes. 3(26). <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/1115>

RENGEL, A. (2019). INFORME GEOTÉCNICO DEL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN PUENTE CORDONCILLO.”

Salguero, C., & flickr. (2015). Puente de la Arrábida - Oporto. <https://www.flickr.com/photos/csalgar/>

Seminario, E. (2004). Guía para el diseño de puentes con vigas y losas. Universidad de Piura.

Somenson, H. (2015). Estudio y Proyecto de Puentes de Hormigón Armado (E. D. de Santos (Ed.); 1st ed.).

Steinman, D., & Watson, S. (2001). Puentes y sus constructores. CANALES Y PUERTOS - COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS.

Suárez, A., & flickr. (2017). Luzern. Puente de la Capilla y torre del Ayuntamiento. <https://www.flickr.com/photos/alfonsosuarez>

Tonias, D., & Zhao, J. (2007). Bridge Engineering: Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges (Second). McGraw-Hill Education.

Torres Belandria, R. A. (2008). ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (Universidad de los Andes (Ed.)).

Yepez, V. (2015). Construcción de puentes viga de hormigón pretensado. <https://victoryepes.blogs.upv.es/2015/10/02/construccion-puentes-viga/>

APÉNDICES

APÉNDICE A

INFORMACIÓN DE DOSIER GEOTÉCNICO

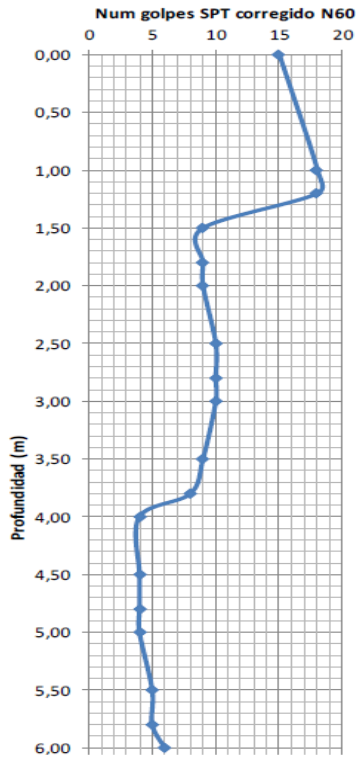


Ilustración A.1. SPT N°1. Fuente: (RENGEL, 2019)

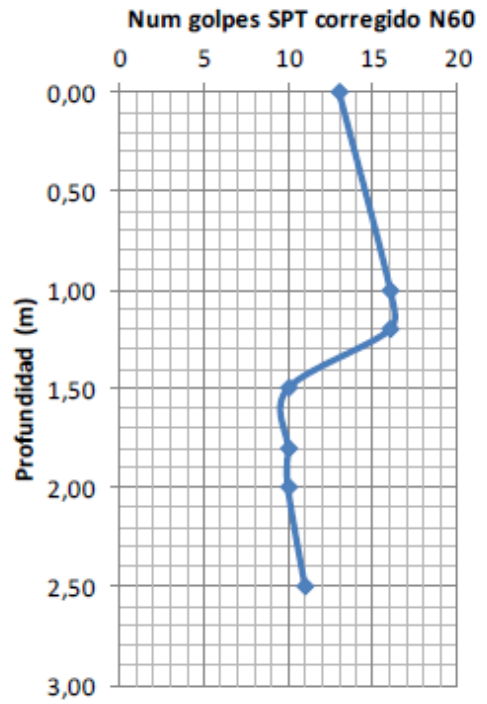


Ilustración A.3. SPT N°3. Fuente: (RENGEL, 2019)

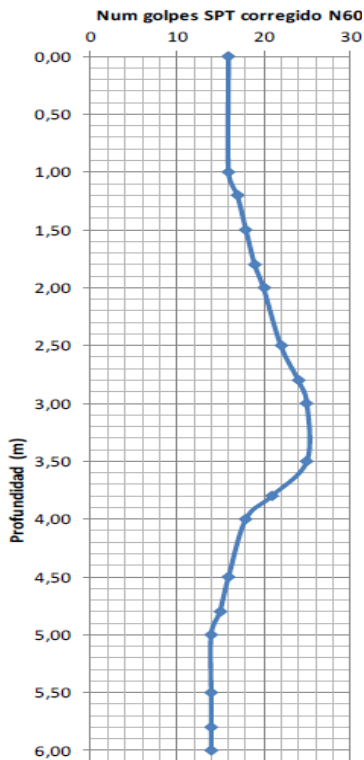


Ilustración A.2. SPT N°2. Fuente: (RENGEL, 2019)

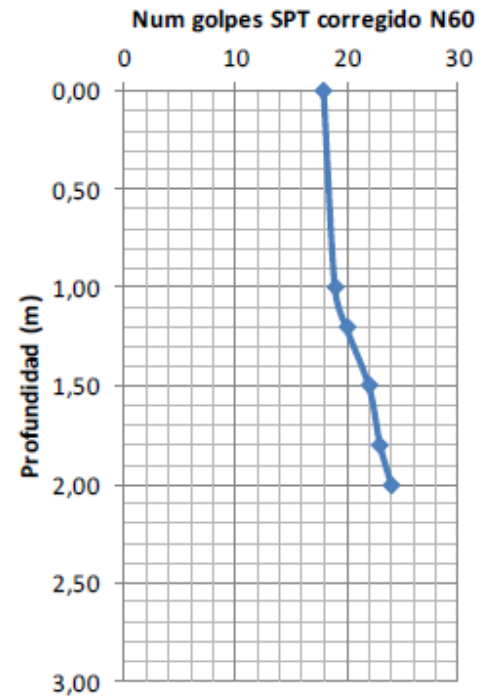


Ilustración A.4. SPT N°4. Fuente: (RENGEL, 2019)

Tabla A.0.1. Valores obtenidos de las propiedades índice por estrato y por pozo.

Fuente: (RENGEL, 2019). Elaborado por: Autores.

Pozo N°	Profundidad (m)	%							Clasificación SUCS	Descripción
		Gravas	Arenas	Finos	Humedad Natural	Límite Líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad		
1	0.00 - 2.60	18	52	30	13	48	26	22	SC	Capa de relleno. Materiales heterogéneos. Predominio de suelos arenos-arcillosos, con grava. Mediana plasticidad coloraciones café oscuro.
1	2.60 - 3.80	36	54	10	31	NP	NP	NP	SM	Arenas-gravosas saturadas, no plásticas.
1	3.80 - 6.00	0	10	90	35	72	32	40	CH	Arcillas verdosas plásticas saturadas. Consistencia blanda.
2	0.00 - 1.80	12	37	51	10	51	23	28	CH	Capa de relleno. Materiales heterogéneos. Predominio de suelos arcillo-arenosos, con grava. Plásticos, coloraciones café oscuro.
2	1.80 - 4.20	17	48	35	14	32	22	10	SC	Estrato areno-gravo-arcilloso, color café claro. Plasticidad baja. Compacidad densa
2	4.20 - 6.00	7	23	70	28	69	31	38	CH	Arcillas-arenosas negras plásticas. Consistencia media a firmes

3	0.00 - 2.50	15	55	30	14	45	25	20	SC	Capa de relleno. Materiales heterogéneos. Predominio de suelos arenos-arcillosos, con grava y boleos de diámetros mayores a 15cm. Mediana plasticidad coloraciones café oscuro.
4	0.00 - 2.00	16	41	43	12	54	24	30	CH	Capa de relleno. Materiales heterogéneos. Predominio de suelos arcillo-arenosos, con gravas y boleos de diámetro mayor a 15cm. Plasticidad media, coloración café oscuro.

APÉNDICE B
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
(PRECIOS PRESENTADOS SIN I.V.A.)

Ítem: 1
Descripción: Desbroce y limpieza
Unidad: m²

HOJA 1 DE 36

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>R</i>	<i>D=B*C*R</i>
Herramienta menor	%MO	0.5%M0			0.002
Motosierra	Hora	5.00	5.00	0.02	0.50
Subtotal de Equipo					0.50
Mano de Obra					
Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>R</i>	<i>D=A*B*R</i>
Peón		5.00	3.60	0.02	0.36
Subtotal de Mano de Obra:					0.36
Costo Directo Total					\$ 0.86
Costos Indirectos				24.00%	\$ 0.21
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.07

Ítem: 2
Descripción: Traslado de maquinaria
Unidad: Global

HOJA 2 DE 36

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Plataforma	Viaje	5.00	400.00	1.00	2 000.00
Subtotal de Equipo					2 000.00
Costo Directo Total					\$ 2 000.00
				Costos Indirectos 24.00%	\$ 480.00
				OTROS INDIRECTOS % 0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2 480.00

Ítem:

3

HOJA 3 DE 36

Descripción:

Desvío del río

Unidad:

m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta menor	%MO	5%MO			0.03
Excavadora de Oruga 90 hp	Hora	1.00	35.00	0.06	2.10
Subtotal de Equipo					2.13
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	4.04	0.06	0.24	
Peón	2.00	3.60	0.05	0.36	
Subtotal de Mano de Obra:					0.60
Costo Directo Total					\$ 2.73
Costos Indirectos				24.00%	\$ 0.66
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 3.39

Ítem:

4

HOJA 4 DE 36

Descripción:

Enrocado con piedra bola de 50 cm

Unidad:

m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta menor	%MO	5%MO			0.34
Excavadora de Oruga 90 hp		1.00	35.00	0.30	10.50
Subtotal de Equipo					10.84
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Piedra Bola	m3	0.10	20.63	2.06	
Subtotal de Materiales					2.06
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.30	1.21	
Peón	4.00	3.60	0.30	4.32	
Operador de excavadora	1.00	4.04	0.30	1.21	
Subtotal de Mano de Obra:					6.74
Costo Directo Total					\$ 19.64
Costos Indirectos			24.00%	\$ 4.71	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 24.35

Ítem:

5

HOJA 5 DE 36

Descripción:

Replanteo y nivelación

Unidad:

m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta menor	%MO	5%MO			0.01
Equipo de topografía		1.00	5.00	0.02	0.10
Subtotal de Equipo					0.11
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Estacas	Unidad	0.50	0.15	0.08	
Clavos de 2"	Kg	0.05	1.68	0.08	
Piola plástica de 175 m	Unidad	0.55	2.05	1.13	
Subtotal de Materiales					1.29
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Topografía 2: experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1)	1.00	4.04	0.02	0.06	
Cadenero	2.00	3.65	0.02	0.11	
Peón	1.00	3.60	0.02	0.05	
Subtotal de Mano de Obra:					0.22
Costo Directo Total					\$ 1.62
Costos Indirectos			24.00%	\$ 0.39	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2.01

Ítem:

6

HOJA 6 DE 36

Descripción: Excavación a máquina, incluye desalojo

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.08
Retroexcavadora 85 hp	Hora	1.00	30.00	0.10	3.00
Volqueta 8 m3	Hora	1.00	17.10	0.10	1.71
Subtotal de Equipo					4.79
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1.00	4.04	0.10	0.40	
Peón	2.00	3.60	0.08	0.58	
Chofer: Volquetas	1.00	5.29	0.10	0.53	
Subtotal de Mano de Obra:					1.51
Costo Directo Total					\$ 6.30
Costos Indirectos				24.00%	\$ 1.51
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 7.81

Ítem:

7

HOJA 7 DE 36

Descripción: Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para cimentación

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.07
Plancha compactadora	Hora	1.00	4.24	0.30	1.27
Subtotal de Equipo					1.34
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Material de mejoramiento	m3	1.000	13.41	13.41	
Subtotal de Materiales					13.41
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Albañil	1.00	3.65	0.10	0.37	
Peón	1.00	3.60	0.30	1.08	
Subtotal de Mano de Obra:					1.45
Costo Directo Total					\$ 16.21
Costos Indirectos				24.00%	\$ 3.89
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 20.10

Ítem:

8

HOJA 8 DE 36

Descripción: Relleno con material de mejoramiento de sitio compactado para estabilización de estribos y muros de ala

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.11
Plancha compactadora	Hora	1.00	4.24	0.50	2.12
Subtotal de Equipo					2.23
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Material de mejoramiento	m3	1	13.41	13.41	
Subtotal de Materiales					13.41
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Albañil	1.00	3.65	0.10	0.37	
Peón	1.00	3.60	0.50	1.80	
Subtotal de Mano de Obra:					2.17
Costo Directo Total					\$ 17.81
Costos Indirectos			24.00%	\$ 4.27	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 22.08

Ítem:

9

HOJA 9 DE 36

Descripción: Replanteo f'c=180 kg/cm² con espesor de 7.5 cmUnidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.83
Concreteira	Hora	1.00	4.00	0.75	3.00
Subtotal de Equipo					3.83
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.22	0.23	0.05	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	7.00	8.15	57.05	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.24	18.61	4.43	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.44	26.20	11.40	
Subtotal de Materiales					72.93
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.75	3.03	
Albañil	1.00	3.65	0.75	2.74	
Peón	4.00	3.60	0.75	10.80	
Subtotal de Mano de Obra:					16.57
Costo Directo Total					\$ 93.32
Costos Indirectos			24.00%	\$ 22.40	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 115.72

Ítem:

10

HOJA 10 DE 36

Descripción: Hormigón para estribos fundidos en sitio f'c=280 kg/cm²

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			1.41
Concreteira	Hora	1.00	4.00	1.10	4.40
Bomba estacionaria para hormigon, 45 m de tubería (HOLCIM)	m3	1.00	11.87	1.10	13.06
Vibrador	Hora	1.00	3.50	1.10	3.85
Subtotal de Equipo					22.72
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.26	0.23	0.06	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	10.36	8.15	84.43	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.17	18.61	3.09	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.43	26.20	11.29	
Subtotal de Materiales					98.87
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	1.10	4.44	
Albañil	1.00	3.65	1.10	4.02	
Peón	5.00	3.60	1.10	19.80	
Subtotal de Mano de Obra:					28.26
Costo Directo Total					\$ 149.86
Costos Indirectos			24.00%	\$ 35.97	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 185.83

Ítem:

11

HOJA 11 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para estribos $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1	0.50	0.03	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Alambre de amarre #18	Kg	0.030	1.56	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=8 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.050	1.03	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=12 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.240	1.03	0.25	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=14 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.010	0.98	0.01	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=22 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.390	0.99	0.39	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=25 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.270	1.02	0.27	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=28 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.090	1.06	0.10	
Subtotal de Materiales					1.11
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.03	0.01	
Fierrero	2.00	3.65	0.03	0.22	
Peón	2.00	3.60	0.03	0.22	
Subtotal de Mano de Obra:					0.45
Costo Directo Total					\$ 1.60
Costos Indirectos			24.00%	\$ 0.38	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.98

Ítem:

12

HOJA 12 DE 36

Descripción: Encofrado y desencofrado metálico alquilado para estribos y muros de ala

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
		A	B	R	D=A*B*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.03
Subtotal de Equipo					0.03
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
		A	B	C	D=B*C
Encofrado metálico muros	m2	1.00	5.00	5.00	
Subtotal de Materiales					5.00
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	1.00	3.58	0.09	0.32	
Albañil	1.00	3.62	0.09	0.33	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.01	0.01	0.04	
Subtotal de Mano de Obra:					0.69
Costo Directo Total					\$ 5.72
Costos Indirectos				24.00%	\$ 1.37
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 7.09

Ítem:

13

HOJA 13 DE 36

Descripción: Hormigón para muros de ala fundidos en sitio f'c=280
kg/cm²

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			1.41
Concretera	Hora	1.00	4.00	1.10	4.40
Bomba estacionaria para hormigon, 45 m de tubería (HOLCIM)	m3	1.00	11.87	1.10	13.06
Vibrador	Hora	1.00	3.50	1.10	3.85
Subtotal de Equipo					22.72
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.26	0.23	0.06	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	10.36	8.15	84.43	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.17	18.61	3.09	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.43	26.20	11.29	
Subtotal de Materiales					98.87
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	1.10	4.44	
Albañil	1.00	3.65	1.10	4.02	
Peón	5.00	3.60	1.10	19.80	
Subtotal de Mano de Obra:					28.26
Costo Directo Total					\$ 149.86
Costos Indirectos				24.00%	\$ 35.97
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 185.83

Ítem:

14

HOJA 14 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para muros de ala $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%M0			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1	0.50	0.03	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Alambre de amarre #18	Kg	0.030	1.56	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=8 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.050	1.03	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=12 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.240	1.03	0.25	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=14 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.010	0.98	0.01	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=22 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.390	0.99	0.39	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=25 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.270	1.02	0.27	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=28 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.090	1.06	0.10	
Subtotal de Materiales					1.11
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.03	0.01	
Fierrero	2.00	3.65	0.03	0.22	
Peón	2.00	3.60	0.03	0.22	
Subtotal de Mano de Obra:					0.45
Costo Directo Total					\$ 1.60
Costos Indirectos				24.00%	\$ 0.38
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.98

Ítem:

15

HOJA 15 DE 36

Descripción:

Apoyos de neopreno

Unidad:

Unidad

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
		A	B	R	D=A*B*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%M0			0.19
Subtotal de Equipo					0.19
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
		A	B	C	D=B*C
Apoyo neopreno tipo STUP 30x30x5 cm 60 shore	Unidad	1.00	143.60	143.60	
Subtotal de Materiales					143.60
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.01	0.50	2.01	
Albañil	1.00	3.62	0.50	1.81	
Subtotal de Mano de Obra:					3.82
Costo Directo Total					\$ 147.61
Costos Indirectos			24.00%	\$ 35.43	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 183.04

Ítem:

16

HOJA 16 DE 36

Descripción: Hormigón para vigas fundidas en sitio f'c=280 kg/cm²Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			1.81
Concreteira	Hora	1	4.00	0.90	3.60
Vibrador	Hora	1	3.50	0.90	3.15
Subtotal de Equipo					8.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.26	0.23	0.06	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	10.36	8.15	84.43	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.17	18.61	3.09	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.41	26.20	10.82	
Subtotal de Materiales					98.40
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.90	3.64	
Albañil	3.00	3.65	0.90	9.86	
Peón	7.00	3.60	0.90	22.68	
Subtotal de Mano de Obra:					36.18
Costo Directo Total					\$ 143.14
Costos Indirectos			24.00%	\$ 34.35	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 177.49

Ítem:

17

HOJA 17 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para vigas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta menor	%MO	0.5%MO			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1.00	0.50	0.04	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Alambre de amarre #18	Kg	0.03	1.56	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=12 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.14	1.03	0.14	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=25 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.36	1.02	0.37	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=28 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.55	1.06	0.58	
Subtotal de Materiales					1.14
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.04	0.02	
Fierrero	1.00	3.65	0.04	0.15	
Peón	1.00	3.60	0.04	0.14	
Subtotal de Mano de Obra:					0.31
Costo Directo Total					\$ 1.49
Costos Indirectos			24.00%	\$ 0.36	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.85

Ítem: 18

HOJA 18 DE 36

Descripción: Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para vigas

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.06
Subtotal de Equipo					0.06
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m	Unidad	1.88	3.00	5.63	
Tiras	Unidad	1.50	1.00	1.50	
Clavos	Kg	0.50	0.67	0.34	
Cuartones semiduros	m	0.50	0.50	0.25	
Subtotal de Materiales					7.71
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	1.00	3.60	0.16	0.58	
Albañil	1.00	3.65	0.16	0.58	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.32	0.13	
Subtotal de Mano de Obra:					1.29
Costo Directo Total					\$ 9.06
Costos Indirectos			24.00%	\$ 2.17	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 11.23

Ítem:

19

HOJA 19 DE 36

Descripción: Hormigón para losa fundida en sitio $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ Unidad: m^3

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			2.01
Concreteira	Hora	1.00	4.00	1.00	4.00
Vibrador	Hora	1.00	3.50	1.00	3.50
Subtotal de Equipo					9.51
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Agua	m3	0.26	0.23	0.06	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	10.36	8.15	84.43	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.17	18.61	3.09	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.41	26.20	10.82	
Subtotal de Materiales					98.40
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	1.00	4.04	
Albañil	3.00	3.65	1.00	10.95	
Peón	7.00	3.60	1.00	25.20	
Subtotal de Mano de Obra:					40.19
Costo Directo Total					\$ 148.10
Costos Indirectos			24.00%	\$ 35.54	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 183.64

Ítem:

20

HOJA 20 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para losa $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1	0.50	0.04	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Alambre de amarre #18	Kg	0.03	1.56	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=12 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	1.05	1.03	1.08	
Subtotal de Materiales					1.13
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.04	0.02	
Fierrero	1.00	3.65	0.04	0.15	
Peón	1.00	3.60	0.04	0.14	
Subtotal de Mano de Obra:					0.31
Costo Directo Total					\$ 1.48
Costos Indirectos				24.00%	\$ 0.36
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.84

Ítem:

21

HOJA 21 DE 36

Descripción: Encofrado y desencofrado metálico alquilado para losa

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.01
Subtotal de Equipo					0.01
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Encofrado metálico losa	m2	1.00	5.00	5.00	
Subtotal de Materiales					5.00
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.50	4.04	0.02	0.04	
Albañil	1.00	3.65	0.02	0.07	
Peón	1.00	3.60	0.02	0.07	
Subtotal de Mano de Obra:					0.18
Costo Directo Total					\$ 5.19
Costos Indirectos			24.00%	\$ 1.25	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 6.44

Ítem:

22

HOJA 22 DE 36

Descripción: Hormigón para diafragmas fundidos en sitio f'c=280 kg/cm²

Unidad:

m³

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%M0			1.81
Concreteira	Hora	1.00	4.00	0.90	3.60
Vibrador	Hora	1.00	3.50	0.90	3.15
Subtotal de Equipo					8.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.26	0.23	0.06	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	10.36	8.15	84.43	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.17	18.61	3.09	
Grava (P. suelto = 1.551 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.41	26.20	10.82	
Subtotal de Materiales					98.40
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.90	3.64	
Albañil	3.00	3.65	0.90	9.86	
Peón	7.00	3.60	0.90	22.68	
Subtotal de Mano de Obra:					36.18
Costo Directo Total					\$ 143.14
Costos Indirectos				24.00%	\$ 34.35
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 177.49

Ítem:

23

HOJA 23 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para diafragmas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad:

Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1	0.50	0.04	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Alambre de amarre #18	Kg	0.030	1.56	0.05	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=10 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.356	1.04	0.37	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=12 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.390	1.03	0.40	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=14 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	0.303	0.98	0.30	
Subtotal de Materiales					1.12
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.04	0.02	
Fierrero	1.00	3.65	0.04	0.15	
Peón	1.00	3.60	0.04	0.14	
Subtotal de Mano de Obra:					0.31
Costo Directo Total					\$ 1.47
Costos Indirectos			24.00%	\$ 0.35	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.82

Ítem:

