PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

"DISEÑO DE UN PUENTE QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DEL CHAUPI Y PULIZA, EN LA PARROQUIA DE OLMEDO: CANTÓN CAYAMBE DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA"

LÓPEZ CÁCERES CRISTOPHER OSMAR

TELLO ESPÍN GABRIEL ALEJANDRO

DIRECTOR: ING. OSCAR JARAMILLO DE LEÓN

QUITO, 2021

Resumen

En este trabajo de titulación, se presentarán dos opciones de diseño de un puente que unirá las comunidades del Chaupi y Puliza, en la Parroquia de Olmedo: Cantón Cayambe de la Provincia de Pichincha, uno de los objetivos, es decidir y tomar una decisión sobre cuál de las dos opciones de diseño es más óptima y económica. Con esta propuesta, se pretender mejor la movilidad de los habitantes del sector, ya que este proyecto ayudaría al transporte en la zona debido a existe una "estructura" ya existente, pero esta se encuentra en un pésimo estado, lo cual hace que cada vez que alguien transita por ese sector, corra el riesgo de un posible accidente. El presente trabajo se lo realizo con la base técnica de la Norma AASHTO LRFD, 2014, siendo esta la norma que rige en el diseño de puentes en el país. También se realizaron visitas de campo para constatar el estado actual de la "estructura" existente. También se pudo obtener información del Plan de Desarrollo Territorial de Olmedo del año 2015. Como resultado se obtuvo un diseño de puente que posee una longitud de 29,00 m, compuesto por una sección mixta, es decir, un tablero de hormigón armado y vigas metálicas, también se obtuvo un presupuesto en el cual se puede ver reflejado que esta opción de diseño es más económica versus la otra opción de diseño y también se obtuvieron planos para una mejor referencia visual de todo lo realizado en los cálculos.

Contenido

Capítulo 1. Generalidades 7

1.1 Introducción 7

1.2 Ubicación 7

1.2.1 Limites 8

1.2.2 Altitud 9

1.2.3 Clima 9

1.2.4 Superficie 9

1.3 Planteamiento del Problema 10

1.4 Objetivos 12

1.4.1 Objetivo General 12

1.4.2 Objetivos Específicos 12

Capítulo 2. Marco Conceptual y Teórico 13

2.1 Marco Conceptual 13

2.1.1 TPDA 16

2.2 Marco teórico 19

2.2.1 Demanda<Capacidad 20

2.2.2 Cargas < Resistencia 20

2.2.3 Estados Límites 20

2.3 Especificaciones y Fundamentos de las Normas Vigentes 25

Capítulo 3. Datos 33

3.1 Niveles de Agua 33

3.2 Topografía 33

3.3 Estudios de Suelos 34

3.3.1 Estudios Geológicos 34

3.3.2 Estudios Geotécnicos 34

Capítulo 4. Determinación de Cargas 35

4.1 Cargas 35

4.1.1 Cargas Permanentes – Muerta 35

4.1.2 Carga Viva 36

4.1.3 Cargas de Fatiga 38

4.1.4 Cargas Sísmicas 38

4.1.5 Consideraciones – Diseño Sísmico de Estribos 39

4.1.6 Zonificación Sísmica 39

4.1.7 Cargas Longitudinales 41

4.1.8 Cargas Térmicas 42

4.1.9 Empuje de Tierra 42
Capítulo 5. Anteproyecto 44
5.1. Datos Hidrológicos, Hidráulicos y de Socavación del Río la Chimba 44
5.2 Datos Geológicos 45
5.3 Datos Geotécnicos 46
Capítulo 6. Diseño 50
Capítulo 7. Presupuesto 52
7.1 Resultados – Presupuestos 52
7.1.1 Presupuesto – Opción 1 52
7.1.2 Presupuesto – Opción 2 54
Capítulo 8. Anexos-Conclusiones-Recomendaciones-Bibliografía 56
8.1 Anexos 56
Apéndice A – Líneas de Influencia de Momento 56
Apéndice B – Opción 1 de Diseño 57
Apéndice C – Opción 2 de Diseño 126
Apéndice D – APUS Opción 2 de Diseño 247
Apéndice E – Planos Opción 2 de Diseño. 265
Apéndice F – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Materiales 266
Apéndice G – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Costo Mano de Obra 268
Apéndice H – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Costos Indirectos 269
Apéndice I – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas - ACERO 271
Apéndice J – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas - Arriostramientos 272
Apéndice K – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas – Vigas 273
Apéndice L – Apoyos – Neopreno 274
8.2 Conclusiones 277
8.3 Recomendaciones 280
8.4 Bibliografía 273