24

HOJA 24 DE 36

Descripción: Encofrado y desencofrado de madera de dos usos para diafragmas

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.06
Subtotal de Equipo					0.06
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m	Unidad	1.88	3.00	5.63	
Tiras	Unidad	1.50	1.00	1.50	
Clavos	Kg	0.50	0.67	0.34	
Cuartones semiduros	m	0.50	0.50	0.25	
Subtotal de Materiales					7.72
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	1.00	3.60	0.16	0.58	
Albañil	1.00	3.65	0.16	0.58	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.32	0.13	
Subtotal de Mano de Obra:					1.29
Costo Directo Total					\$ 9.07
Costos Indirectos				24.00%	\$ 2.18
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 11.25

Ítem:

25

HOJA 25 DE 36

Descripción:

Carpeta asfáltica con espesor de 2.5 cm

Unidad:

m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%M0			0.08
Finisher	Hora	1.00	50.00	0.004	0.20
Rodillo vibratorio doble tambor	Hora	1.00	40.00	0.004	0.16
Rodillo compactador 12 ton	Hora	1.00	40.00	0.004	0.16
Planta de asfalto	Hora	1.00	88.00	0.004	0.35
Volqueta	Hora	5.00	20.00	0.050	5.00
Subtotal de Equipo					5.95
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Fino cribado	m3	0.04	13.50	0.47	
Material granular	m3	0.04	13.50	0.47	
Diesel	Galón	0.98	1.04	1.02	
Asfalto AP-3 RC-350	Kg	3.64	0.38	1.38	
Subtotal de Materiales					3.34
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	8.00	3.60	0.004	0.12	
Operador (Estr.Oc C1)	4.00	4.04	0.004	0.06	
Chofer: Volquetas	5.00	5.29	0.05	1.32	
Subtotal de Mano de Obra:					1.50
Costo Directo Total					\$ 10.80
Costos Indirectos				24.00%	\$ 2.59
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 13.39

Ítem: 26

HOJA 26 DE 36

Descripción: Hormigón para acera fundida en sitio $f_c=210\text{kg/cm}^2$, $e=15$
cm

Unidad: m^2

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.02
Concreteira	Hora	1.00	4.00	0.11	0.44
Vibrador	Hora	1.00	3.50	0.11	0.39
Subtotal de Equipo					0.85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Cemento HOLCIM fuerte tipo GU	saco 50 kg	0.68	8.15	5.50	
Arena (P. suelto = 1.460 kg/m3 aproximadamente)	m3	0.06	18.61	1.12	
Grava	m3	0.09	18.00	1.62	
Agua	m3	0.03	0.23	0.01	
Subtotal de Materiales					8.25
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Peón	1.00	3.60	0.11	0.40	
Albañil	1.00	3.65	0.01	0.04	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.01	0.04	
Subtotal de Mano de Obra:					0.48
Costo Directo Total					\$ 9.58
Costos Indirectos			24.00%	\$ 2.30	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 11.88

Ítem:

27

HOJA 27 DE 36

Descripción: Acero de refuerzo para acera $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	$D=B*C*R$
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.02
Cortadora/Dobladora	Hora	1.00	0.50	0.04	0.02
Subtotal de Equipo					0.04
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	$D=B*C$	
Acero de refuerzo corrugado $\Phi=10 \text{ mm } f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	Kg	1.05	1.04	1.10	
Alambre de amarre #18	Kg	0.03	1.56	0.05	
Subtotal de Materiales					1.15
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	$D=A*B*R$	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.04	0.02	
Fierrero	1.00	3.65	0.04	0.15	
Peón	1.00	3.60	0.04	0.14	
Subtotal de Mano de Obra:					0.31
Costo Directo Total					\$ 1.50
Costos Indirectos				24.00%	\$ 0.36
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 1.86

Ítem: 28

HOJA 28 DE 36

Descripción: Encofrado y desencofrado de madera de un solo uso para
acera

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.06
Subtotal de Equipo					0.06
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m	Unidad	1.88	3.00	5.63	
Tiras	Unidad	1.50	1.00	1.50	
Clavos	Kg	0.50	0.67	0.34	
Cuartones semiduros	m	0.50	0.50	0.25	
Subtotal de Materiales					7.72
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	1.00	3.60	0.16	0.58	
Albañil	1.00	3.65	0.16	0.58	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.32	0.13	
Subtotal de Mano de Obra:					1.29
Costo Directo Total					\$ 9.07
Costos Indirectos				24.00%	\$ 2.18
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 11.25

Ítem:

29

HOJA 29 DE 36

Descripción: Suministro e instalación de barandas vehiculares con perfiles metálicos, incluye placa base

Unidad: m

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.18
Subtotal de Equipo					0.18
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Fleje de acero estructural 150x100x8 mm L = 6m	Unidad	0.12	4.71	0.56	
Fleje de acero estructural 100x100x6 mm L = 6m	Unidad	0.50	2.36	1.18	
Fleje de acero estructural 200x100x8 mm L = 6m	Unidad	0.18	6.28	1.11	
Plancha 1120x2440x2 mm	Unidad	0.03	43.93	1.27	
Subtotal de Materiales					4.12
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	2.00	3.60	0.24	1.69	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.24	0.95	
Soldador	1.00	4.04	0.24	0.95	
Subtotal de Mano de Obra:					3.59
Costo Directo Total					\$ 7.89
Costos Indirectos			24.00%	\$ 1.89	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 9.78

Ítem:

30

HOJA 30 DE 36

Descripción:

Remoción de enrocado

Unidad:

m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.24
Retroexcavadora 85 hp	Hora	1.00	30.00	0.30	9.00
Volqueta 8 m3	Hora	1.00	17.10	0.30	5.13
Subtotal de Equipo					14.37
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	3.00	3.60	0.30	3.24	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.10	0.40	
Operador de excavadora	1.00	4.04	0.30	1.21	
Subtotal de Mano de Obra:					4.85
Costo Directo Total					\$ 19.22
Costos Indirectos				24.00%	\$ 4.61
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 23.83

Ítem:

31

HOJA 31 DE 36

Descripción: Reconformación del sitio con material de subrasante

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%M0			0.01
Motoniveladora 125 hp	Hora	1	45.00	0.01	0.45
Rodillo vibratorio doble tambor	Hora	1	40.00	0.01	0.40
Tanquero	Hora	1	30.00	0.01	0.30
Subtotal de Equipo					1.16
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Agua	m3	0.0400	0.23	0.01	
Material de subrasante	m3	1.0000	13.41	13.41	
Subtotal de Materiales					13.42
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	2.00	3.60	0.01	0.07	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.01	0.04	
Operador (Estr.Oc C1)	2.00	4.04	0.01	0.08	
Chofer licencia "e" (Estr.Oc C1)	1.00	5.29	0.01	0.05	
Subtotal de Mano de Obra:					0.24
Costo Directo Total					\$ 14.82
Costos Indirectos				24.00%	\$ 3.56
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 18.38

Ítem:

32

HOJA 32 DE 36

Descripción:

Limpieza y resanes generales

Unidad:

Día

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.74
Subtotal de Equipo					0.74
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	3.00	3.60	1.00	10.80	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	1.00	4.04	
Subtotal de Mano de Obra:					14.84
Costo Directo Total					\$ 15.58
Costos Indirectos				24.00%	\$ 3.74
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 19.32

Ítem:

33

HOJA 33 DE 36

Descripción: Suministro e instalación de cinta de prevención para delimitar las zonas de peligro

Unidad: Unidad

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.01
Subtotal de Equipo					0.01
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Cinta de prevención L = 250m	Rollo	1.00	14.75	14.75	
Subtotal de Materiales					14.75
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	2.00	3.60	0.04	0.29	
Subtotal de Mano de Obra:					0.29
Costo Directo Total					\$ 15.05
Costos Indirectos			24.00%	\$ 3.61	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 18.66

Ítem:

34

HOJA 34 DE 36

Descripción: Suministro e instalación de letreros de señalización colectiva de seguridad laboral

Unidad: Unidad

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.19
Subtotal de Equipo					0.19
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Letrero de señalización colectiva	Unidad	1.00	38.00	38.00	
Subtotal de Materiales					38.00
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	0.50	0.20	
Peón	2.00	3.60	0.50	3.60	
Subtotal de Mano de Obra:					3.80
Costo Directo Total					\$ 41.99
Costos Indirectos			24.00%	\$ 10.08	
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 52.07

Ítem:

35

HOJA 35 DE 36

Descripción: Suministro de implementos de protección personal

Unidad: Juego

COSTOS DIRECTOS				
MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
	A	B	C	D=B*C
Botín de seguridad industrial	Unidad	1.0000	39.89	39.89
Casco	Unidad	1.0000	3.99	3.99
Chaleco de seguridad industrial	Unidad	1.0000	4.70	4.70
Guantes de seguridad industrial	Unidad	1.0000	4.95	4.95
Gafas de protección	Unidad	1.0000	2.91	2.91
Tapón auditivo	Unidad	1.0000	0.73	0.73
Subtotal de Materiales				56.44
Mano de Obra				
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.04	0.05	0.20
Subtotal de Mano de Obra:				0.20
Costo Directo Total				\$ 56.64
Costos Indirectos			24.00%	\$ 13.59
OTROS INDIRECTOS %			0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 70.23

Ítem:

36

HOJA 36 DE 36

Descripción: Provisión y mantenimiento de baterías sanitarias

Unidad: Unidad Alquiler / Mes

COSTOS DIRECTOS					
Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	A	B	C	R	D=B*C*R
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.20
Subtotal de Equipo					0.20
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
	A	B	C	D=B*C	
Batería sanitaria portátil sencilla	Unidad/Mes	2.00	200.00	400.00	
Subtotal de Materiales					400.00
Mano de Obra					
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	
	A	B	R	D=A*B*R	
Peón	1.00	3.60	1.00	3.60	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.10	4.04	1.00	0.40	
Subtotal de Mano de Obra:					4.00
Costo Directo Total					\$ 404.20
Costos Indirectos				24.00%	\$ 97.01
OTROS INDIRECTOS %				0.00%	-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 501.21

APÉNDICE C

DESGLOSE DE CANTIDADES

Tabla C.1. Cantidades de rubro N° 1 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Desbroce y Limpieza			
Descripción	Long (m) A	Ancho (m) B	Área (m ²) B
Desbroce	77	16	1232

Tabla C.2. Cantidades de rubro N° 3 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Desvío de Río						
Descripción	Long (m) A	Ancho Mayor (m) B	Ancho Menor (m) C	Altura (m) D	Área (m ²) E=0.5*(B+C)*D	Volumen (m ³) A*E
Zanja	50	5	1	1	3	150

Tabla C.3. Cantidades de rubro N° 4 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Enrocado			
Descripción	Long (m) A	Ancho Menor (m) B	Área (m ²) C = A*B
Zanja	50	1	50

Tabla C.4. Cantidades de rubro N° 5 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Replanteo y Nivelación			
Descripción	Long (m) A	Ancho (m) B	Área (m ²) B
Replanteo	17	6	102

Tabla C.5. Cantidades de rubro N° 6 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

EXCAVACION				
Descripción	Área (m ²) A	Altura (m) B	Factor de Esponjamiento	Volumen (m ³) A*B
S1	59.92	4.70	1.79	504.106
S2	53.23	3.70	1.79	352.542
Subtotal:				856.65

Tabla C.6. Cantidades de rubro N° 7 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Relleno con Material de Mejoramiento de sitio compactado para cimentación			
Descripción	Área (m²) A	Altura / Longitud (m) B	Volumen (m³) A*B
Base S1 - 1	2.88	5.00	14.40
Base S1 - 2	0.03	5.00	0.150
Base S2 - 1	1.62	5.00	8.10
Base S2 - 2	0.03	5.00	0.15
Subtotal:			22.80

Tabla C.7. Cantidades de rubro N° 8 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Relleno con Material de Mejoramiento de sitio compactado para estabilización de estribos y muros de ala			
Descripción	Área (m²) A	Altura / Longitud (m) B	Volumen (m³) A*B
Talón S1	17.41	3.00	52.23
Talón S2	13.93	2.45	34.13
Subtotal:			86.36

Tabla C.8. Cantidades de rubro N° 9 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Replanteo de fc=180kg/cm2 con espesor de 7.5 cm					
Long (m) A	Ancho (m) B	Espesor (m) C	Número D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
5.10	3.90	0.075	1	1.49	Zapata S1 - Estribos
5.10	3.00	0.075	1	1.15	Zapata S2 - Estribos
5.10	0.30	0.075	1	0.11	Diente S1 - Estribos
5.10	0.30	0.075	1	0.11	Diente S2 - Estribos
3.50	3.90	0.075	2	2.05	Zapata S1 - Muros de Ala
3.50	3.30	0.075	2	1.73	Zapata S2 - Muros de Ala
3.50	0.30	0.075	2	0.16	Diente S1 - Muros de Ala
3.50	0.30	0.075	2	0.16	Diente S2 - Muros de Ala
Subtotal:				6.96	

Tabla C.9. Cantidades de rubro N° 10 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón para estribos fundidos en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Ancho o Altura (m) B	Espesor (m) C	Número D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
ESTRIBO S1					
5.10	0.70	0.30	1	1.07	Diente - Estribo S1
5.10	3.90	0.80	1	15.91	Zapata - Estribo S1
5.10	2.15	0.85	1	9.32	Muro - Estribo S1
5.10	1.25	0.35	1	2.23	Cabezal - Estribo S1
ESTRIBO S2					
5.10	0.60	0.30	1	0.92	Diente - Estribo S2
5.10	3.00	0.55	1	8.42	Zapata - Estribo S2
5.10	1.60	0.80	1	6.53	Muro - Estribo S2
5.10	1.25	0.30	1	1.91	Cabezal - Estribo S2
Subtotal:				46.31	

Tabla C.10. Cantidades de rubro N° 12 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Encofrado para estribos				
Long (m) A	Ancho (m) B	Número D	Área (m²) A*B*C	Detalle
ESTRIBO S1				
4.80	0.75	2	7.20	Diente Largo
0.35	0.75	2	0.53	Diente Ancho
4.80	0.80	2	7.68	Zapata Largo
3.90	0.80	2	6.24	Zapata Ancho
2.35	0.70	2	3.29	Muro Ancho
4.80	2.35	1	11.28	Muro Largo
4.80	3.60	1	17.28	Muro Largo más Cabezal
1.25	0.20	2	0.50	Cara Transversal de Cabezal
5.00	1.25	1	6.25	Cabezal
Subtotal 1:			60.25	
ESTRIBO S2				
4.80	0.7	2	6.72	Diente Largo
0.35	0.7	2	0.49	Diente Ancho
4.80	0.75	2	7.20	Zapata Largo
3.30	0.75	2	4.95	Zapata Ancho
2.40	0.70	2	3.36	Muro Ancho
4.80	2.40	1	11.52	Muro Largo
4.80	3.65	1	17.52	Muro Largo más Cabezal
1.25	0.20	2	0.50	Cara Transversal de Cabezal
5.00	1.25	1	6.25	Cabezal
Subtotal 2:			58.51	
Muro de Ala S1				
3.50	0.6	4	8.40	Diente Largo

0.30	0.6	2	0.36	Diente Ancho
3.50	0.80	4	11.20	Zapata Largo
3.90	0.80	2	6.24	Zapata Ancho
3.40	0.30	2	2.04	Pantalla (Rectángulo) Ancho
3.50	3.40	2	23.80	Pantalla (Rectángulo) Largo
3.40	0.20	2	0.34	Pantalla (Triángulo) Ancho
3.50	3.45	2	24.15	Pantalla (Triángulo) Largo
Subtotal 3:			76.53	
Muro de Ala S2				
3.50	0.6	4	8.40	Diente Largo
0.30	0.6	2	0.36	Diente Ancho
3.50	0.55	4	7.70	Zapata Largo
3.30	0.55	2	3.63	Zapata Ancho
2.85	0.30	2	1.71	Pantalla (Rectángulo) Ancho
3.50	2.85	2	19.95	Pantalla (Rectángulo) Largo
2.85	0.20	2	0.29	Pantalla (Triángulo) Ancho
3.50	2.90	2	20.30	Pantalla (Triángulo) Largo
Subtotal 4:			62.34	
Total:			257.63	

Tabla C.11. Cantidades de rubro N° 13 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón para muros de ala fundidos en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Ancho o Altura (m) B	Espesor (m) C	Número (m) D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
Muro de Ala S1					
3.50	0.60	0.30	2	1.26	Diente
3.50	3.90	0.80	2	21.84	Zapata
3.50	3.40	0.30	2	7.14	Pantalla (Rectángulo)
3.50	3.40	0.20	2	2.38	Pantalla (Triángulo)
Muro de Ala S2					
3.50	0.60	0.30	2	1.26	Diente
3.50	3.30	0.55	2	12.71	Zapata
3.50	2.85	0.30	2	5.99	Pantalla (Rectángulo)
3.50	2.85	0.20	2	2.00	Pantalla (Triángulo)
Subtotal:				54.58	

Tabla C.12. Cantidades de rubro N° 16 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón para viga fundida en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Altura (m) B	Espesor (m) C	Número (m) D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
17.00	0.90	0.40	3	18.36	Alma de viga

Tabla C.13. Cantidades de rubro N° 18 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Encofrado para vigas				
Long (m) A	Ancho (m) B	Número (m) D	Area (m2) A*B*C	Detalle
17.00	0.40	3	20.40	Base Viga
0.40	0.90	6	2.16	Para Paredes Transversales
17.00	0.90	6	91.80	Para Paredes Longitudinales
Subtotal:			114.36	

Tabla C.14. Cantidades de rubro N° 19 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón para losa fundida en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Ancho (m) B	Espesor (m) C	Número (m) D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
17.00	6.00	0.30	1	30.60	Tablero

Tabla C.15. Cantidades de rubro N° 21 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Encofrado para losa				
Long (m) A	Ancho (m) B	Número (m) D	Area (m2) A*B*C	Detalle
17.00	6.00	1	102.00	Para Base
6.00	0.30	2	3.60	Para Paredes Transversales
17.00	0.30	2	10.20	Para Paredes Longitudinales
17	0.4	3	20.40	Base Vigas
1.6	0.3	6	2.88	Base Diafragmas
Subtotal:			92.52	

Tabla C.16. Cantidades de rubro N° 22 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón para diafragmas fundidos en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Altura (m) B	Espesor (m) C	Número (m) D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
1.60	0.30	0.30	4	0.58	Diafragmas exteriores (sin losa)
1.60	0.60	0.30	2	0.58	Diafragmas interiores (sin losa)
Subtotal:				1.16	

Tabla C.17. Cantidades de rubro N° 24 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Encofrado para diafragmas				
Long (m) A	Ancho (m) B	Número D	Área (m²) A*B*C	Detalle
1.60	0.30	4	1.92	Base diafragma exterior
1.60	0.30	8	3.84	Paredes longitudinales diafragma exterior
1.60	0.30	2	0.96	Base diafragma interior
1.60	0.60	4	3.84	Paredes longitudinales diafragma interior
Subtotal:			10.56	

Tabla C.18. Cantidades de rubro N° 25 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Pavimento asfáltico con espesor de 2.5 cm						
Long (m) A	Ancho (m) B	Espesor (m) C	Número D	Volumen (m³) A*B*C*D	Área (m²) A*B*C*D	Detalle
17.00	3.60	0.03	1	1.53	61.00	Asfalto

Tabla C.19. Cantidades de rubro N° 26 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Hormigón acera fundida en sitio $f_c=280\text{kg/cm}^2$					
Long (m) A	Ancho (m) B	Espesor (m) C	Número D	Volumen (m³) A*B*C*D	Detalle
17.00	1.20	0.15	2	4.76	Acera

Tabla C.20. Cantidades de rubro N° 28 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Encofrado para acera				
Long (m) A	Ancho (m) B	Número (m) D	Área (m²) A*B*C	Detalle
17.00	0.15	2	5.10	pared exterior
17.00	0.10	4	6.80	para paredes alivianamiento
17.00	0.40	2	13.60	para base alivianamiento
17.00	0.16	2	5.41	para pared interior inclinada
Subtotal:			30.91	

Tabla C.21. Cantidades de rubro N° 31 según presupuesto general. Elaborado por: Autores

Relleno Subrasante			
Descripción	Área Transversal (m²) A	Ancho (m) B	Volumen (m³) B
Entrada - A1	0.8118	6	4.8708
Salida - A2	21.943	6	131.658
Subtotal:			136.52

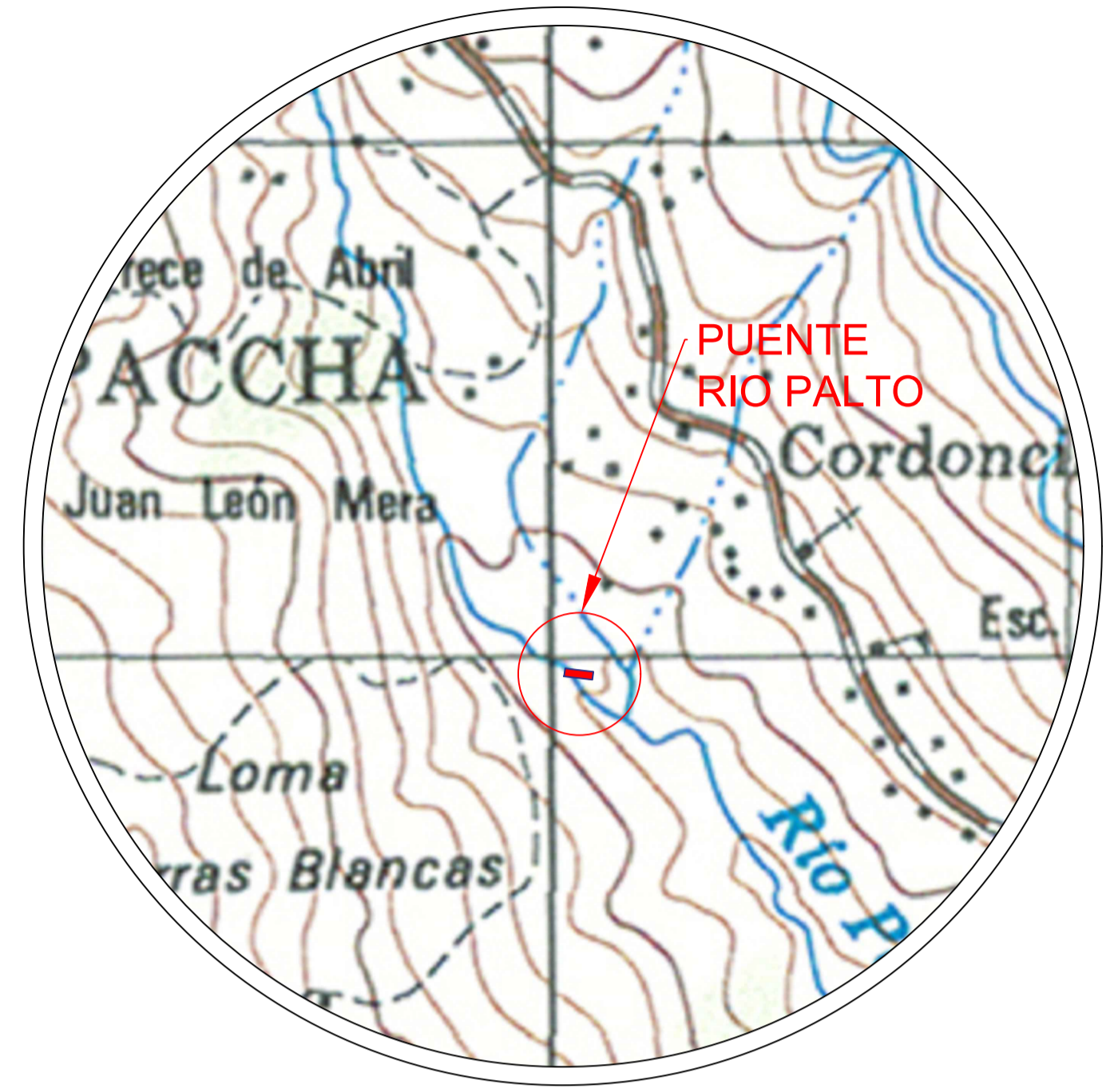
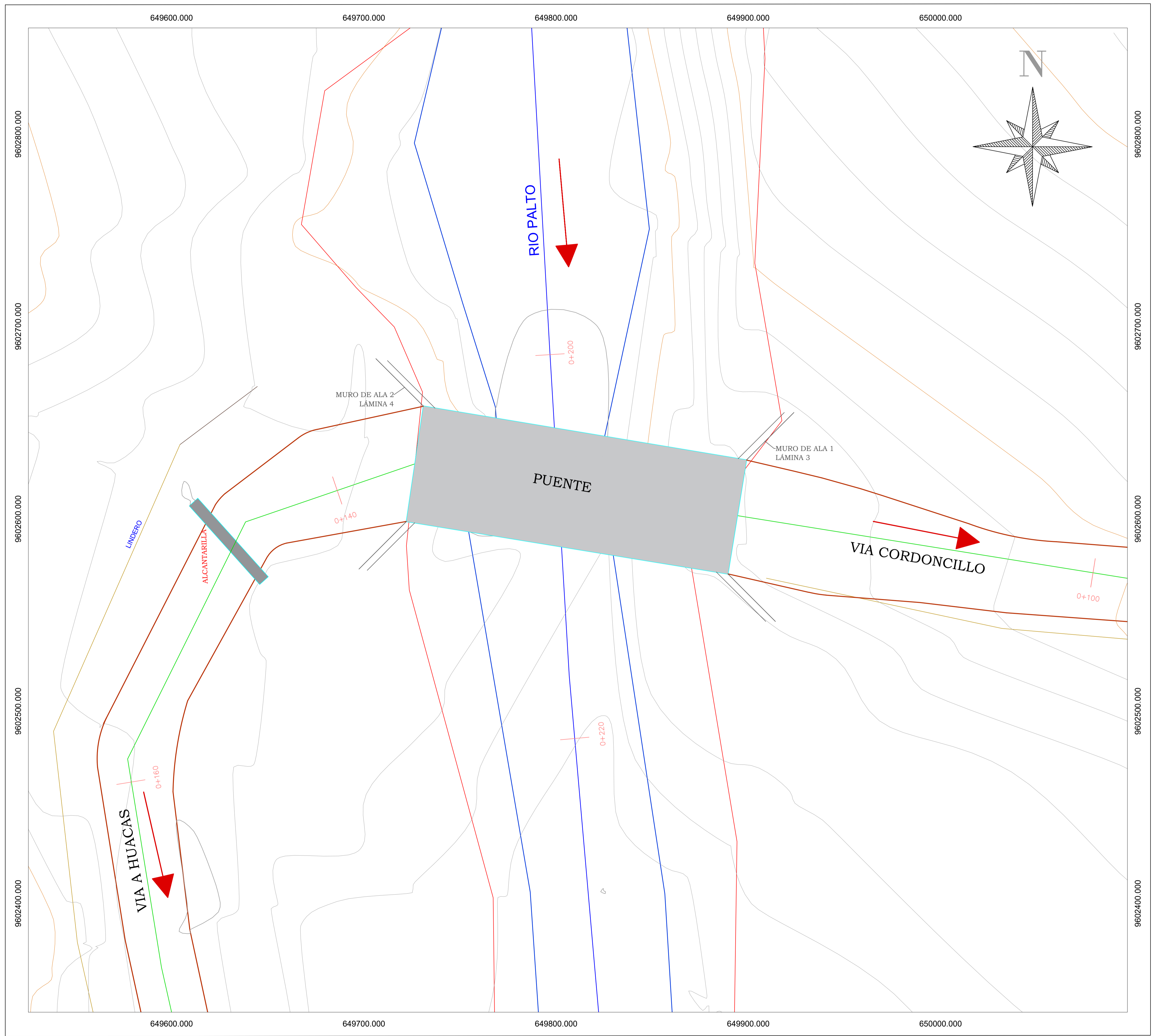
APÉNDICE D
CRONOGRAMA DE OBRA

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	agosto 2020			septiembre 2020				octubre 2020				noviembre 2020				diciembre 2020					
				S-2	S-1	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19
1		Diseño de Puente	84 días																					
2		INICIO	1 día																					
3		Trabajos Preliminares	16 días																					
10		Cimentación	41 días																					
19		Superestructura	46 días																					
30		Obras Complementarias	54 días																					
39		Seguridad, salud y ambiente	84 días																					

Proyecto: Cronograma_v1
Fecha: lun 14/9/20

Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
División		Tarea manual		Hito externo	
Hito		solo duración		Fecha límite	
Resumen		Informe de resumen manual		Tareas críticas	
Resumen del proyecto		Resumen manual		División crítica	
Tarea inactiva		solo el comienzo		Progreso	
Hito inactivo		solo fin		Progreso manual	

APÉNDICE E
PLANOS



UBICACIÓN

COORDENADAS WGS 84 UTM			
PUNTO	ESTE	NORTE	COTA
GPS-07	649865.630	9602649.423	1176.155
REF 1	649837.909	9602638.717	1174.966
BM 1	649855.400	9602665.601	1178.518
1	649058.955	9602631.955	1167.283
2	649042.158	9602633.888	1167.283
3	649041.275	9602627.899	1167.283
4	649057.991	9602625.173	1167.283

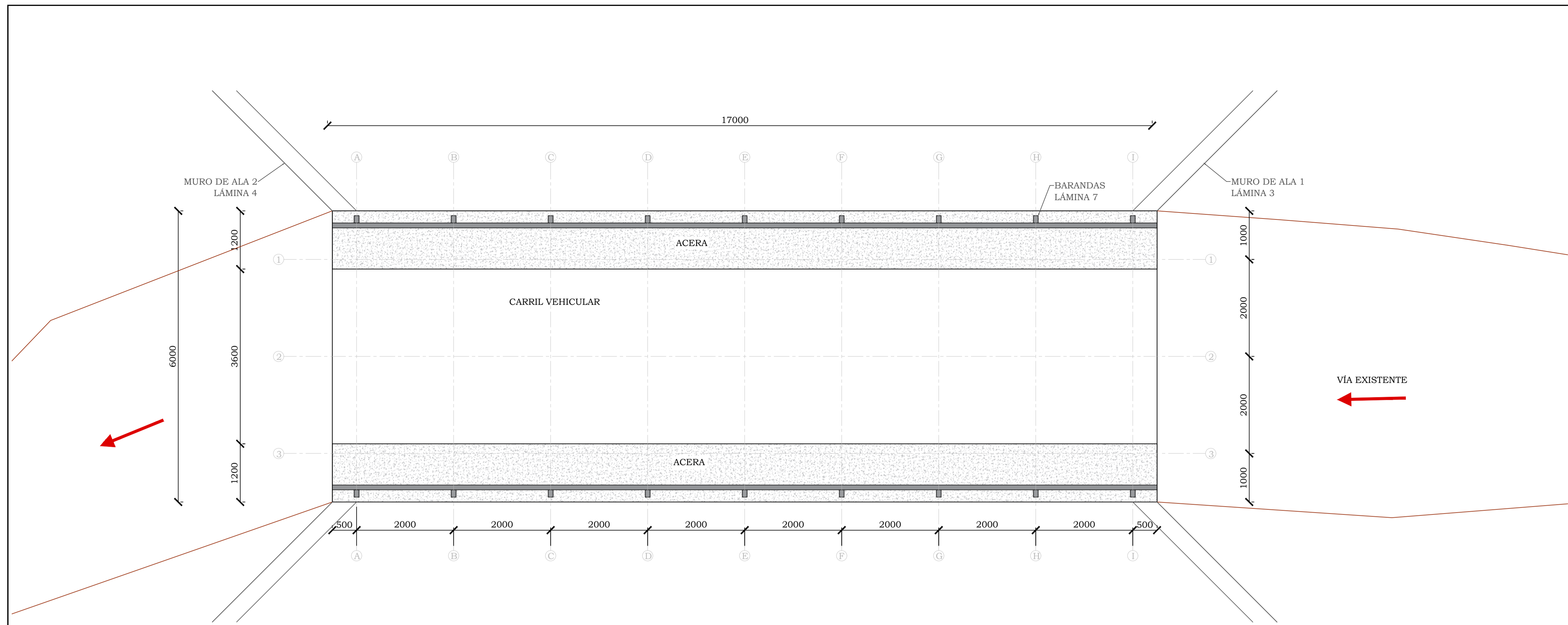
SIMBOLOGÍA	
VÍA EXISTENTE	
CURVAS DE NIVEL	
BORDE DE RÍO	
CRECIENTE MÁXIMA	
EJE DE RÍO	
EJE DE VÍA	

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.

CONTENIDO:
IMPLANTACIÓN GENERAL

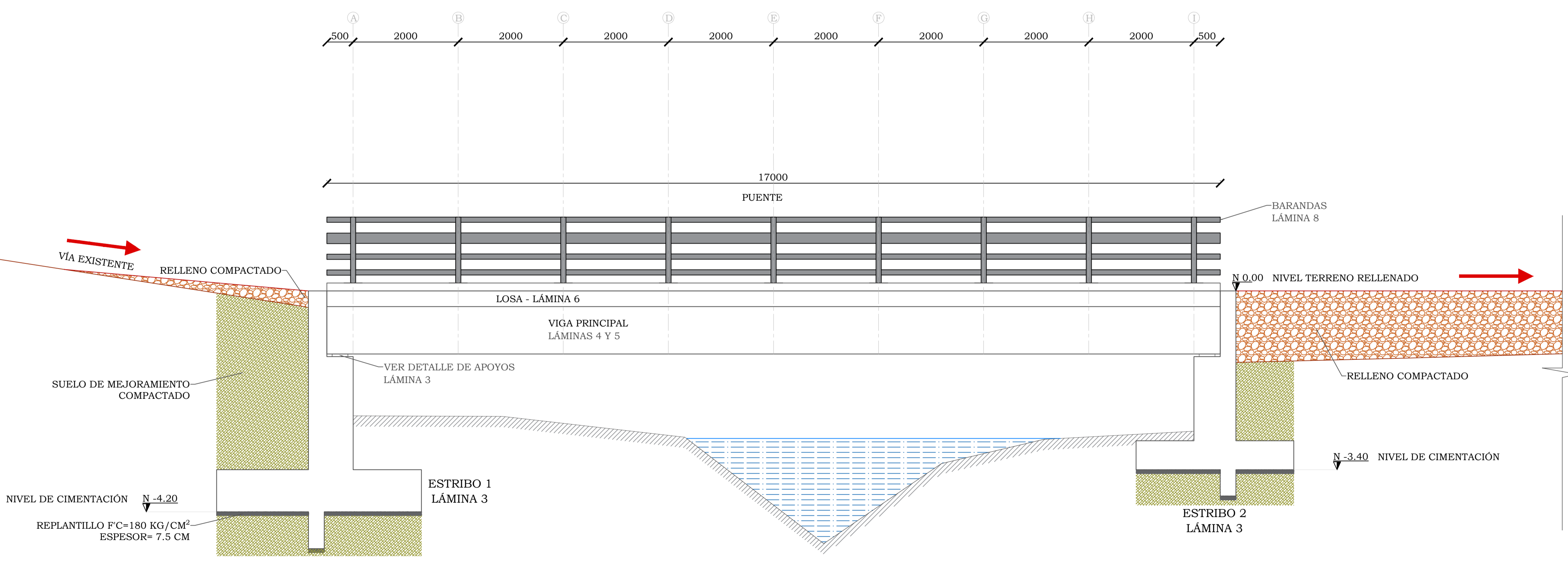
Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz	Lámina: 1/9	Escala: 1:10	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.

PUENTE - PLANTA GENERAL
ESC: 1-500



SIMBOLOGÍA

	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE SUBRASANTE
	SUELO DE MEJORAMIENTO COMPACTADO
	REPLANTILLO F'C=180 KG/CM ²

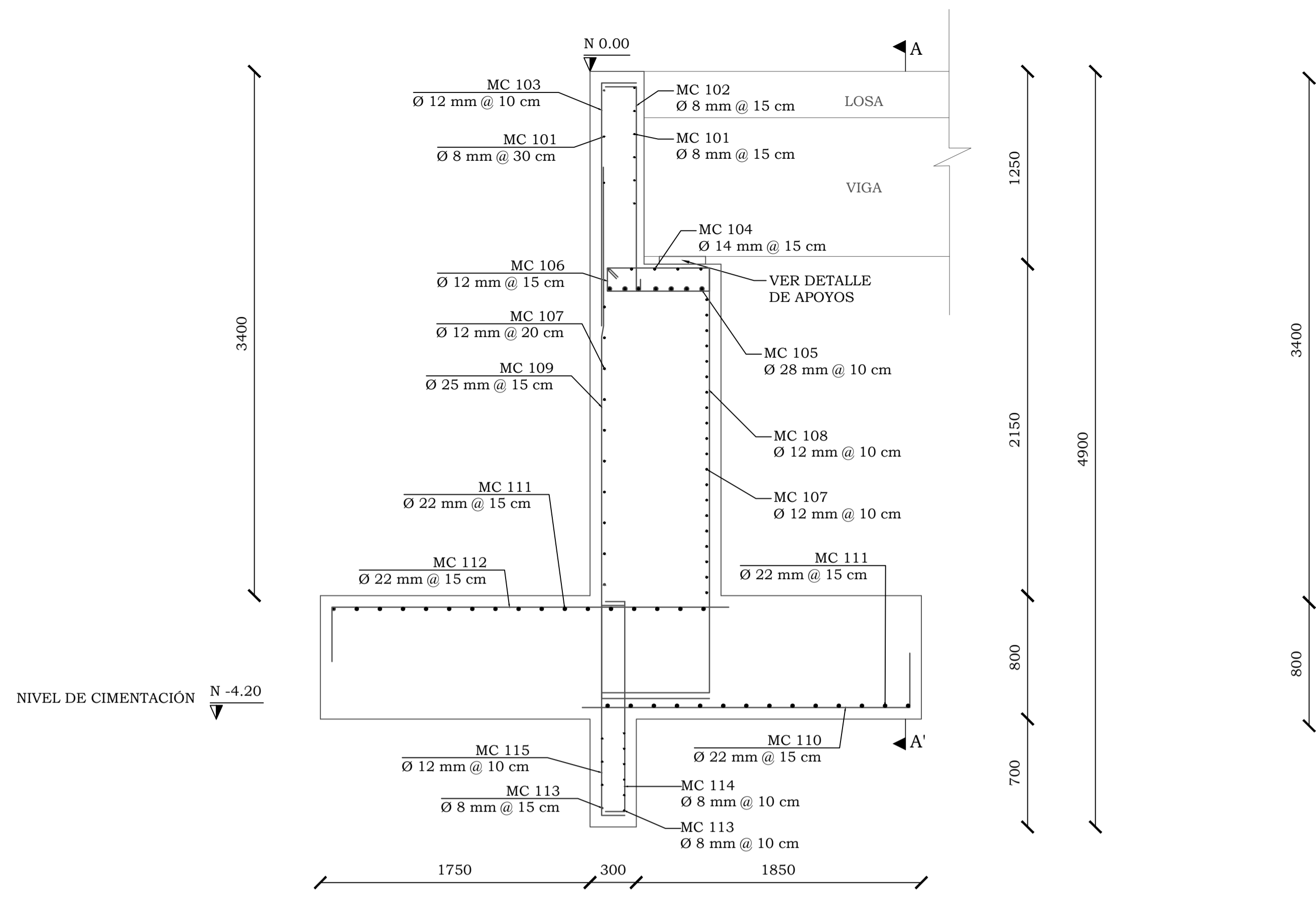
PUENTE - ELEVACIÓN LONGITUDINAL
ESC: 1-500

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

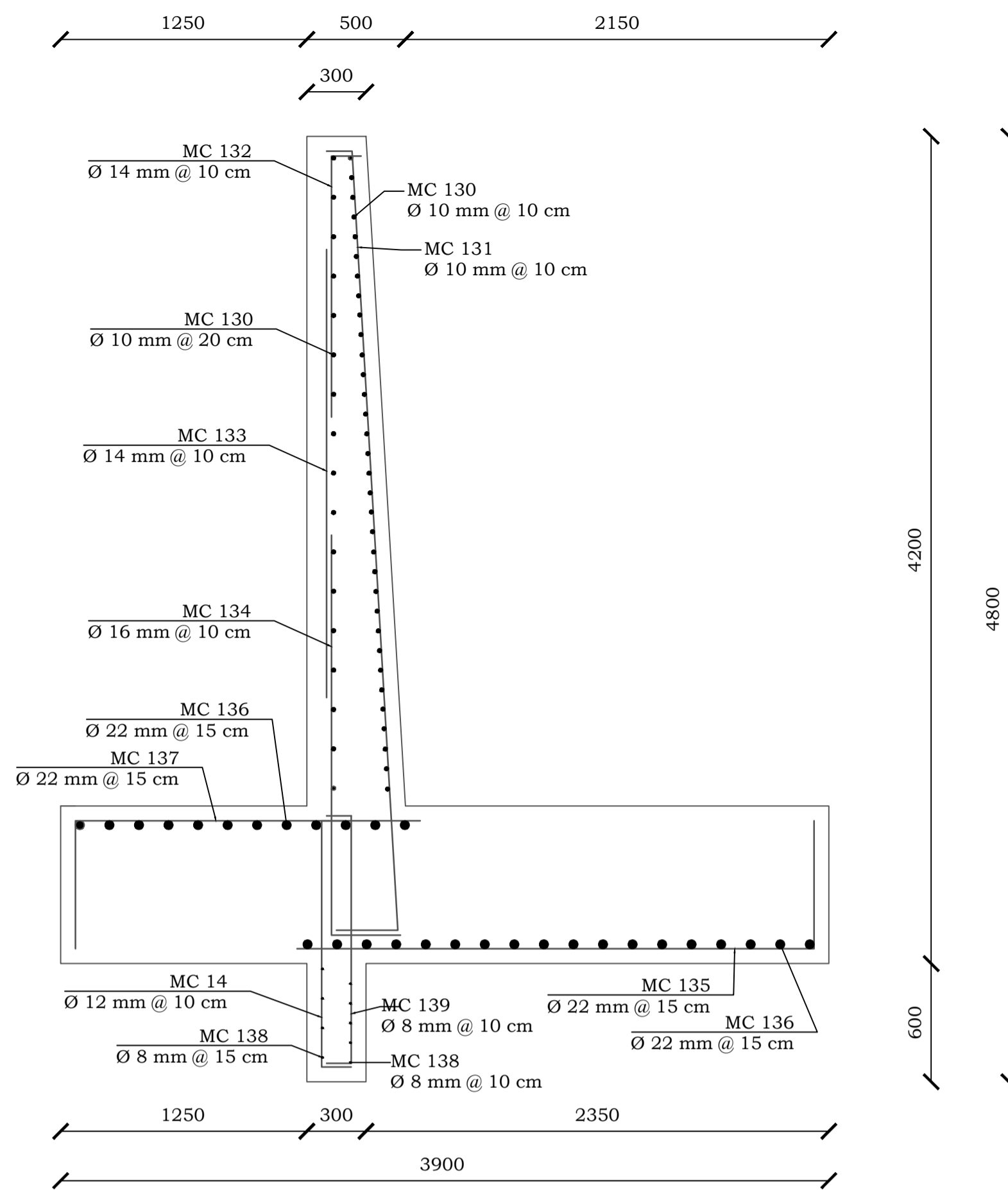
PROYECTO:
DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.