Índice de Fotografías

Fotografía 1-Estado Actual 10
Fotografía 2-Agrietamiento 11
Fotografía 3-Agrietamiento 11
Fotografía 4-Altura desde el nivel más bajo del rio, hasta la rasante 49

Índice de Gráficas

Gráfica 1-Camión de Diseño(HL-93) 29
Gráfica 2-Tándem de Diseño 30
Gráfica 3-Carril de Diseño 30
Gráfica 4-Curva de probabilidad de sismo 32
Gráfica 5-Índice de confiabilidad elemento longitudinal centro del puente 32
Gráfica 6-Camión de Diseño(HL-93) 37
Gráfica 7-Carril de Diseño 37
Gráfica 8-Tándem de diseño 38
Gráfica 9-Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona Z 40
Gráfica 10-Geología de la Parroquia de Olmedo 46
Gráfica 11-Cuadro Óptimo de longitud 47
Gráfica 12-Sección Acartelada 47

Índice de Tablas

Tabla 1-Datos del TPDA 17
Tabla 2-Incremento del Tránsito 17
Tabla 3-TPDA, asignado a 100 años 17
Tabla 4-Conteo de vehículos 18
Tabla 5-TPDA futuro 18
Tabla 6-Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 40
Tabla 7- Resumen Datos Hidrológicos, Hidráulicos y de Socavación 44
Tabla 8-Presupuesto Opción 2 de Diseño 52
Tabla 9-Presupuesto Opción 3 de Diseño 54
Tabla 10-Líneas de Influencia de Momento 56
Tabla 11-APU – Replanteo y Nivelación 247
Tabla 12-APU **–** Excavación de Suelo sin Clasificar 248
Tabla 13-APU – Hormigón Estructural, Cemento Portland f'c= 280kg/cm2 - Infraestructura 249
Tabla 14-APU – Acero de Refuerzo en barras, fy= 4200kg/cm2 250
Tabla 15-APU – Material Filtrante 250
Tabla 16-APU – Tubería PVC (Drenes Puentes) 251
Tabla 17-APU – Hormigón Estructural Cemento Portland Clase B, f'c= 280kg/cm2 - Superestructura 252
Tabla 18-APU – Junta de Dilatación de Neopreno Tipo JNA-70 254
Tabla 19-APU – Fabricación y Montaje de Estructura ASTM A-36, Fy=2520 kg/cm2 255
Tabla 20-APU – Suministro de Acero tipo A-588 256
Tabla 21-APU – Fabricación de Acero Estructural Tipo A-588 257
Tabla 22-APU – Montaje de Acero Estructural Tipo A-588 258
Tabla 23-APU – Pintura de Acero Estructural 259
Tabla 24-APU – Placa de Apoyo 260
Tabla 25-APU – Acero de Refuerzo en Barras, Fy= 4200 kg/cm2 261
Tabla 26-APU – Tubería PVC (Drenes Puentes) 262
Tabla 27-APU – Vereda 263
Tabla 28-APU – Barandal de Acero 264
Tabla 29-APU – Hormigón Estructural, Cemento Portland Clase B, f'c= 280kg/cm2 – Capa Rodadura 5cm 265
Tabla 30-Costo de Materiales 266
Tabla 31-Costo de Mano de Obra 268
Tabla 32-APU – Costos Indirectos 269
Tabla 33-APU –Planillas Acero 271
Tabla 34-Resumen de Dimensiones, Arrostramientos y Pernos 272
Tabla 35-Resumen Perfiles Metálicos 273
Tabla 36-Datos Generales para el Cálculo de Neoprenos 274
Tabla 37-Longitudes Mínimas para el Patín 274

Capítulo 1. Generalidades

1.1 Introducción

El presente trabajo de titulación tiene la necesidad de solventar los problemas de movilización de las comunidades del Chaupi y Puliza en el sector de Olmedo, Cantón Cayambe Provincia de Pichincha, debido que a las condiciones actuales de la estructura vigente no son las mejores, ya que se pudo constatar que se está deteriorando con el paso del tiempo y por las condiciones climáticas del sector.

El puente une a comunidades que se dedican al comercio de productos, y es de vital importancia para su subsistencia que el puente brinde las condiciones más optimas en cuanto a su servicialidad se refiere. En este trabajo de titulación se estudiará varias opciones y se escogerá la más óptima, la que se adapte al nivel de vida del sector en donde se realizará la implantación del puente.

El presente trabajo de disertación de grado, tiene como alcance el diseñar el puente usando datos de estudios previos que se realizaron en campo.