CONTENIDO:
VISTA EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN LATERAL DE PUENTE

Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz	Lámina: 2/9	Escala: Indicadas	



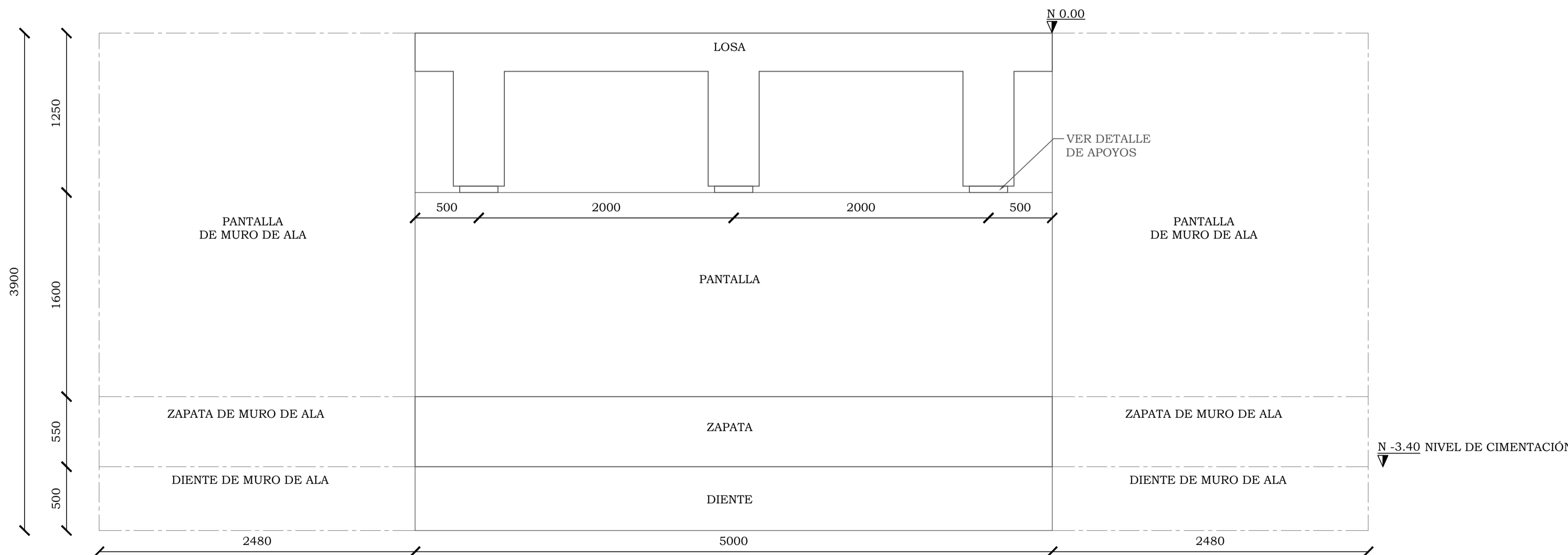
DIMENSIONES DE ESTRIBO "1"
ESC: 1-250



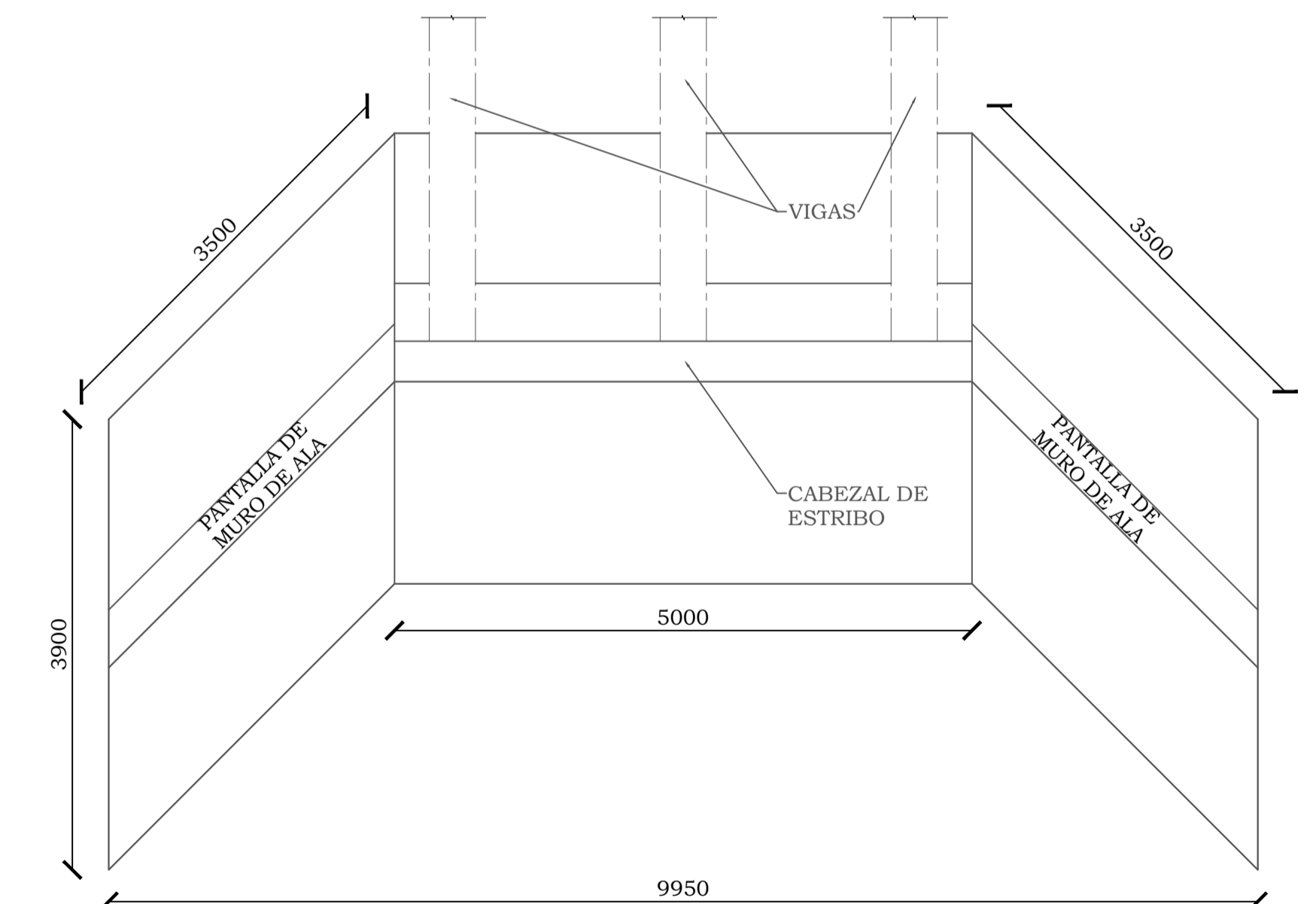
DIMENSIONES Y ARMADURA DE MURO DE ALA "1"
ESC: 1-250

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

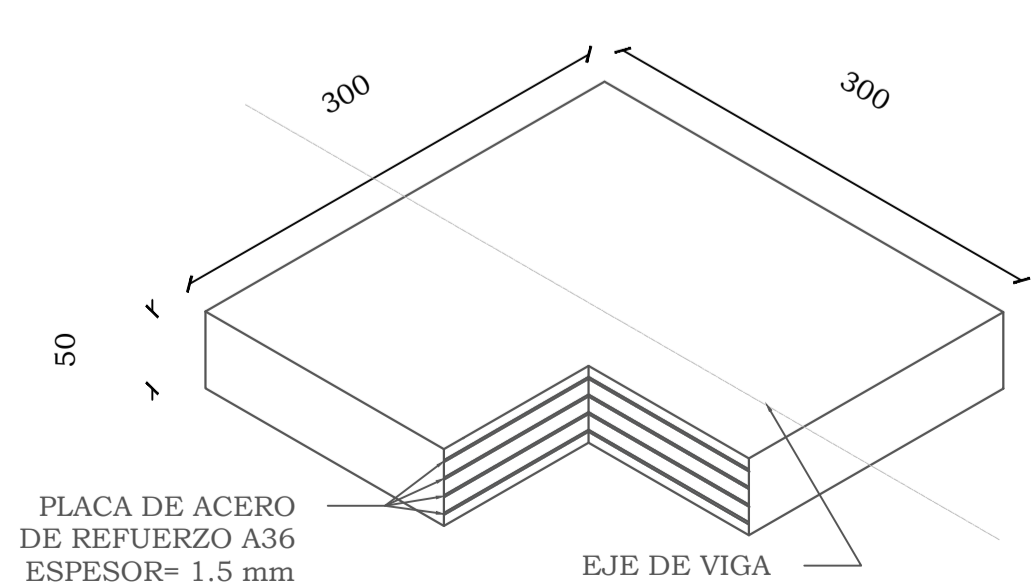
DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.



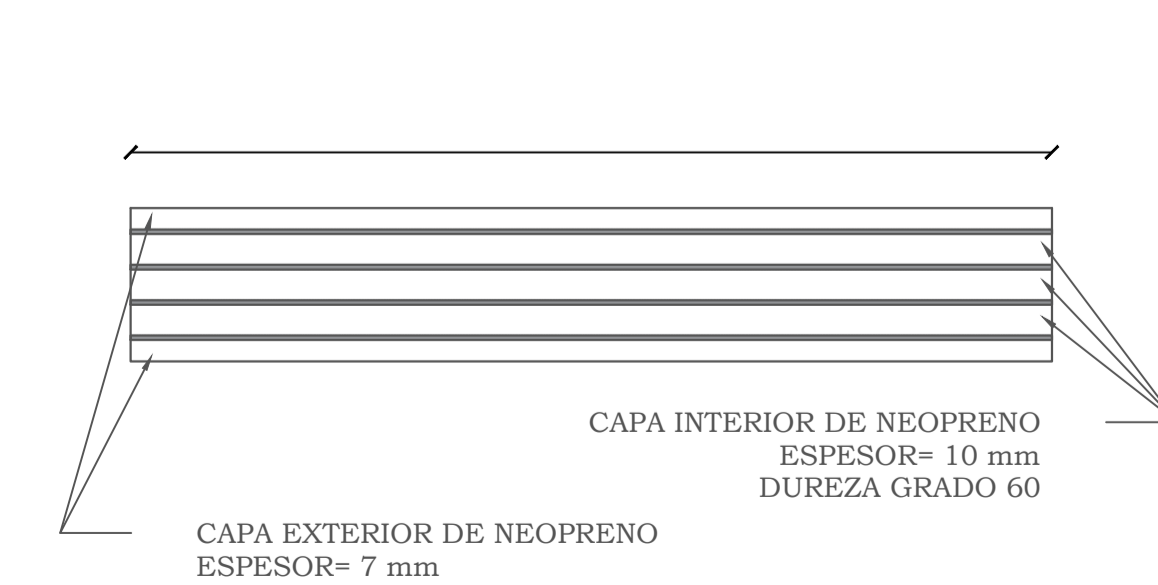
CORTE A-A' DE ESTRIBO "1"
ESC: 1-250



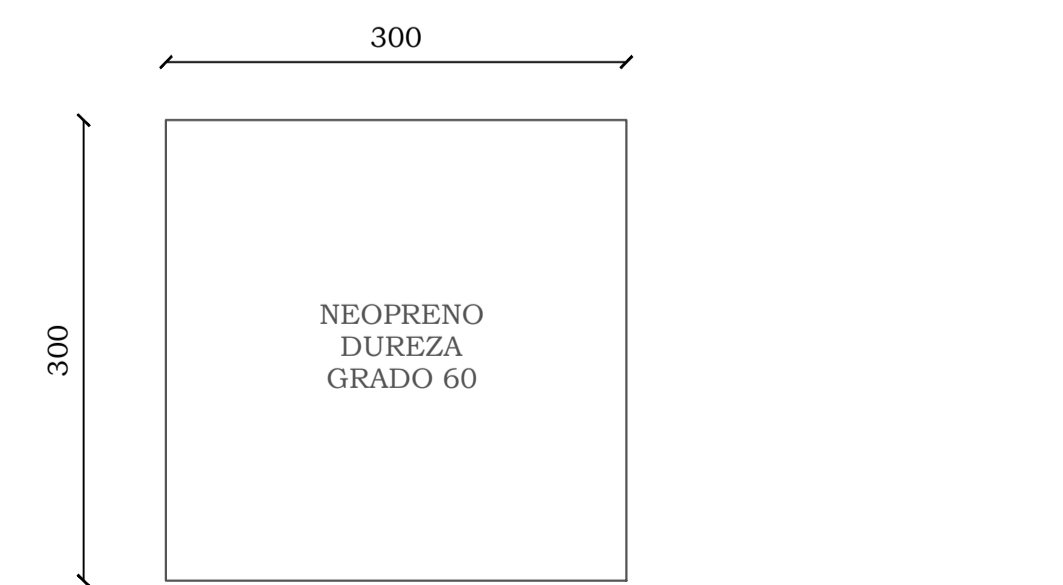
ESTRIBO Y MUROS DE ALA - VISTA EN PLANTA
ESC: 1-500



DETALLE DE APOYOS - ISOMETRÍA
ESC: 1-50



DETALLE DE APOYOS - VISTA FRONTAL
ESC: 1-25



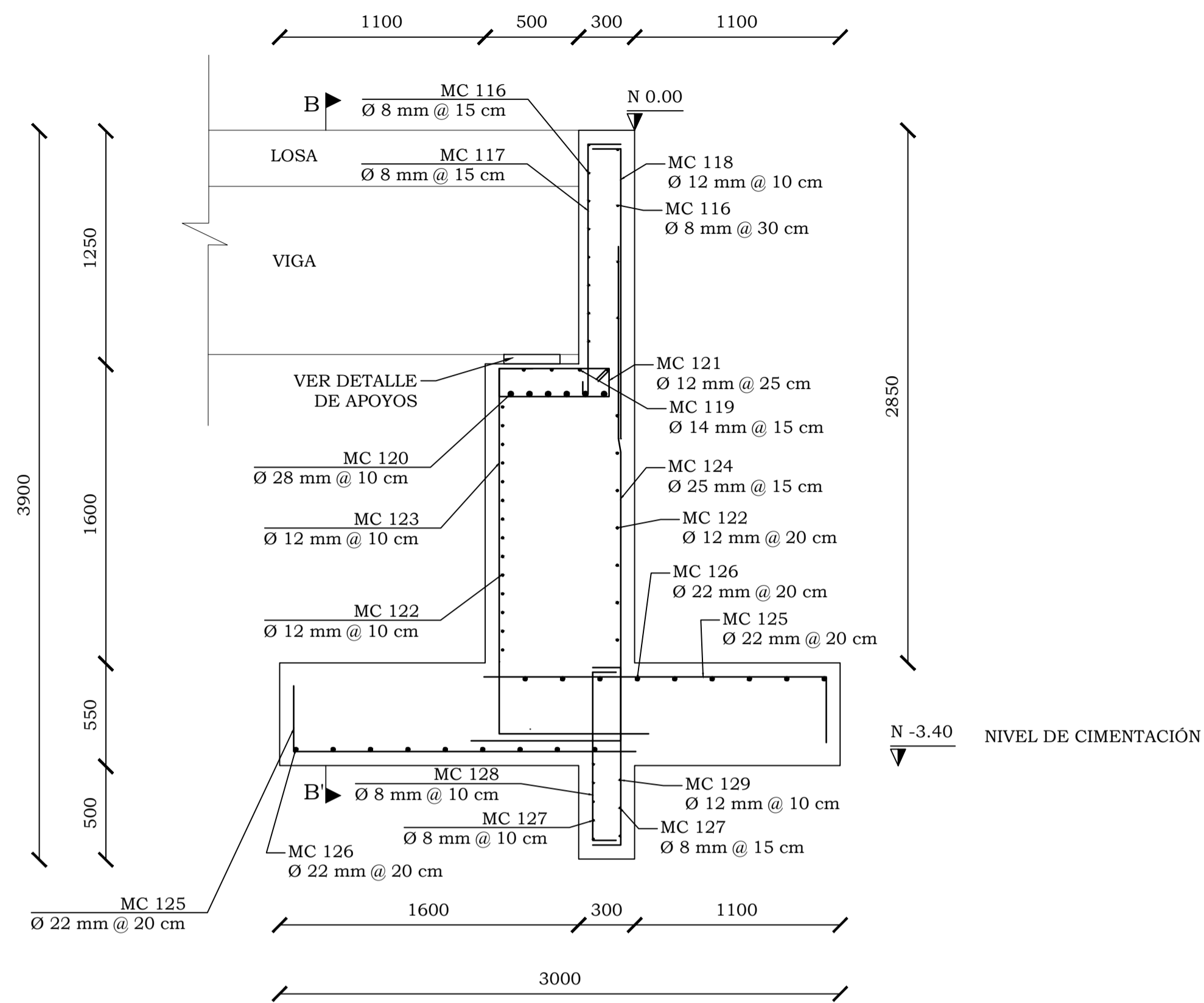
DETALLE DE APOYOS - VISTA EN PLANTA
ESC: 1-50

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

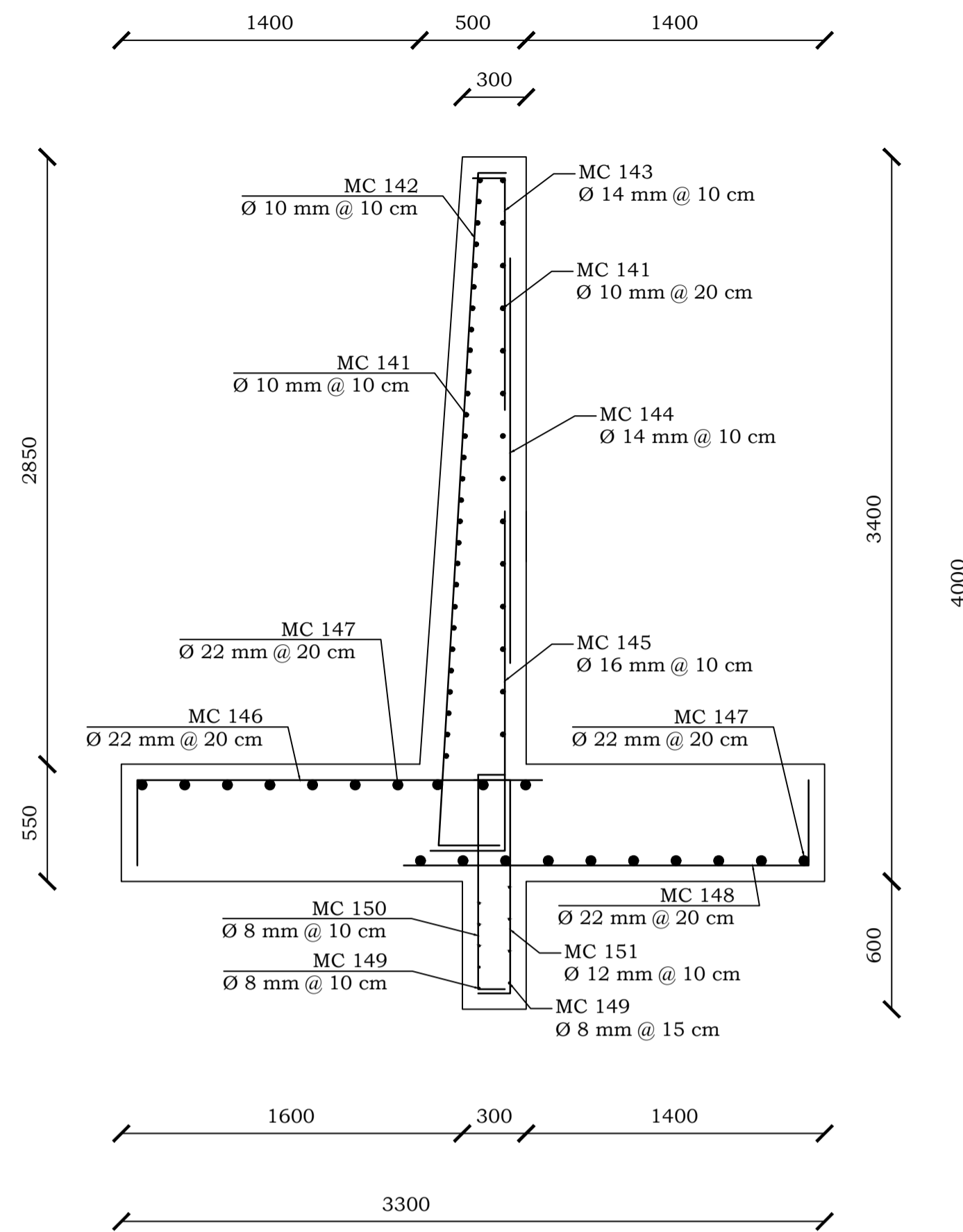
PROYECTO:
DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.

CONTENIDO:
GEOMETRÍA Y ARMADURA DE ESTRIBO Y MURO DE ALA "1" CORTES Y DETALLES

Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz	Lámina: 3/9	Escala: Indicadas	



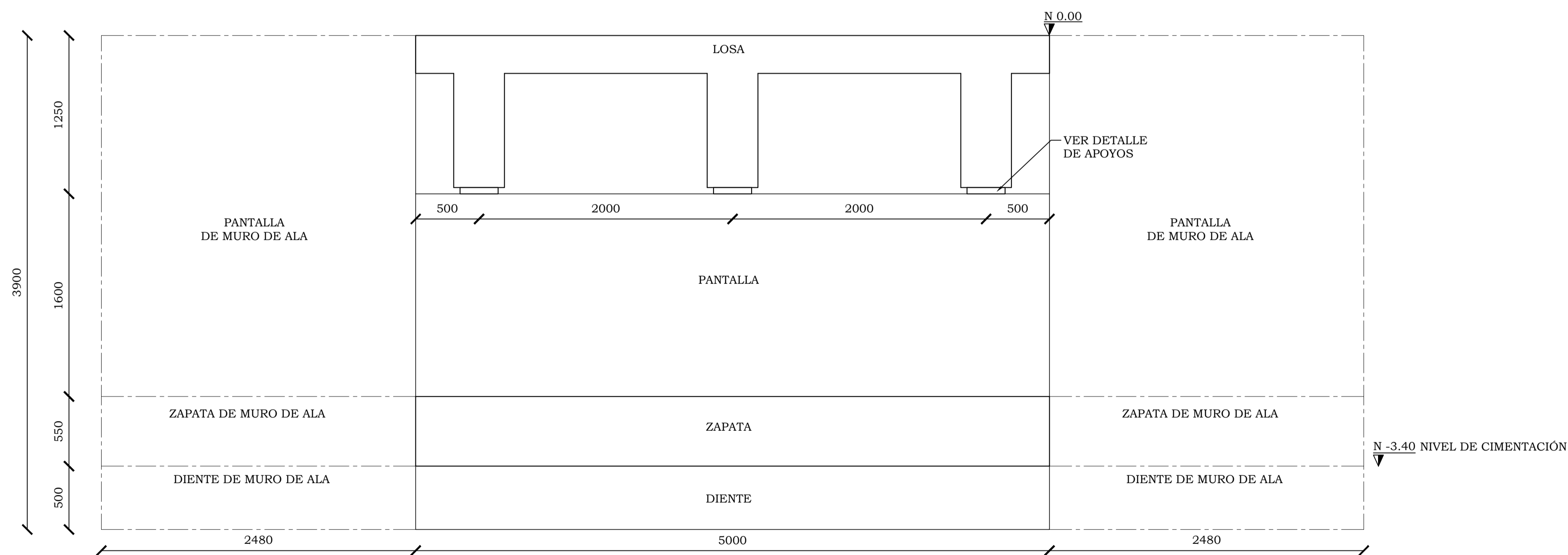
DIMENSIONES DE ESTRIBO "2"
ESC: 1-250



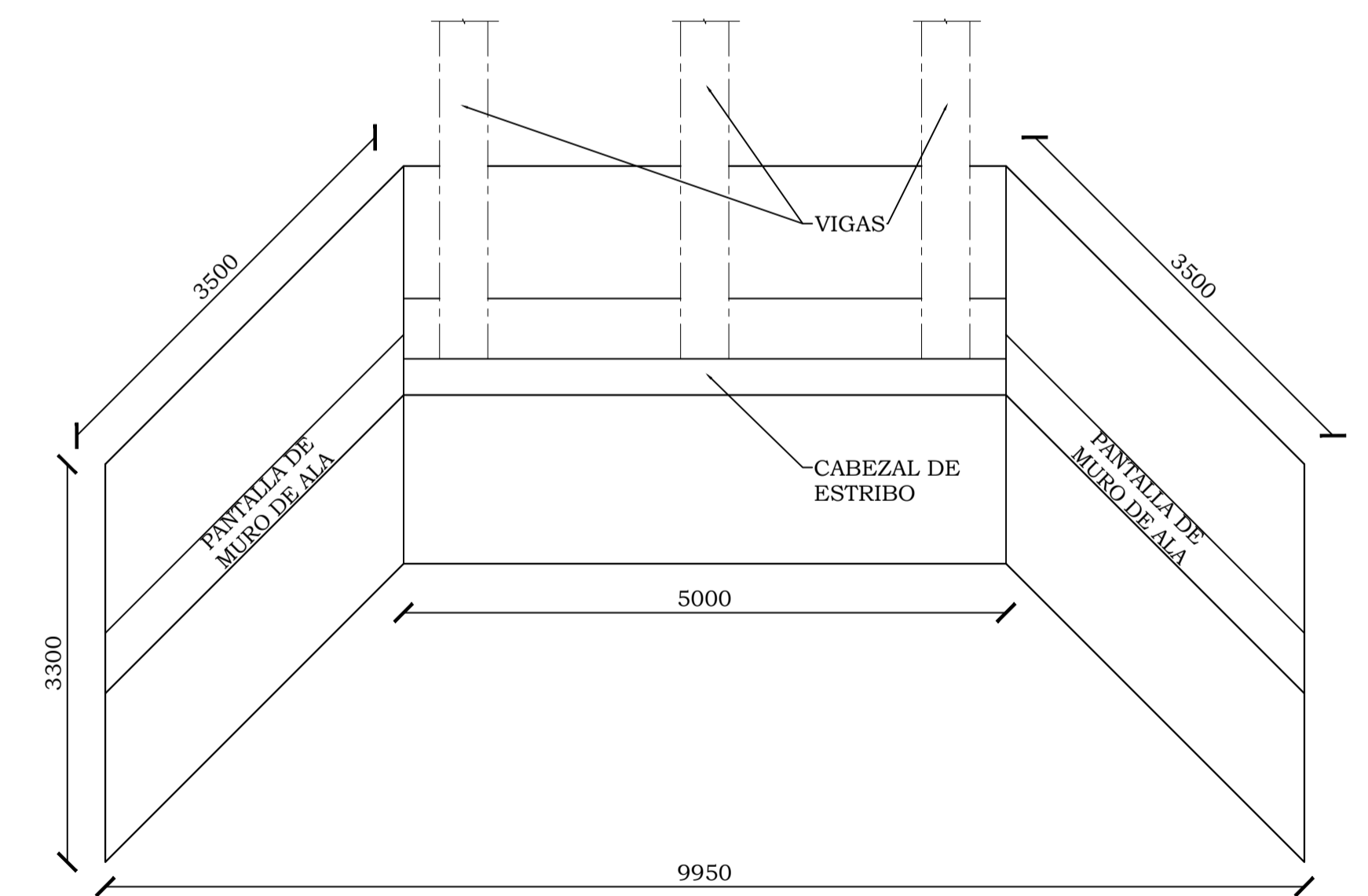
DIMENSIONES Y ARMADURA DE MURO DE ALA "2"
ESC: 1-250

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transporttation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requeriments for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.

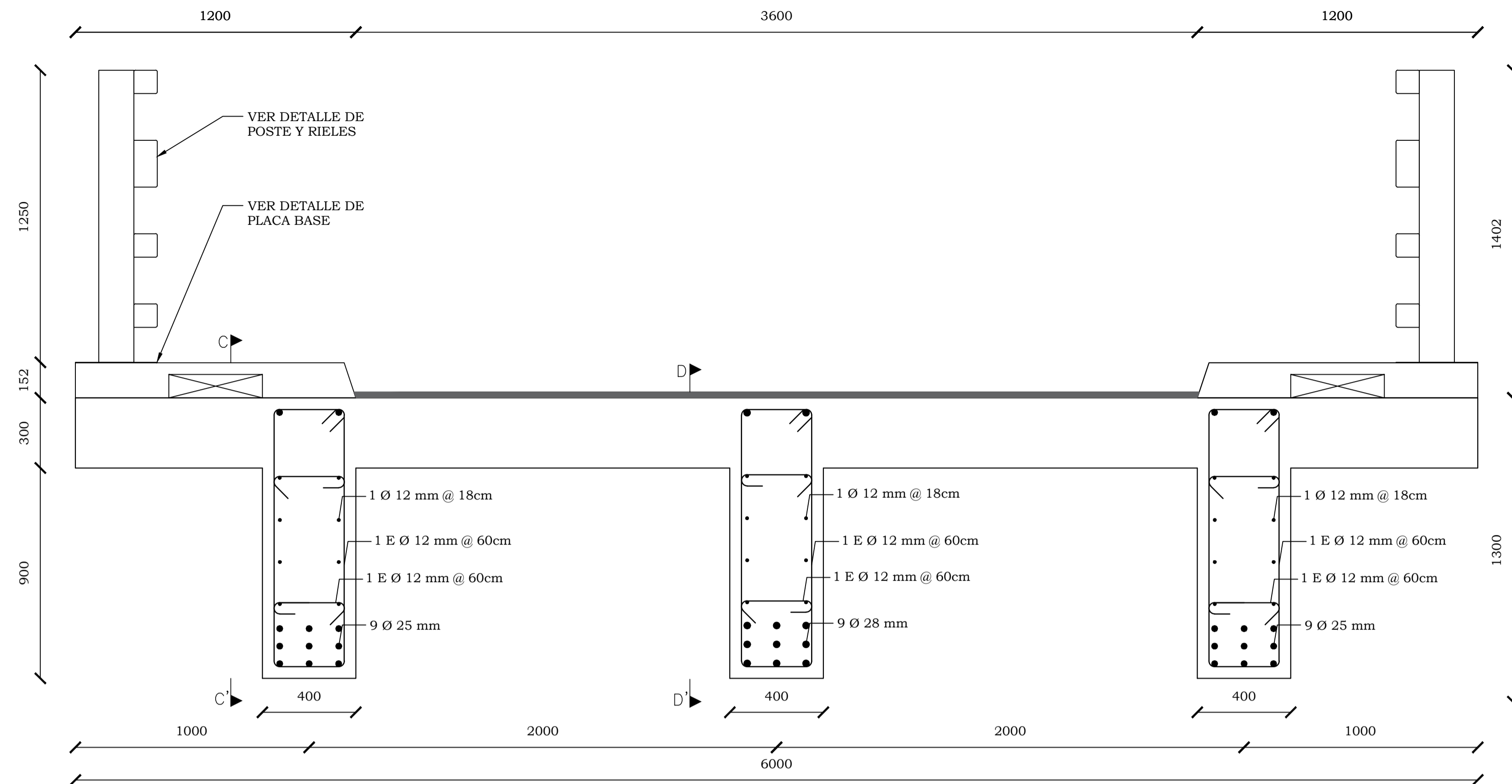


CORTE B-B' DE ESTRIBO "2"
ESC: 1-250

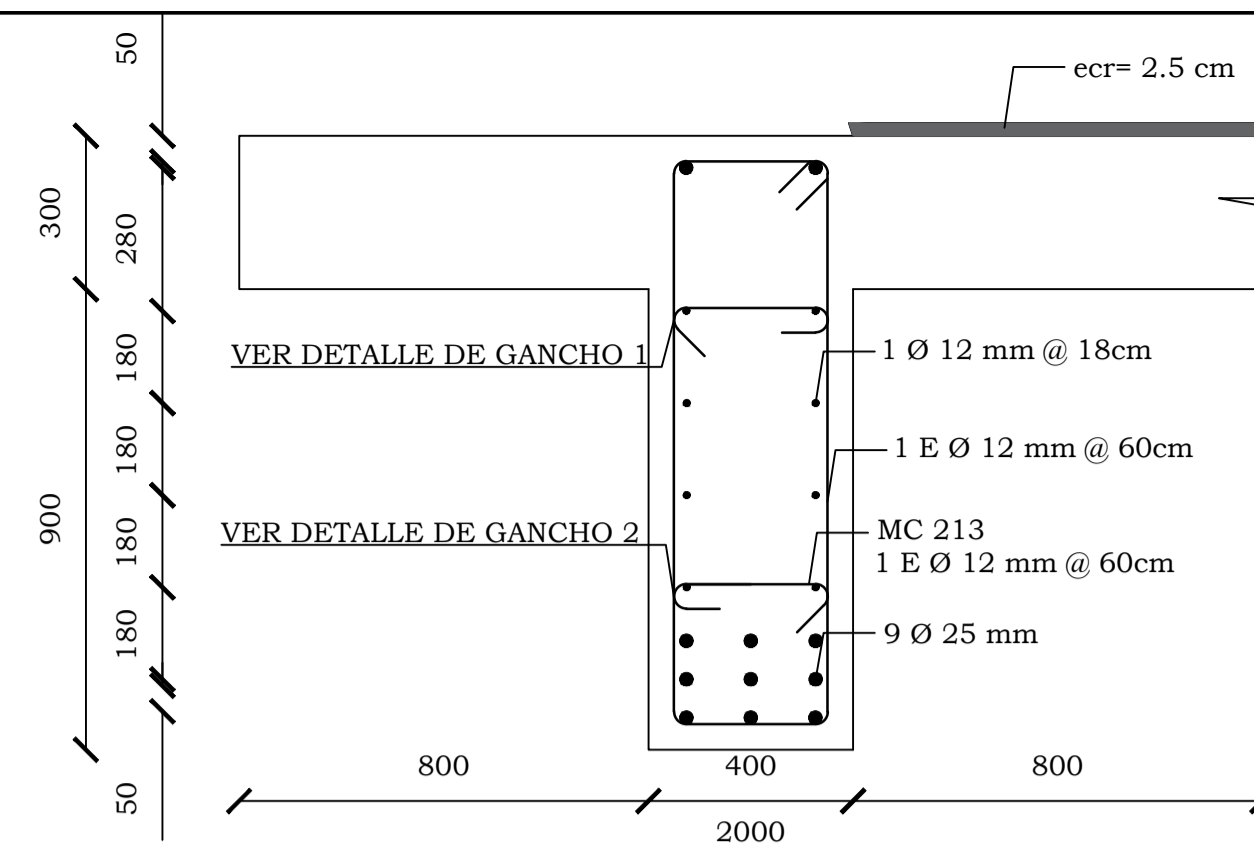


ESTRIBO Y MUROS DE ALA - VISTA EN PLANTA
ESC: 1-500

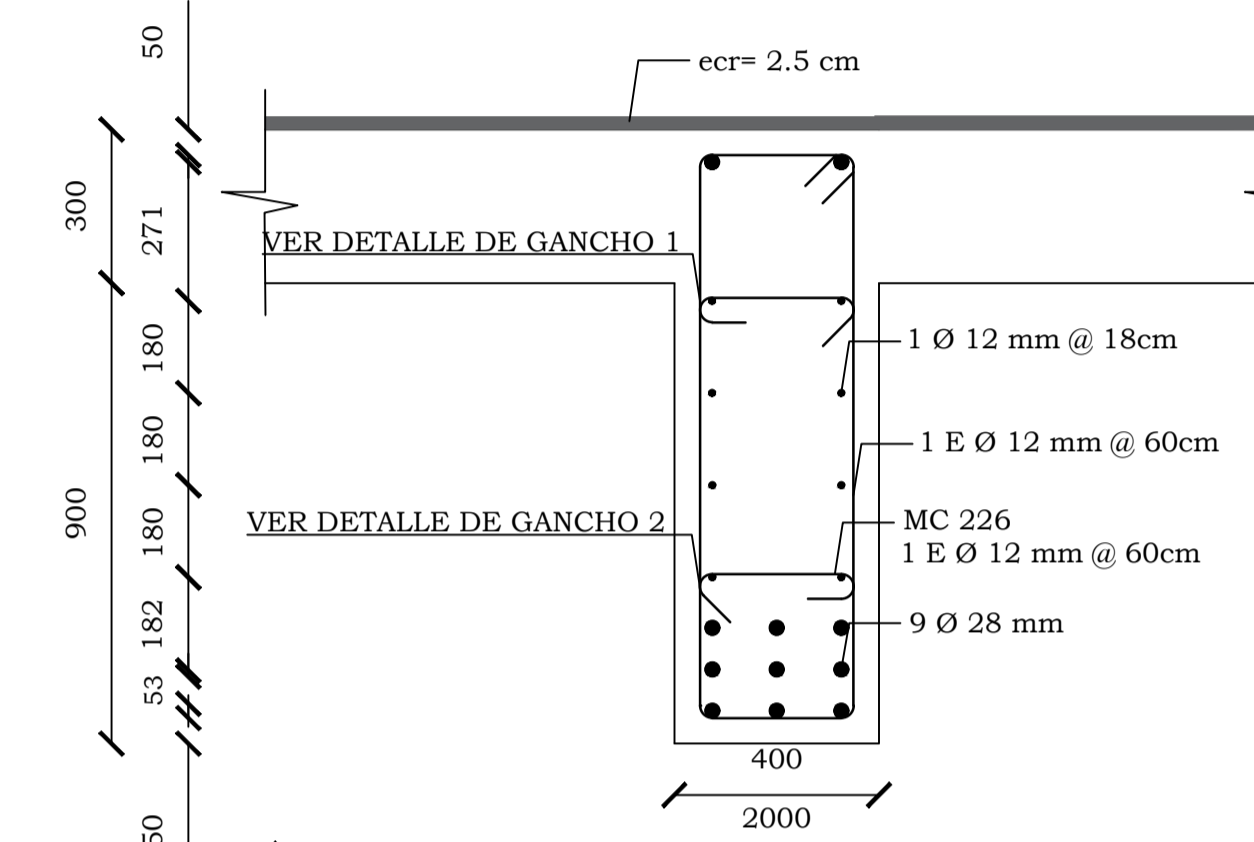
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.			
CONTENIDO: GEOMETRÍA Y ARMADURA DE ESTRIBO Y MURO DE ALA "2" CORTES Y DETALLES			
Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz		Lámina: 4/9	Escala: Indicadas



DIMENSIONES Y ARMADO DE VIGAS
ESC: 1-150



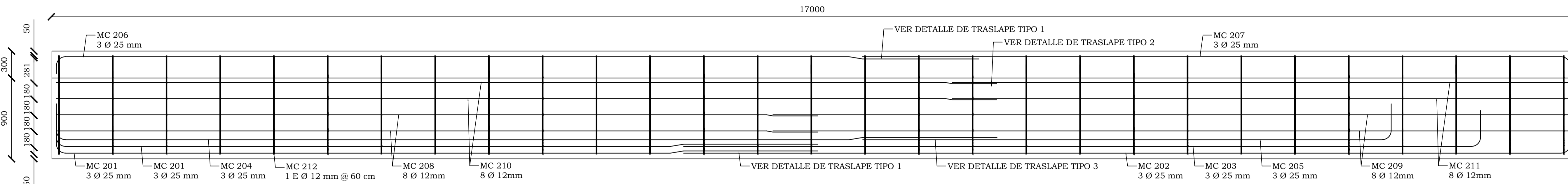
CORTE C-C' ARMADO DE VIGA EXTERIOR
ESC: 1-150



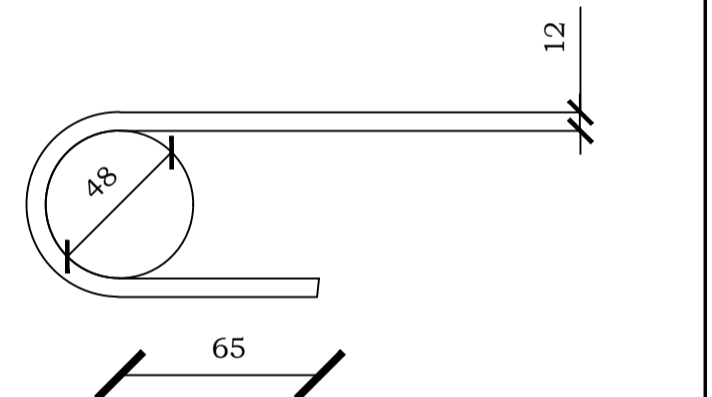
CORTE D-D' ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESC: 1-150

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

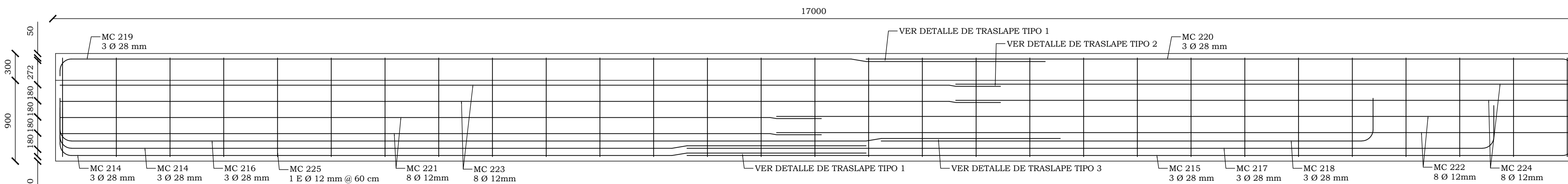
DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.