1.2 Ubicación

Olmedo es una parroquia de un total de cinco parroquias del área rural que pertenecen al cantón Cayambe. Esta parroquia se ubica al nororiente de Pichincha, exactamente a 90 km del norte de la ciudad de Quito. Estas comunidades que pertenecen al ámbito campesino se ubican al borde del nevado Cayambe sobre el eje de la antigua carretera Quito-Olmedo-Zuleta-Ibarra. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

1.2.1 Limites

- **Norte***:* A partir del Cerro Cusín se dibuja una línea imaginaria hacia la quebrada Quintahuaico a la misma altura del sector del Mirador; en esta quebrada, río abajo llegando al cruce con la Quebrada Santa Rosa. Por la misma quebrada, pero río arriba, hasta su naciente. Iniciando de esta naciente, parte una línea imaginaria hasta la cima de la loma Callejón Cunga. Desde aquí, la línea imaginaria parte hasta la cumbre que pasa por las lomas Ventana Grande y Yanajaca y llega hasta la loma Aulucunga; así, continua la línea de cumbre de la Cordillera Espina Chupa hasta el nacimiento del río Pimampiro. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

- **Sur:** A partir de la línea de la cumbre del cerro Sarahurco hasta la línea de cumbre del Nevado Cayambe. Desde el Este hacia la loma Chimborazo y continuando la línea cumbre hasta la loma El Rosario. Se inicia desde aquí una línea imaginaria que llega a la naciente de la quebrada San Javier y río abajo llega a la desembocadura del río la Chimba. Continuando en el río la Chimba, río abajo hasta unirse con las aguas de la quebrada Pucarumi desde el río San José. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

- **Este:** A partir de la cumbre del cerro Sarahurco hasta la línea imaginaría cumbre del Nevado Cayambe. Iniciando desde aquí hacía la loma Chimborazo y continuando la línea de cumbre hasta la loma El Rosario. Partiendo con una línea imaginaria hasta las nacientes de la quebrada San Javier y por ésta aguas abajo hasta su desembocadura en el río La Chimba. Siguiendo el río La Chimba aguas abajo hasta recibir las aguas de la quebrada Pucarumi desde el río San José. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

- **Oeste:** A partir del río San José hasta el cruce de las quebradas que lo conforman, Yanahuaico y San José, río arriba hasta sus nacientes. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

1.2.2 Altitud

Caracterizado por pendientes superiores a los 25°, llegando también a áreas escarpadas con pendientes de hasta 50° en las zonas más altas. La altitud va de los 2800 msnm hasta los 4200 msnm, donde podemos encontrar el volcán Cayambe. Hay altitudes que van de los 3000 a 3400 msnm en las partes más altas de la parroquia, donde se puede encontrar las comunidades de Turucucho, Pesillo, La Chimba y San Pablo Urco. Las zonas intermedias van desde 2900 - 3000 msnm, y en estas zonas se encuentran las comunidades de Caucho Alto, Chaupi y Muyurku. En cuanto a las partes bajas de la parroquia van desde 2800 a 2900 msnm donde podemos encontrar las comunidades Santa Ana y colinda con la parroquia de Ayora. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

1.2.3 Clima

Generalmente frío, con promedio de 16° C. Se puede destacar que el volcán Cayambe influye en las condiciones climáticas de la zona así en Olmedo, el clima se caracteriza por tener una estación de verano corta que comprendida por los meses de junio, julio, agosto y septiembre con precipitaciones medias mensuales de 23 mm, y una estación de invierno más larga en el resto del año, con lluvias medias mensuales hasta de 96,8 mm. Sin embargo, las temperaturas pueden variar entre los 8,2°C y los 13,4°C. El viento se encuentra más frecuentemente entre el NE y E. (Junta Parroquial de Omedo, 2015)

1.2.4 Superficie

Olmedo posee una superficie de 351,24 Km^2.

1.3 Planteamiento del Problema

En la actualidad la estructura que une a las dos poblaciones se encuentra en mal estado a consecuencia de las fuertes lluvias de la zona, por las crecidas del río La Chimba y también debido a que la estructura en su construcción no contó con la asesoría técnica pertinente, ni tampoco contó con un diseño adecuado. Lo cual implica que gran parte de la estructura se encuentre derrumbando y socavando, limitando así el paso de vehículos en el sector haciendo que los pobladores tomen rutas alternas, y provocando tiempos de viaje más largos, así como también rutas más largas.

Fotografía 1

Estado Actual



Nota. La presente fotografía muestra el estado actual en el que se encuentra la estructura que ya existe en el sitio. Por, G. Tello y C. López.

Fotografía 2

Agrietamiento



Nota. La fotografía es In Situ, y retrata el agrietamiento que posee el suelo. Por, G. Tello y C. López.