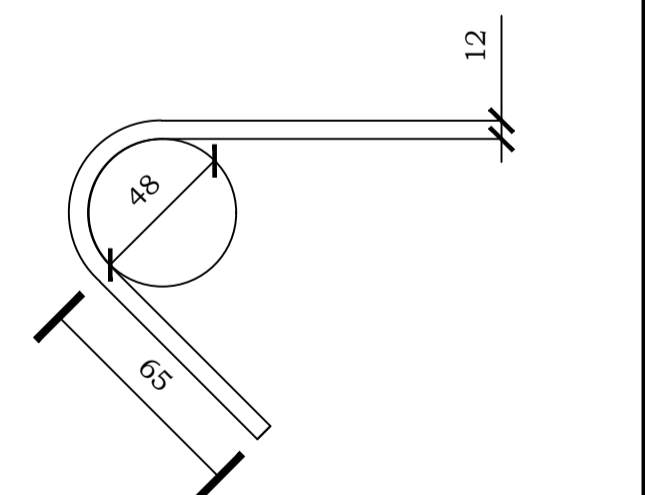
ARMADO DE VIGA EXTERIOR - ELEVACIÓN LATERAL
ESC: 1-250



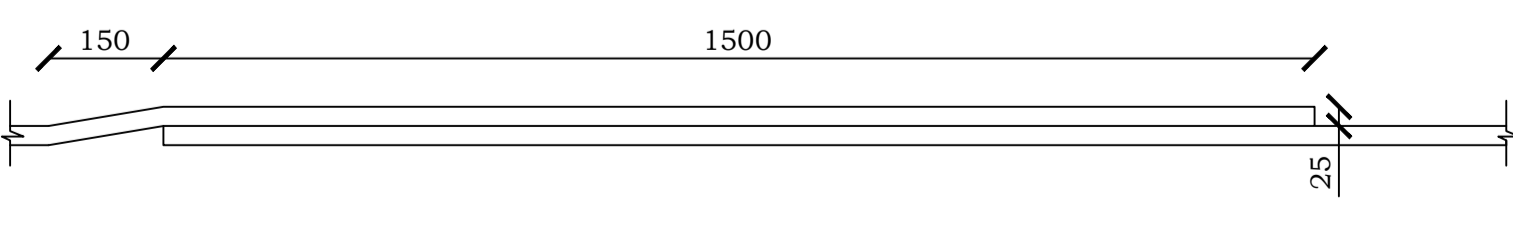
DETALLE DE GANCHO 1
ESC: 1-50



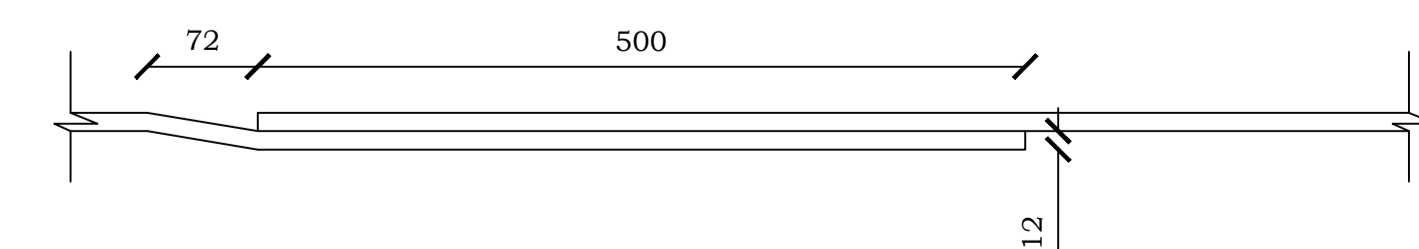
ARMADO DE VIGA INTERIOR - ELEVACIÓN LATERAL
ESC: 1-250



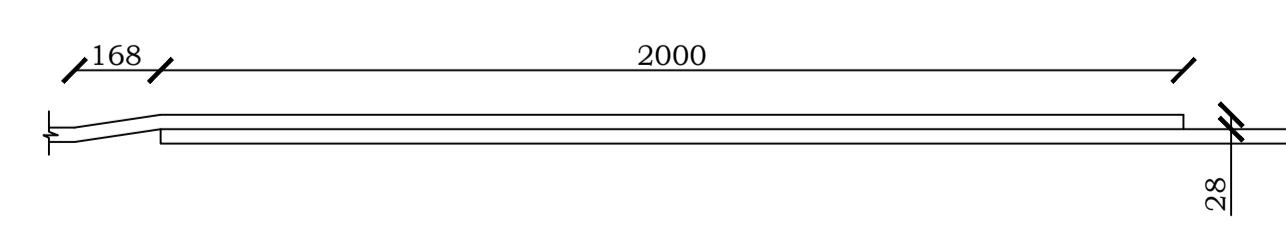
DETALLE DE GANCHO 2
ESC: 1-50



DETALLE DE TRASLAPE TIPO 1
ESC: 1-100



DETALLE DE TRASLAPE TIPO 2
ESC: 1-50



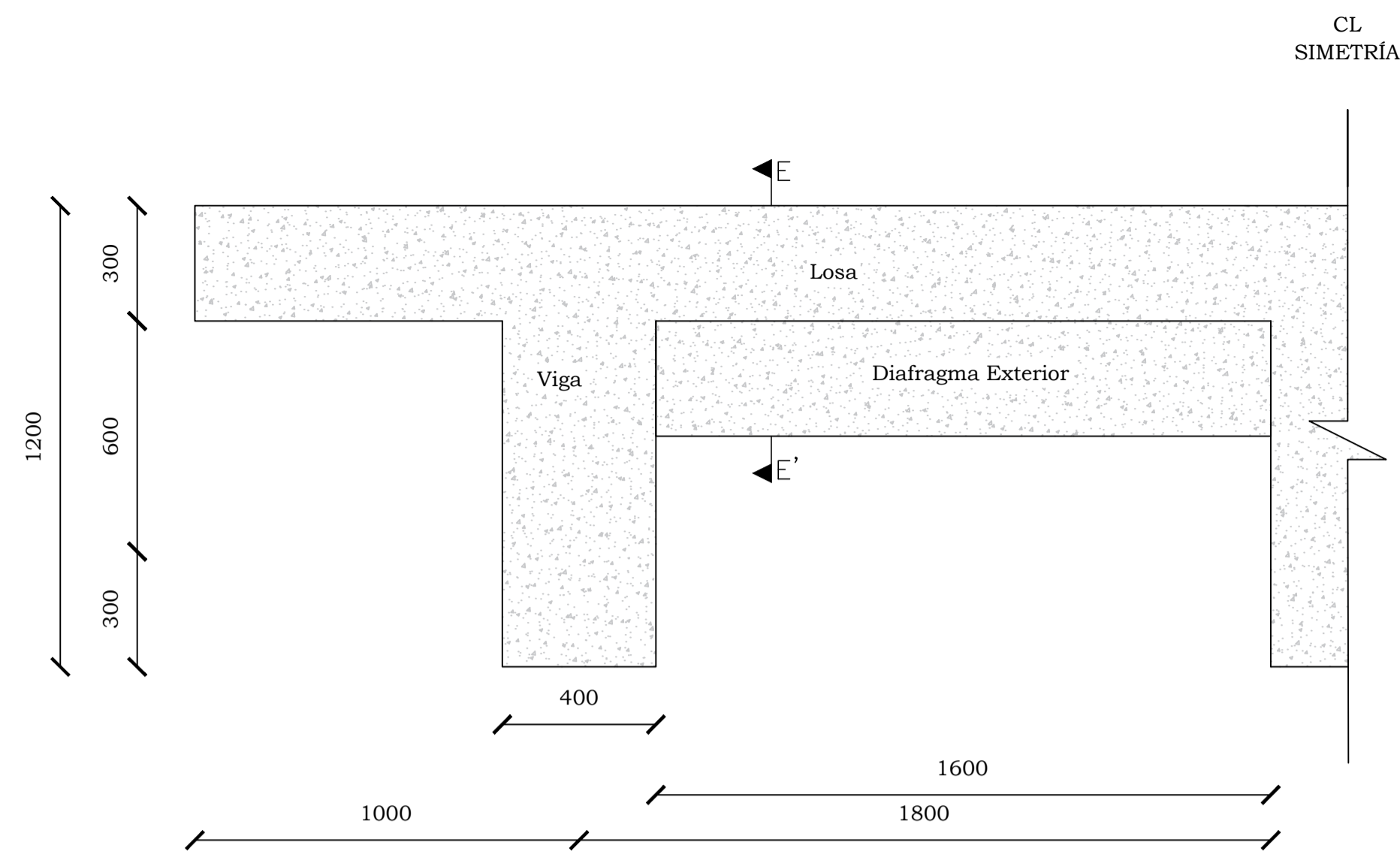
DETALLE DE TRASLAPE TIPO 3
ESC: 1-150

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

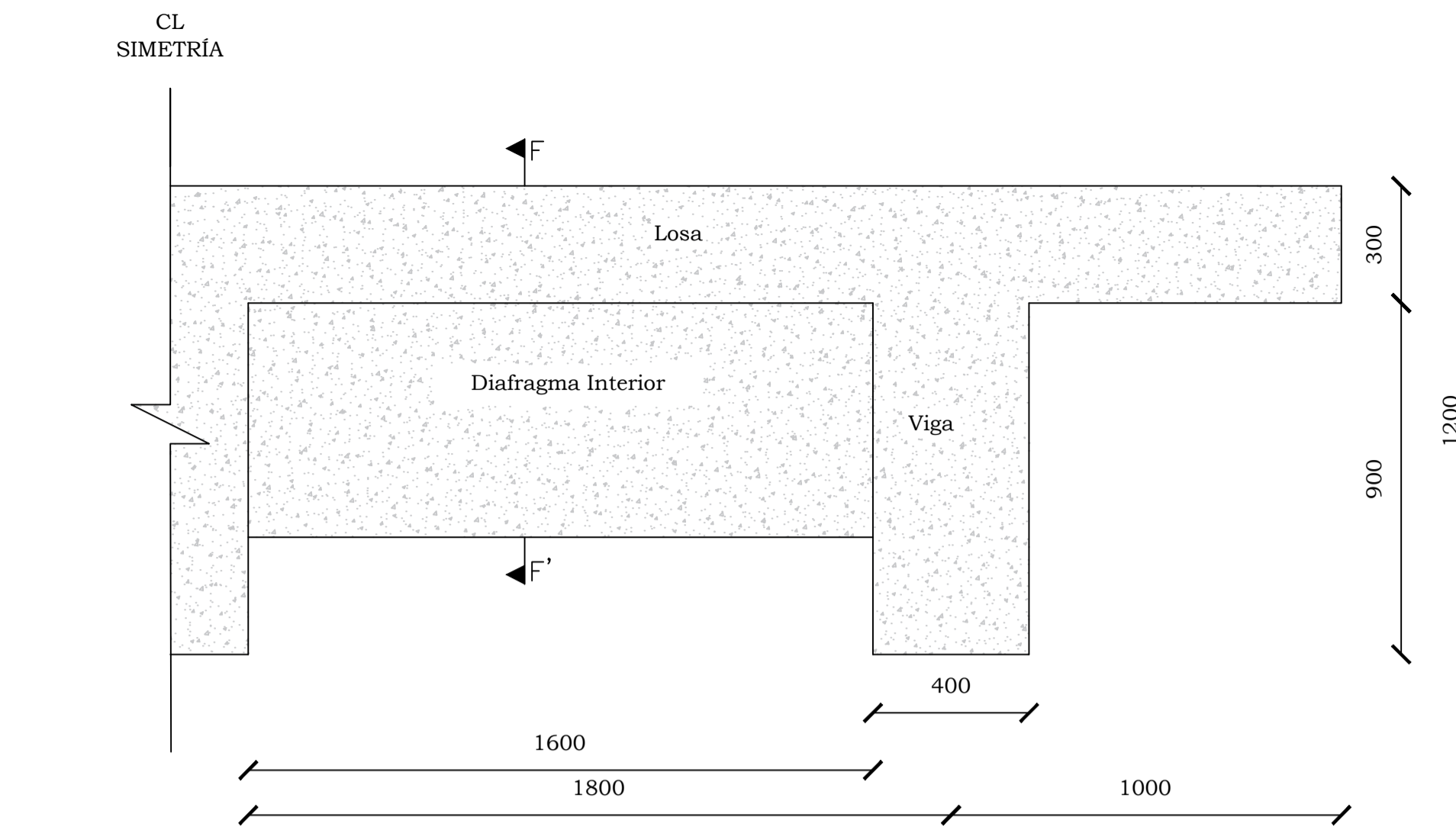
PROYECTO:
DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.

CONTENIDO:
DIMENSIONES Y ARMADURA DE VIGAS

Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz		Lámina: 5/9	Escala: Indicadas



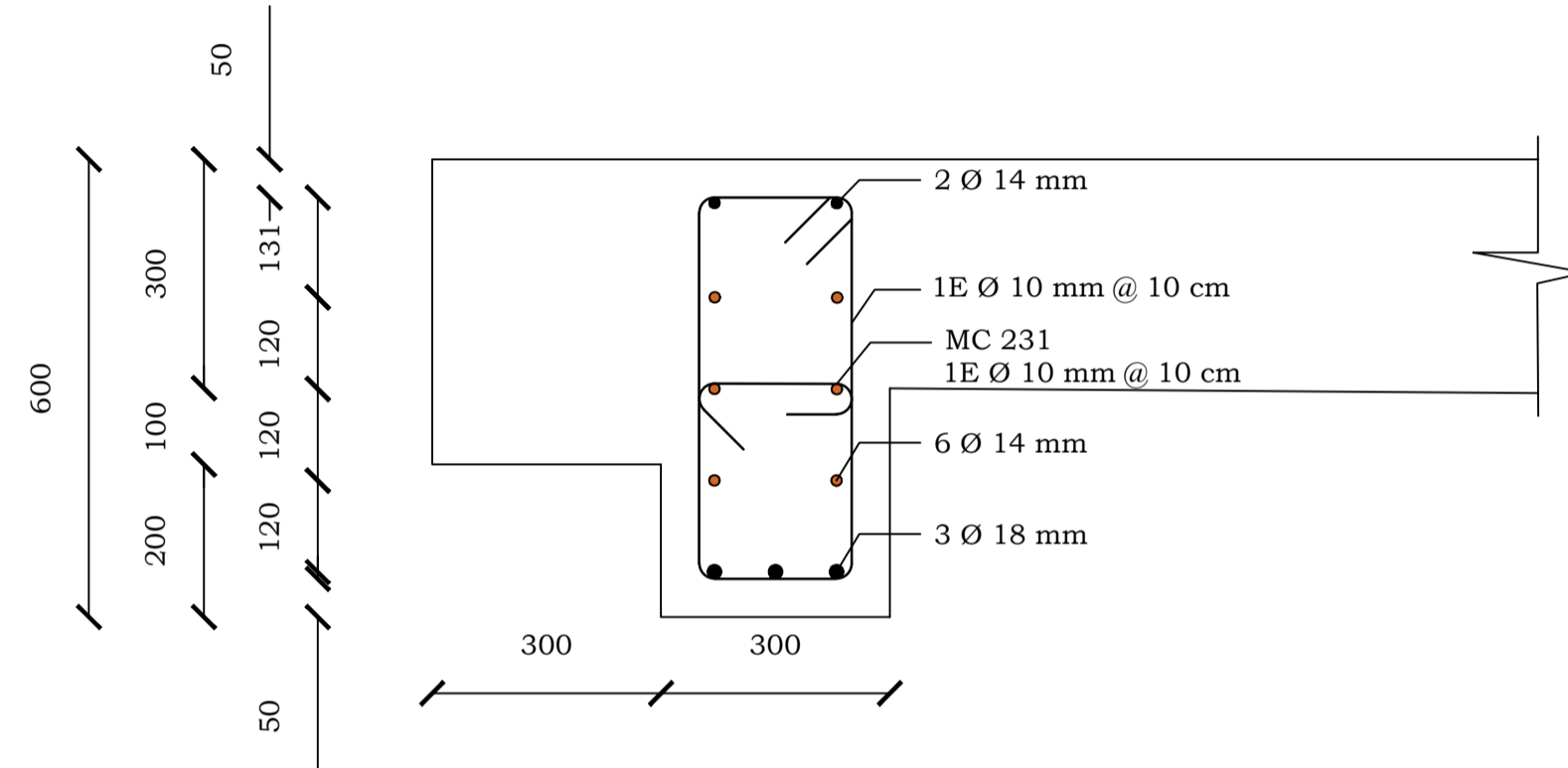
DIMENSIONES DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESC: 1-150



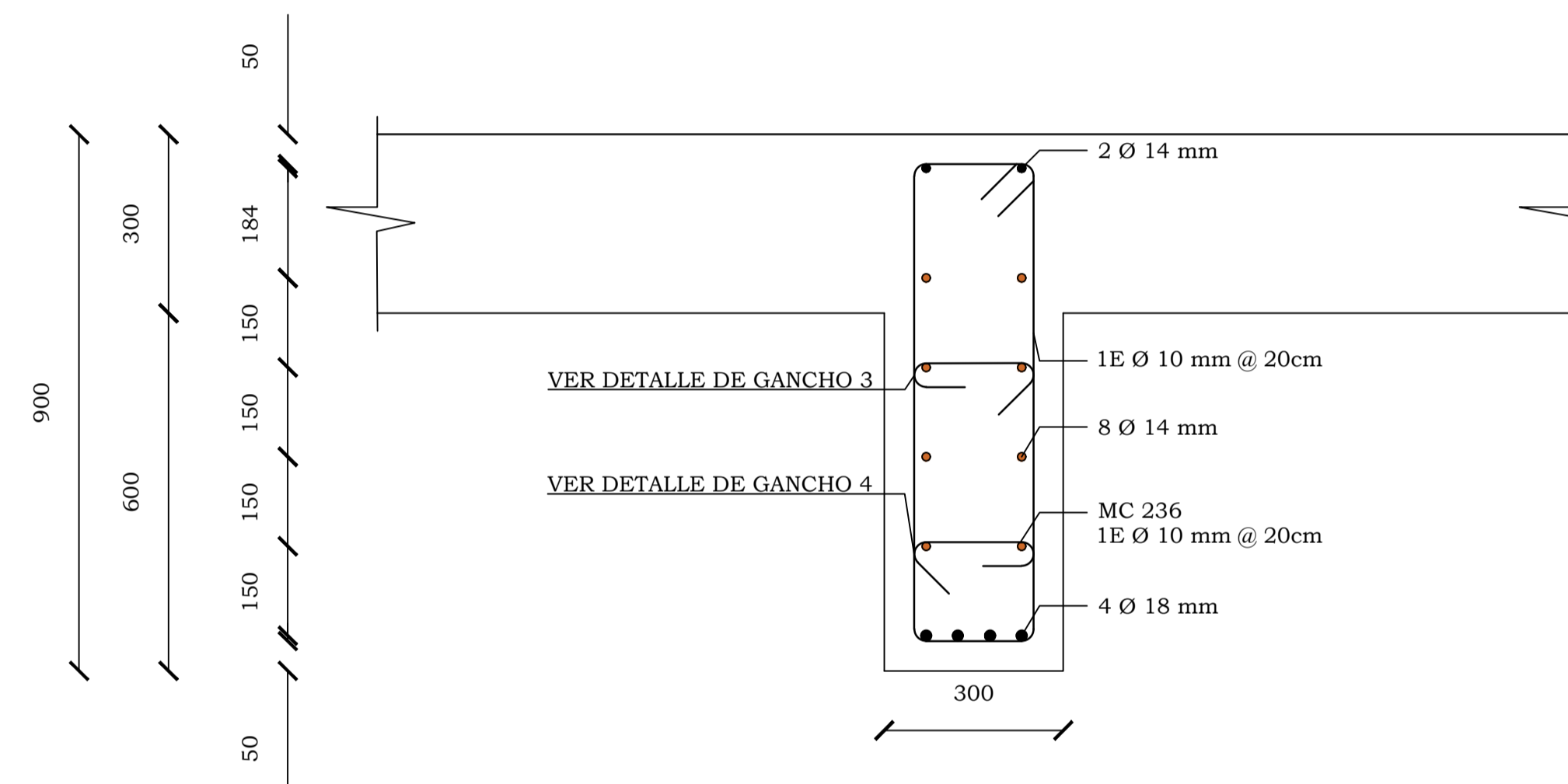
DIMENSIONES DE DIAFRAGMA INTERIOR
ESC: 1-150

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

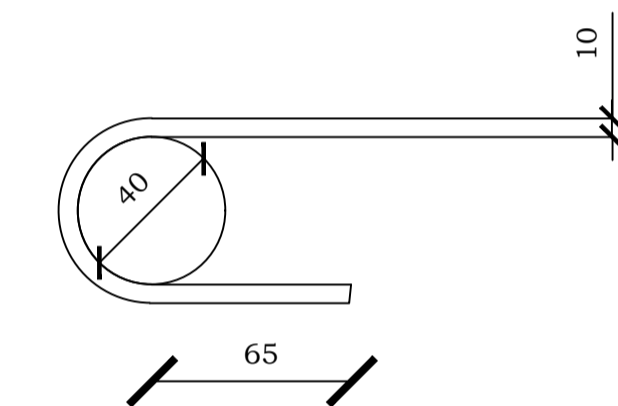
DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.



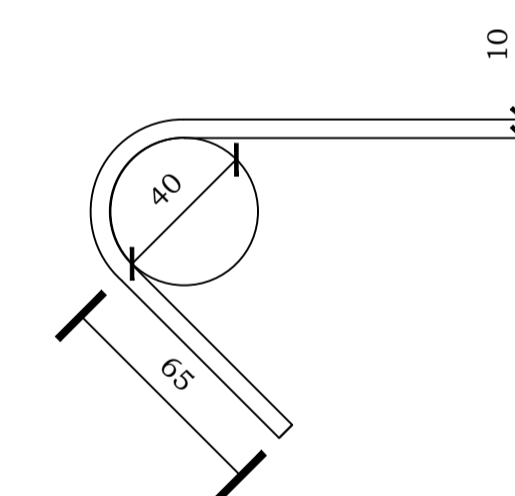
CORTE E-E'
ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESC: 1-100



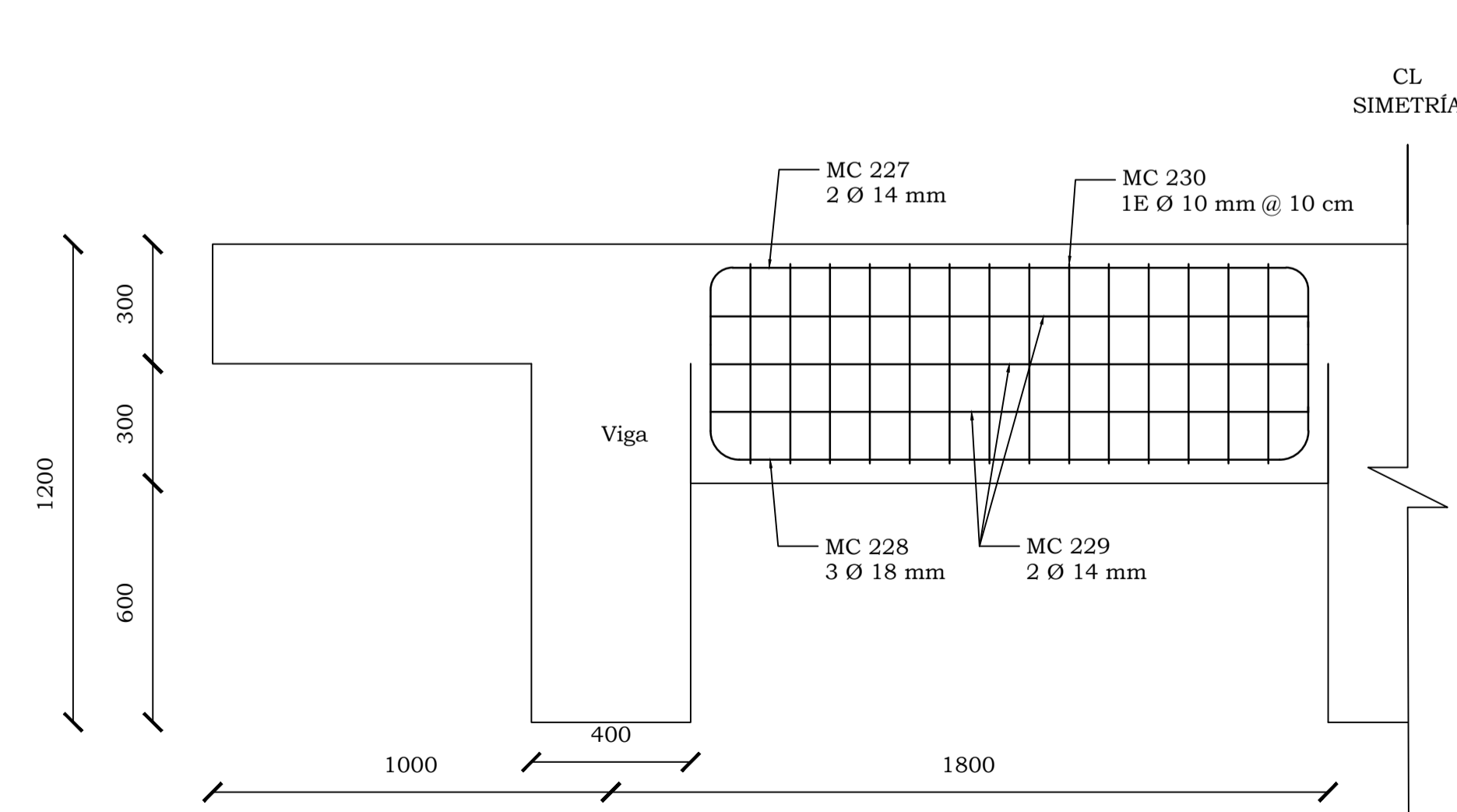
CORTE F-F'
ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR
ESC: 1-100



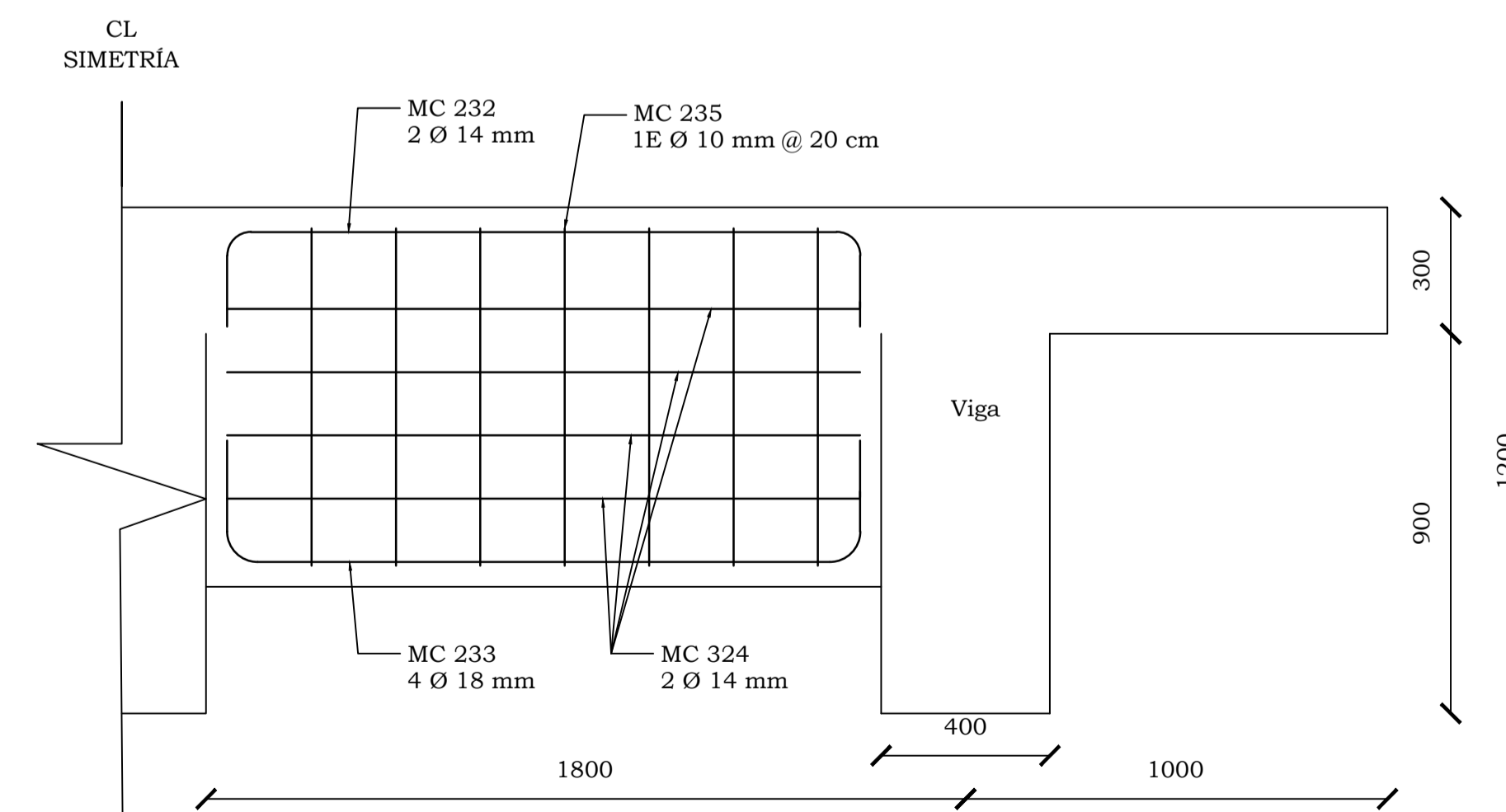
DETALLE DE GANCHO 3
ESC: 1-50



DETALLE DE GANCHO 4
ESC: 1-50

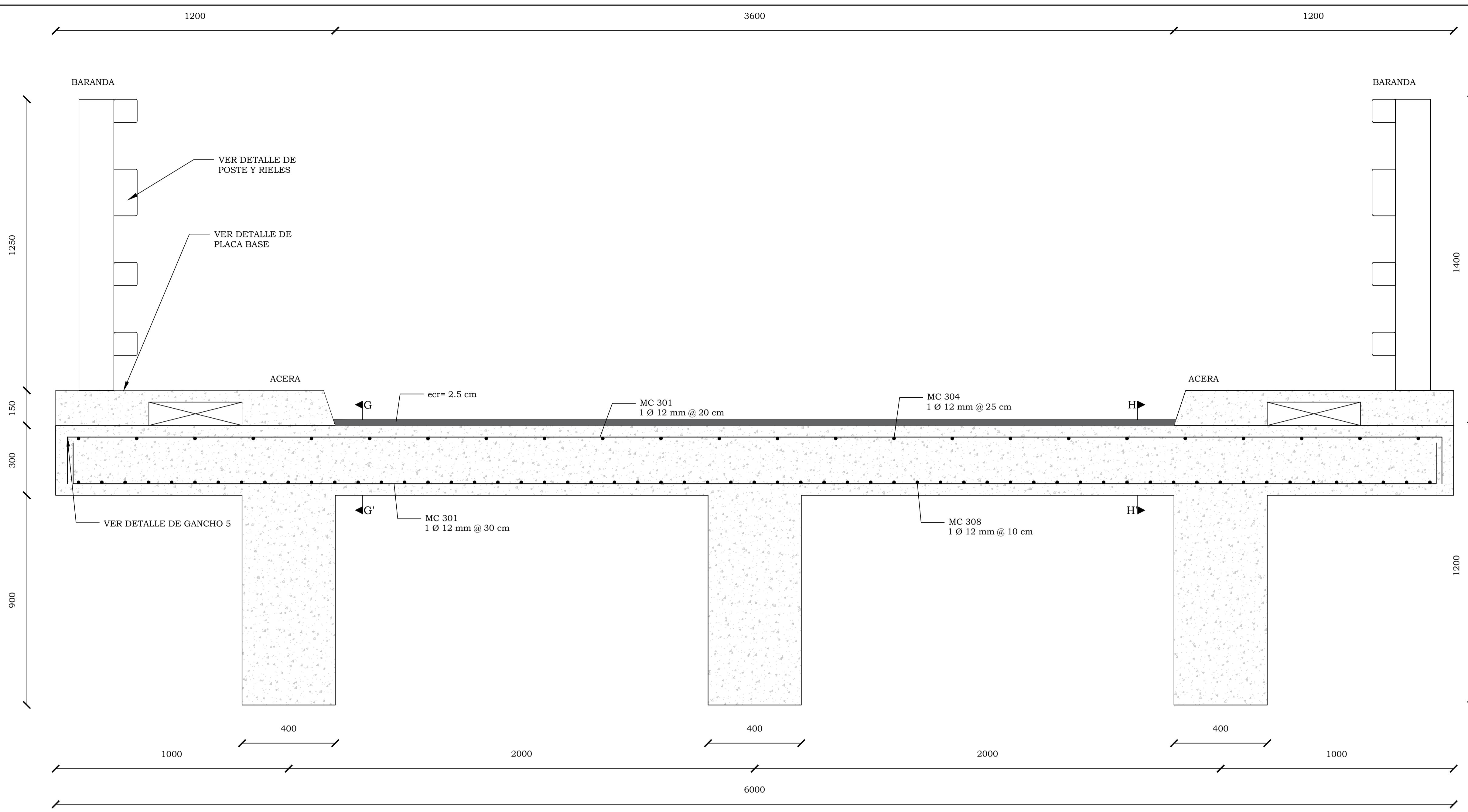


ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ELEVACIÓN LATERAL
ESC: 1-150



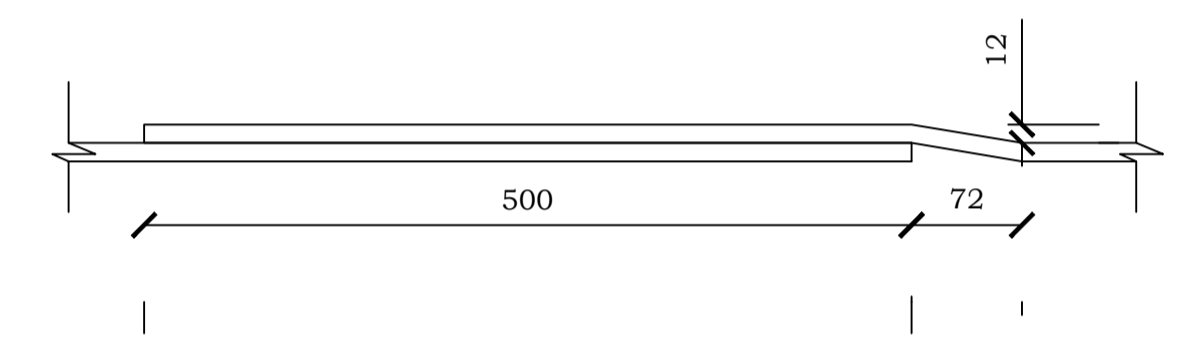
ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR
ELEVACIÓN LATERAL
ESC: 1-150

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.			
CONTENIDO: DIMENSIONES Y ARMADURA DE DIAFRAGMAS			
Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz	Lámina: 6/9	Escala: Indicadas	

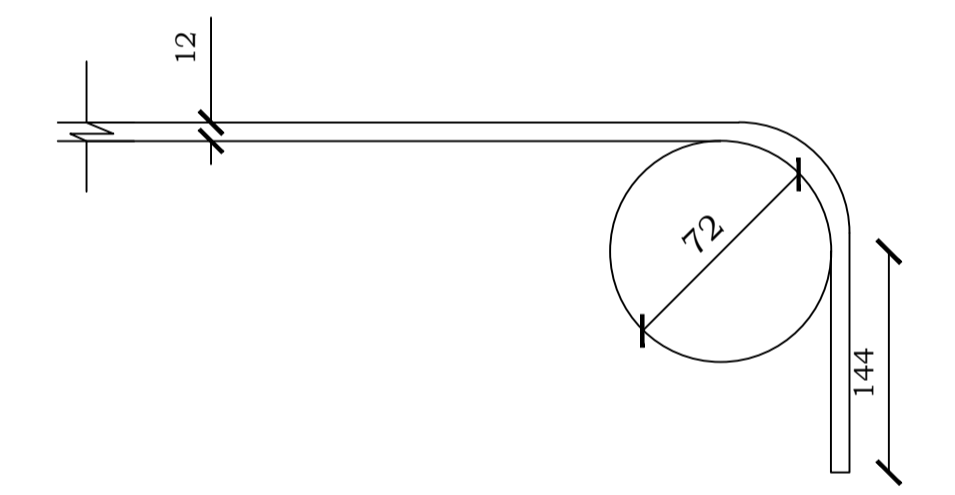


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.

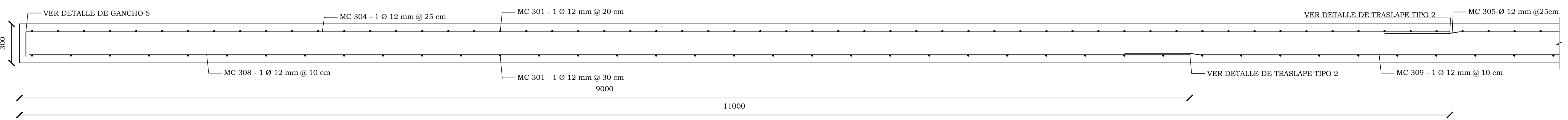


DETALLE DE TRASLAPE TIPO 2
ESC: 1-50

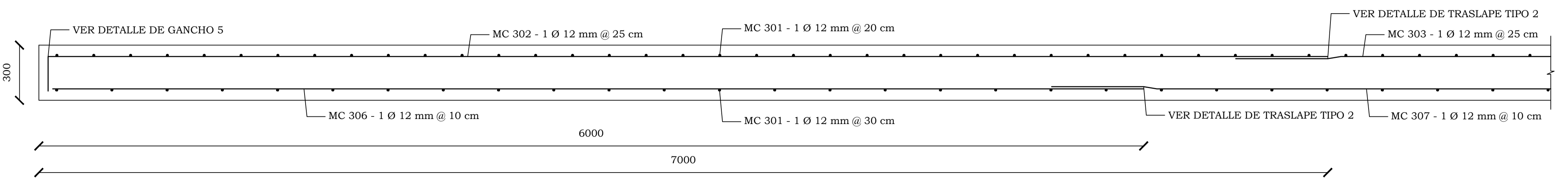


DETALLE DE GANCHO 5
ESC: 1-50

DIMENSIONES Y ARMADURA DEL TABLERO
ESC: 1-100



CORTE G-G'
ESC: 1-150

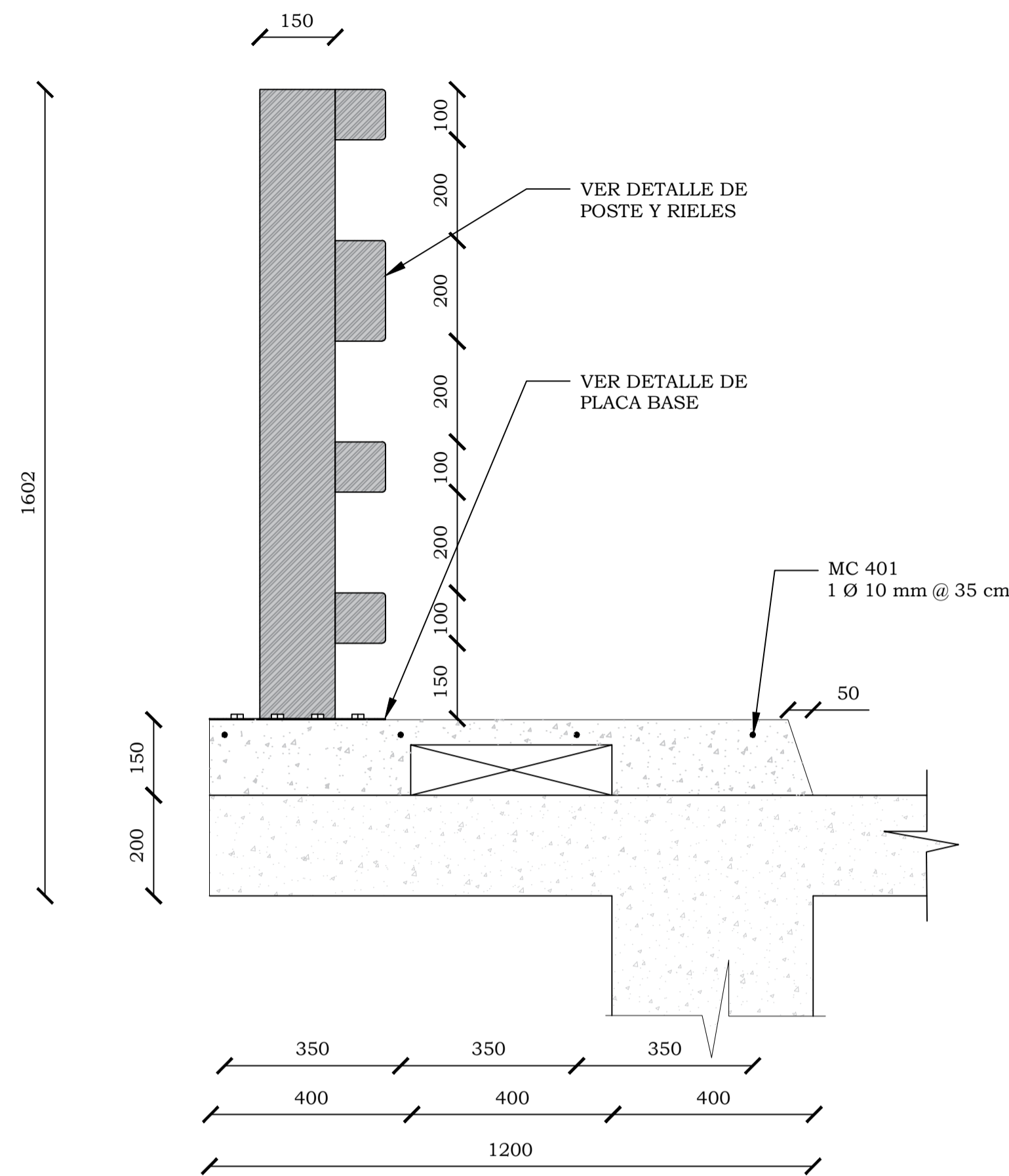


CORTE H-H'
ESC: 1-150

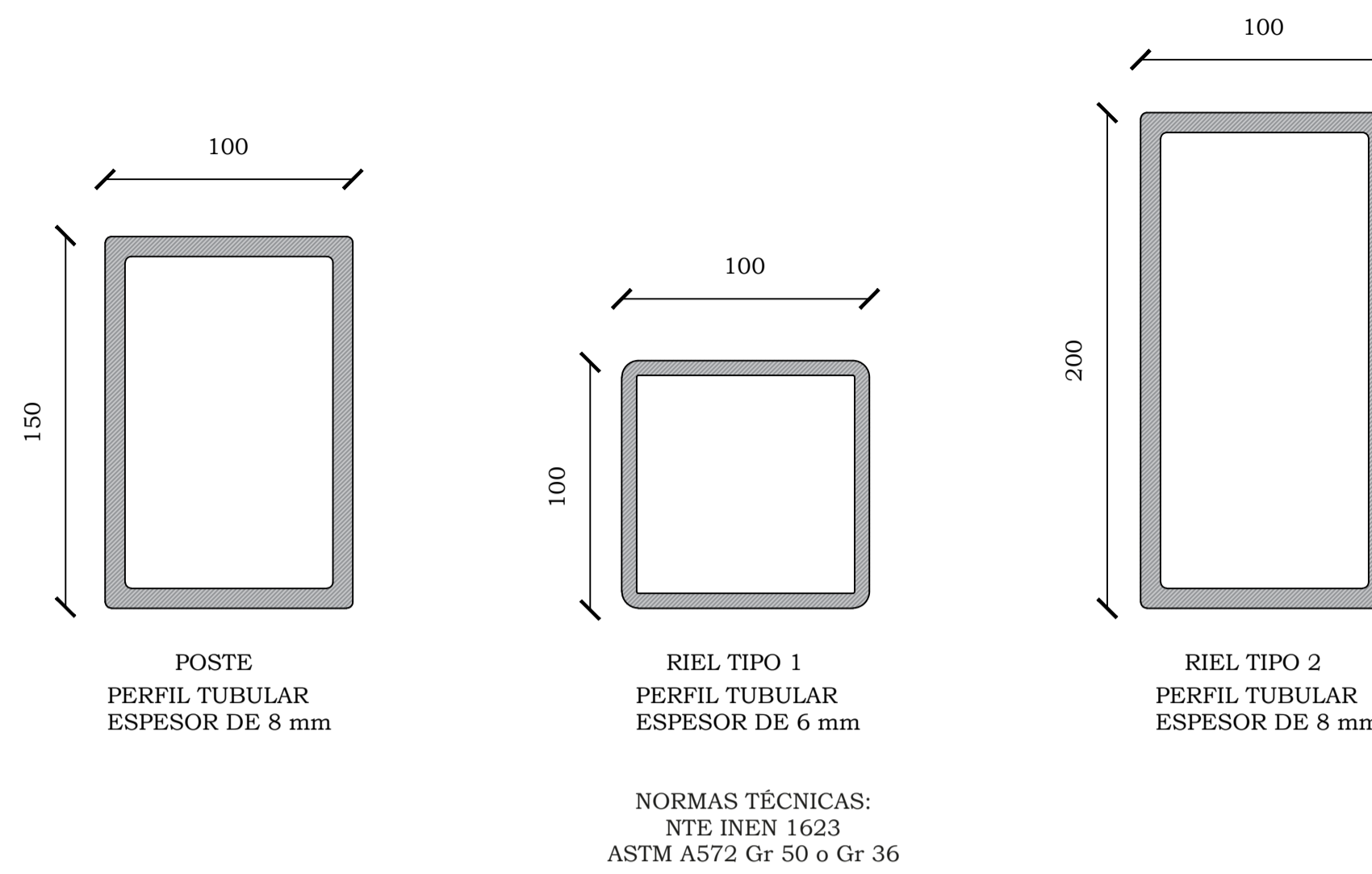
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.			
CONTENIDO: DIMENSIONES Y ARMADURA DE LOSA			
Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz	Lámina: 7/9	Escala: Indicadas	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

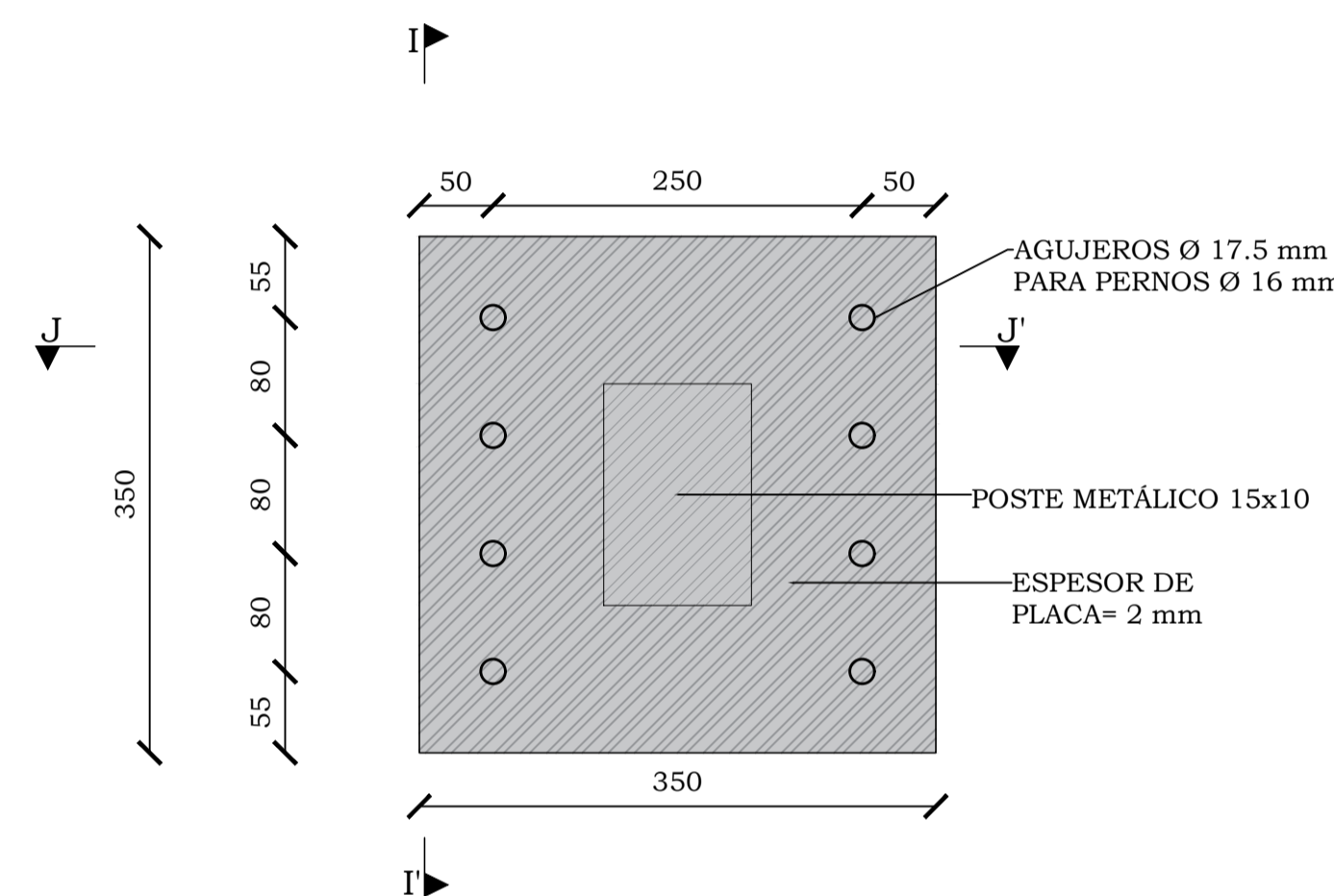
DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Acera: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Replanteo: $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$. Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.



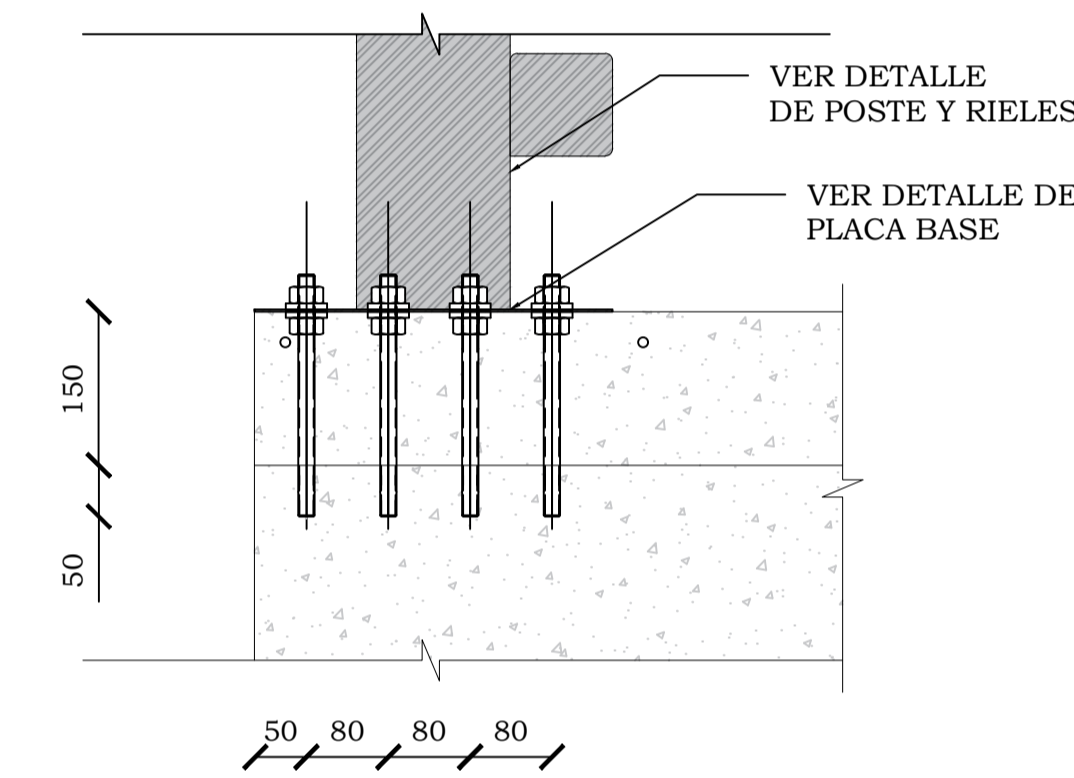
DIMENSIONES DE BARANDAS Y ARMADURA DE ACERA VISTA TRANSVERSAL
ESC: 1-100



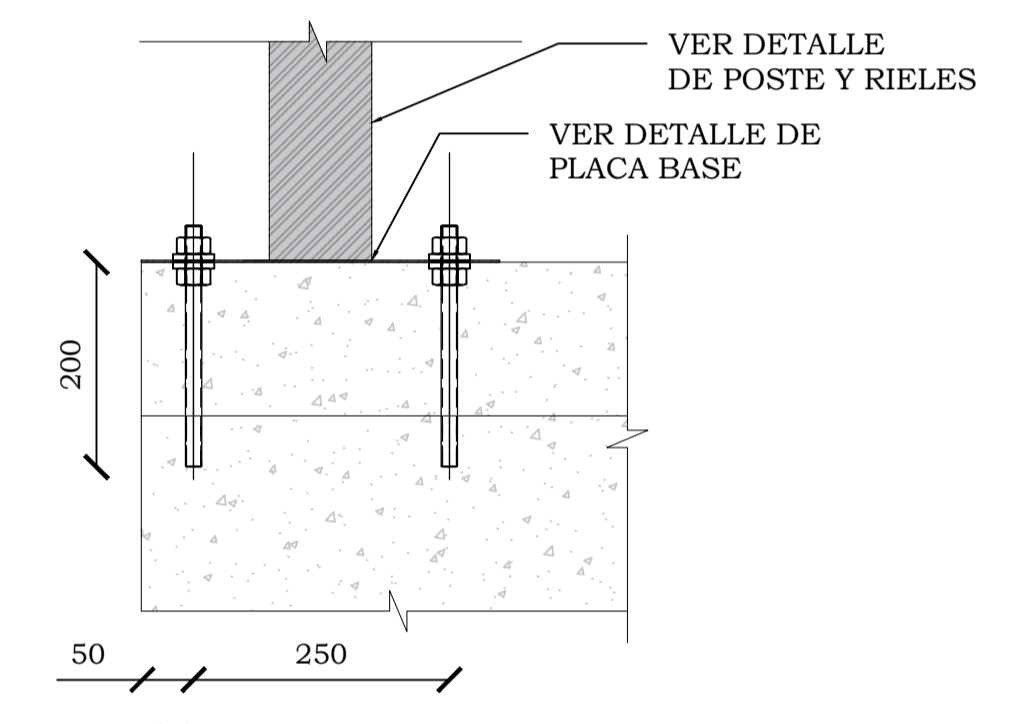
DETALLE DE POSTE Y RIELES
ESC: 1-25



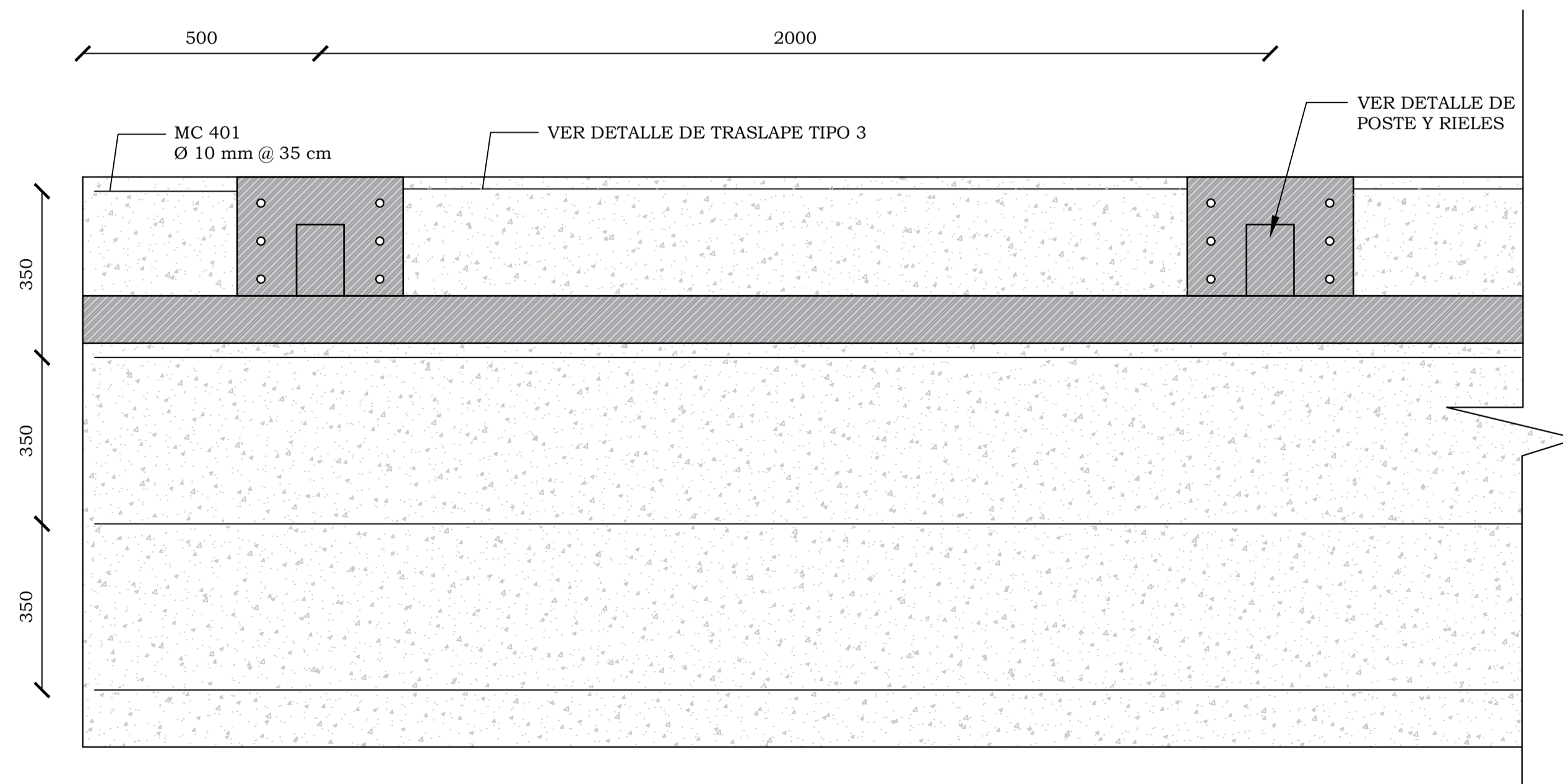
DETALLE DE PLACA BASE
ESC: 1-50



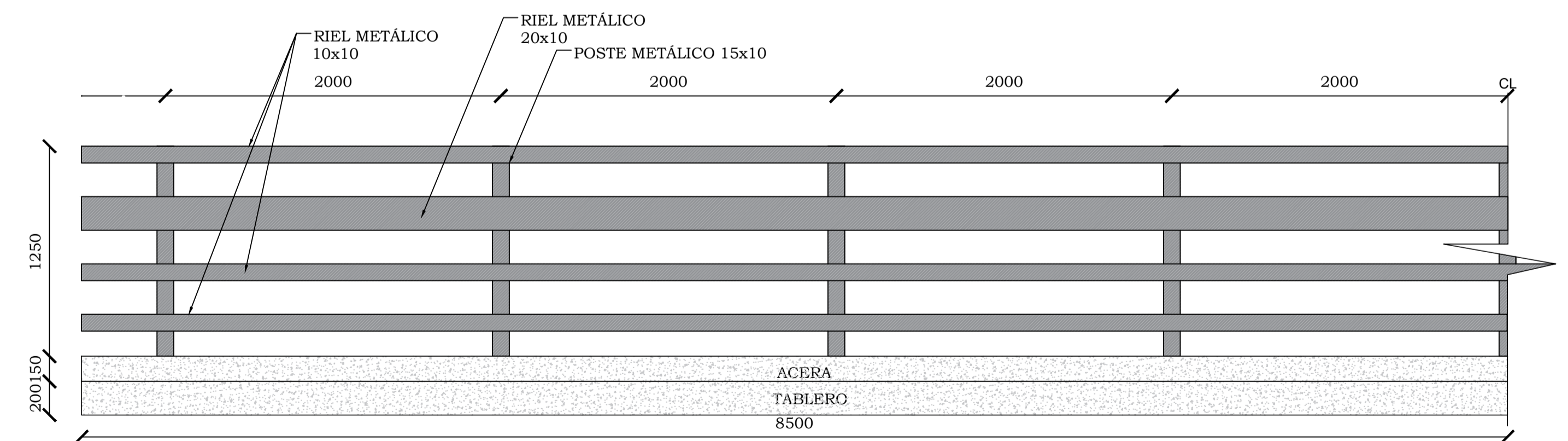
CORTE I-I'
ESC: 1-75



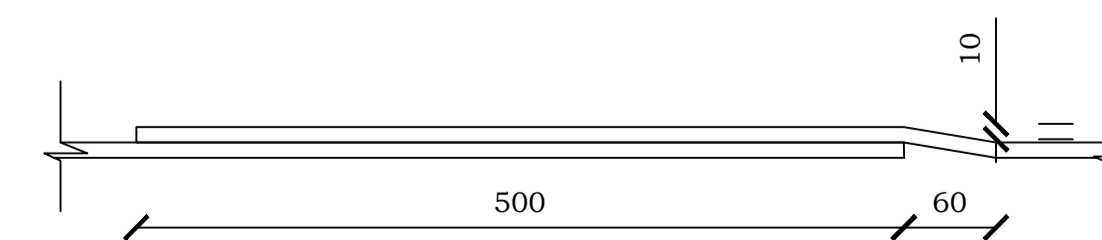
CORTE J-J'
ESC: 1-75



BARANDAS Y ARMADURA DE ACERA VISTA EN PLANTA
ESC: 1-100



DIMENSIONES DE BARANDAS - VISTA FRONTAL
ESC: 1-250



DETALLE DE TRASLAPE TIPO 2
ESC: 1-50

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO PALTO, PARROQUIA CORDONCILLO, CANTÓN ATAHUALPA, PROVINCIA EL ORO.			
CONTENIDO: GEOMETRÍA Y DETALLES DE BARANDAS Y ACERA			
Coordinador de Materia Integradora: Ing. Nadia Quijano	Tutores de Conocimientos Específicos: - Ing. Arnaldo Bayona - Ing. Jhonny Encalada - Arq. Eunice Lindao - Ing. Priscila Valverde	Estudiantes: - Alejandra Jaramillo - Denisse Villavicencio	Fecha de emisión: 28 de agosto, 2020
Tutor de Área de Conocimiento: Ing. Guillermo Muñoz		Lámina: 8/9	Escala: Indicadas

Acero de refuerzo para estribos fy=4200 kg/cm2												
OBS	MC	Ø [mm]	CANTIDAD A	FORMA	DIMENSIONES				LONGITUD PARCIAL (m) B	LONGITUD TOTAL (m) C=A*B	PESO kg/m D	PESO (kg) C*D
					a	b	c	g				
ESTRIBO S1												
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Cabezal	101	8	12.00	I	4.85				4.85	58.20	0.395	22.99
Temperatura Exterior Transversal - Cabezal	102	8	33.00	P	1.35	0.2		0.065	1.62	53.30	0.395	21.05
Flexión y Temperatura Interior - Cabezal	103	12	50.00	L	1.65	0.15			1.80	90.00	0.888	79.92
Viga de asentamiento - Superior	104	14	5.00	I	4.85				4.85	24.25	1.208	29.29
Viga de asentamiento - Inferior	105	25	7.00	I	4.85				4.85	33.95	3.853	130.81
Viga de asentamiento - Estribos	106	12	33.00	O	0.65	0.150		0.08	1.76	58.08	0.888	51.58
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Pantalla	107	12	30.00	I	4.85				4.85	145.50	0.888	129.20
Temperatura Exterior Transversal - Pantalla	108	12	50.00	C	2.75	0.18	0.7		3.63	181.50	0.888	161.17
Flexión y Temperatura Interior - Pantalla	109	25	33.00	L	3.45	0.7			4.15	136.95	3.853	527.67
Flexión: Dedo (Transversal)	110	22	33.00	L	2.13	0.35			2.48	81.68	2.984	243.72
Flexión: Dedo y Talón (Longitudinal)	111	22	31.00	C	4.85	0.35			5.55	172.05	2.984	513.40
Flexión Talón (Transversal)	112	22	33.00	L	2.58	0.35			2.93	96.53	2.984	288.03
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Diente	113	8	10.00	I	4.85				4.85	48.50	0.395	19.16
Temperatura Exterior Transversal - Diente	114	8	50.00	C	1.35	0.144			1.64	81.90	0.395	32.35
Flexión y Temperatura Interior - Diente	115	12	50.00	C	1.35	0.15			1.65	82.50	0.888	73.26
ESTRIBO S2												
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Cabezal	116	8	12.00	I	4.85				4.85	58.20	0.395	22.99
Temperatura Exterior Transversal - Cabezal	117	8	33.00	P	1.35	0.175		0.065	1.59	52.47	0.395	20.73
Flexión y Temperatura Interior - Cabezal	118	12	50.00	L	1.55	0.15			1.70	85.00	0.888	75.48
Viga de asentamiento - Superior	119	14	4.00	I	4.85				4.85	19.40	1.208	23.44
Viga de asentamiento - Inferior	120	28	6.00	I	4.85				4.85	29.10	4.834	140.67
Viga de asentamiento - Estribos	121	12	20.00	O	0.60	0.150		0.08	1.66	33.20	0.888	29.48
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Pantalla	122	12	21.00	I	4.85				4.85	101.85	0.888	90.44
Temperatura Exterior Transversal - Pantalla	123	12	50.00	C	1.95	0.18	0.8		2.93	146.50	0.888	130.09
Flexión y Temperatura Interior - Pantalla	124	25	33.00	L	2.65	0.8			3.45	113.85	3.853	438.66
Flexión: Dedo y Talón (Transversal)	125	22	50.00	L	1.85	0.35			2.20	110.00	2.984	328.24
Flexión: Dedo y Talón (Longitudinal)	126	22	18.00	C	4.85	0.35			5.55	99.90	2.984	298.10
Temperatura Exterior e Interior Longitudinal - Diente	127	8	10.00	I	4.85				4.85	48.50	0.395	19.16
Temperatura Exterior Transversal - Diente	128	8	25.00	C	1.05	0.125			1.30	32.50	0.395	12.84
Flexión y Temperatura Interior - Diente	129	12	50.00	C	1.10	0.15			1.40	70.00	0.888	62.16
Total:											4016.07	

Acero de refuerzo para losa fy=4200 kg/cm2												
OBS	MC	Ø	CANTIDAD A	FORMA	DIMENSIONES				LONGITUD PARCIAL (m) B	LONGITUD TOTAL (m) C=A*B	PESO kg/m D	PESO (kg) C*D
					a	b	c	g				
Refuerzo superior e inferior - perpendicular al tráfico	301	12	141.00	L	0.20	5.9			6.1	860.10	0.888	763.77
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	302	12	24.00	L	0.19	7			7.188	172.51	0.888	153.19
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	303	12	24.00	L	0.19	10.5			10.66	255.84	0.888	227.19
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	304	12	24.00	L	0.19	11			11.188	268.51	0.888	238.44
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	305	12	24.00	L	0.19	6.5			6.66	159.84	0.888	141.94
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	306	12	59.00	L	0.19	6			6.188	365.09	0.888	324.20
Refuerzo superior - paralelo al tráfico	307	12	59.00	L	0.19	11.5			11.66	687.94	0.888	610.89
Refuerzo inferior - paralelo al tráfico	308	12	59.00	L	0.19	9			9.188	542.09	0.888	481.38
Refuerzo inferior - paralelo al tráfico	309	12	59.00	L	0.19	8.5			8.66	510.94	0.888	453.71
Total:											3394.71	

Acero de refuerzo para ACERA fy=4200 kg/cm2												
OBS	MC	Ø	CANTIDAD A	FORMA	DIMENSIONES				LONGITUD PARCIAL (m) B	LONGITUD TOTAL (m) C=A*B	PESO kg/m D	PESO (kg) C*D
					a	b	c	g				
Refuerzo superior Principal	401	10	16.00	A	8.75				8.75	140.00	0.617	86.38
Total:											86.38	

Acero de refuerzo para vigas fy=4200 kg/cm2												
OBS	MC	Ø	CANTIDAD A	FORMA	DIMENSIONES				LONGITUD PARCIAL (m) B	LONGITUD TOTAL (m) C=A*B	PESO kg/m D	PESO (kg) C*D
					a	b	c	g				
VIGA EXTERIOR												
Viga Exterior: refuerzo principal (inferior)	201	25	12.00	L	0.300	8.5			8.8	105.60	3.853	406.88
Viga Exterior: refuerzo principal (inferior)	202	25	6.00	L	0.300	9.9			10.2	61.20	3.853	235.80
Viga Exterior: refuerzo principal (inferior)	203	25	6.00	L	0.300	8.9			9.2	55.20	3.853	212.69
Viga Exterior: refuerzo principal (inferior)	204	25	6.00	L	0.300	10.5			10.8	64.80	3.853	249.67
Viga Exterior: refuerzo principal (inferior)	205	25	6.00	L	0.300	5.9			6.2	37.20	3.853	143.33
Viga Exterior: refuerzo principal (superior)	206	25	4.00	L	0.300	10.3			10.6	42.40	3.853	163.37
Viga Exterior: refuerzo principal (superior)	207	25	4.00	L	0.300	7.9			8.2	32.80	3.853	126.38
Viga Exterior: refuerzo en caras	208	12	8.00	I	8.5				8.5	68.00	0.888	60.38
Viga Exterior: refuerzo en caras	209	12	8.00	I	8.9				8.9	71.20	0.888	63.23
Viga Exterior: refuerzo en caras	210	12	8.00	I	10.5				10.5	84.00	0.888	74.59
Viga Exterior: refuerzo en caras	211	12	8.00	I	6.9				6.9	55.20	0.888	49.02
Viga Exterior: refuerzo por cortante	212	12	38.00	O	1.10	0.3	0.075		2.95	171.10	0.888	151.94
Viga Exterior: refuerzo por cortante	213	12	116.00	W	0.30	0.075		0.065	0.44	51.04	0.888	45.32
VIGA INTERIOR												
Viga Interior: refuerzo principal (inferior)	214	28	6.00	L	0.336	9			9.336	56.02	4.834	270.78
Viga Interior: refuerzo principal (inferior)	215	28	3.00	L	0.336	9.9			10.236	30.71	4.834	148.44
Viga Interior: refuerzo principal (inferior)	216	28	3.00	L	0.336	8.78			9.116	27.35	4.834	132.20
Viga Interior: refuerzo principal (inferior)	217	28	3.00	L	0.336	11			11.336	34.01	4.834	164.39
Viga Interior: refuerzo principal (inferior)	218	28	3.00	L	0.336	5.66			5.996	17.99	4.834	86.95
Viga Interior: refuerzo principal (superior)	219	28	2.00	L	0.336	11			11.336	22.67	4.834	109.60
Viga Interior: refuerzo principal (superior)	220	28	2.00	L	0.336	7.9			8.236	16.47	4.834	79.63
Viga Interior: refuerzo en caras	221	12	24.00	I	8.5				8.5	204.00	0.888	181.15
Viga Interior: refuerzo en caras	222	12	24.00	I	8.9				8.9	213.60	0.888	189.68
Viga Interior: refuerzo en caras	223	12	24.00	I	10.5				10.5	252.00	0.888	223.78
Viga Interior: refuerzo en caras	224	12	24.00	I	6.9				6.9	165.60	0.888	147.05
Viga Interior: refuerzo por cortante	225	12	68.00	O	1.10	0.3	0.075		2.95	200.60	0.888	178.13
Viga Interior: refuerzo por cortante	226	12	136.00	W	0.30	0.075		0.065	0.44	59.84	0.888	53.14
Total:											3947.52	

Acero de refuerzo para diafragmas fy=4200 kg/cm2												
OBS	MC	Ø	CANTIDAD A	FORMA	DIMENSIONES				LONGITUD PARCIAL (m) B	LONGITUD TOTAL (m) C=A*B	PESO kg/m D	PESO (kg) C*D
					a	b	c	g				
DIAGRAMAS EXTERIORES												
Diafragma Exterior: refuerzo superior	227	14	8.00	U	1.500	0.168			1.836	14.69	1.208	17.74
Diafragma Exterior: refuerzo inferior	228	18	12.00	U	1.500	0.216			1.932	23.18	1.998	46.32
Diafragma Exterior: refuerzo en caras	229	14	24.00	I	1.500				1.500	36.00	1.208	43.49
Diafragma Exterior: refuerzo por cortante	230	10	64.00	O	0.50	0.2	0.075		1.55	99.20	0.617	61.21
Diafragma Exterior: refuerzo por cortante	231	10	64.00	W	0.50	0.075		0.065	0.64	40.96	0.617	25.27
DIAGRAMAS INTERIORES												
Diafragma Interior: refuerzo superior	232	14	4.00	U	1.500	0.168			1.836	7.34	1.208	8.87
Diafragma Interior: refuerzo inferior	233	18	8.00	U	1.500	0.216			1.932	15.46	1.998	30.88
Diafragma Interior: refuerzo en caras	234	14	16.00	I	1.500				1.500	24.00	1.208	28.99
Diafragma Interior: refuerzo por cortante	235	10	16.00	O	0.80	0.2	0.075		2.15	34.40	0.617	21.22
Diafragma Interior: refuerzo por cortante	236	10	32.00	W	0.80	0.075		0.065	0.94	30.08	0.617	18.56
Total:											302.55	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DESCRIPCIÓN
Standard Specification for Highway Bridges, de American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, 2012. Building Code Requirements for Structural Concrete de American Concrete Institute, ACI, 2018.
MATERIALES
Elementos estructurales: f _c = 280 kg/cm ² . Acera: f _c = 210 kg/cm ² . Replantillo: f _c = 180 kg/cm ² . Acero de refuerzo grado 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO y normas ASTM.
RECUBRIMIENTOS
Acera: 25 mm Tablero y vigas: 50 mm Elementos expuestos al suelo y agua: 75mm
NOTAS
Todas las dimensiones están dadas en milímetros, salvo otra indicación.

CANTIDAD TOTAL	
INFRAESTRUCTURA	
Σ ESTRIBOS =	4032.478 kg
Σ MUROS DE ALA =	4693.206 kg
SUPERESTRUCTURA	
Σ VIGAS =	3947.520 kg
Σ DIAFRAGMAS =	302.550 kg
Σ LOSA =	3394.710 kg
Σ ACERA =	86.380 kg
Σ TOTAL =	16456.844 kg

TIPOS DE HIERROS