Fotografía 3

Agrietamiento



Nota. La fotografía es In Situ, y retrata el agrietamiento que posee el suelo. Por, G. Tello y C. López.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Diseñar la estructura de un puente que una las Comunidades del Chaupi y Puliza, en la Parroquia de Olmedo, Cantón Cayambe, Provincia de Pichincha.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Diseñar el puente con la ayuda de una hoja electrónica, para establecer una estructura confiable, con todos los factores de seguridad posibles.
- Analizar la geometría de la estructura más funcional y económica.
- Desarrollar el diseño de la estructura del puente de acuerdo con las normas nacionales vigentes en la construcción de puentes.
- Realizar el diseño del puente que mejor se adecue a las condiciones de vida de los pobladores.
- Determinar las cantidades de obra, el presupuesto y un análisis de precios unitarios del puente.

Capítulo 2. Marco Conceptual y Teórico

En este capítulo se definirán conceptos claves que serán tratados a lo largo de todo el trabajo de disertación. En el caso del Marco Conceptual, se definirán términos que deben ser comprendidos de una manera clara para poder avanzar con su posterior desarrollo, y en el caso del Marco Teórico se profundizará más en el concepto de "Puente", su historia, su función, el uso de la Normativa vigente, sus cargas, entre otros conceptos.

Este capítulo nos ayuda a tener un concepto claro y conciso de que es Puente para posteriormente iniciar con los cálculos de los diseños.

2.1 Marco Conceptual

En el Marco Conceptual se definirán palabras claves para el mejor entendimiento del concepto que tiene detrás el diseñar un puente.

Anteproyecto. – Un anteproyecto es una especia de borrador que permite plantear ideas que se desea expresar dentro del proyecto. (Conceptodefinicion, 2021)

Proyecto. - Es aquello perteneciente a la ciudad o a los ciudadanos, se puede decir, que un proyecto es aquel que se encuentra destinado al servicio público, como puede ser un puente, un puerto, etc. (Pérez Porto & Merino, 2008)

Puente. - Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico u obstáculo artificial, por el cual no es posible transitar en dirección del eje. (Tenorio Oropesa, Rivera Salinas, & Espinoza Zuñiga, 2021)

Especificaciones Técnicas. - Documentos en los que se definen normas, exigencias y procedimientos que van a ser empleados y aplicados en los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos. (Wikipedia, 2021)

Cargas Permanentes. - Cargas que permanecen fijas durante la vida útil del puente, también denominadas cargas muertas, como por ejemplo el peso propio de la losa, vigas, carpeta asfáltica, entre otros. (Damian, 2019)

Cargas Variables. – Son aquellas que pueden variar sobre la estructura con el paso del tiempo. También corresponden las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y sub-presiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento. (Ministerio de Transporte y Comunicacion , 2003)

Cargas Excepcionales. - Aquellas acciones cuya posibilidad de ocurrencia es baja, pero que en ciertas condiciones se deben considerar por el proyectista. Ejemplo colisiones, explosiones o incendios. (Ministerio de Transporte y Comunicacion , 2003)

Carga Factorizada (LF). - Cargas nominales que son multiplicadas por los coeficientes apropiados de carga, estos se especifican para la combinación de carga que se tome a consideración. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Resistencia Factorizada (LR). - La resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). - Es una formalidad basada en el diseño metodológico en que los efectos de fuerza causados por las cargas factorizadas no se les permita exceder la resistencia factorizada de los componentes. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Superestructura. - Parte del puente donde actúa la carga móvil, y es constituida por: tablero, vigas longitudinales y transversales, aceras y pasamanos, capa de rodadura, y otras instalaciones. (Nuñez, 2014)

Infraestructura o Subestructura. - Parte del puente encargada de transmitir las solicitaciones de carga al suelo de cimentación, y está constituida por: estribos y pilas. Partes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal. (Núñez, 2014)

Apoyo. - Elementos a través de los cuales el tablero transmite las acciones de carga a las pilas y/o estribos. (Nuñez, 2014)

Estribos. – Se sitúan en los extremos del puente y sostienen a los terraplenes que conducen al puente. Los estribos además de recibir la carga de la superestructura, también reciben el empuje de tierras de los terraplenes de acceso, es decir, trabajan a su vez como muros de contención. (Nuñez, 2014)

Tablero. - Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a los estribos y a las pilas. Los tableros se complementan por bordillos, siendo estos el límite del ancho libre de la calzada. (Nuñez, 2014)

Vano. – Es cada uno de los espacios de un puente u otra estructura, que se comprende entre dos apoyos consecutivos. La distancia entre dos puntos de apoyo consecutivos de los elementos portantes principales es la luz del vano; no hay que confundirla con la luz libre que es la distancia en los paramentos de los apoyos, ni con la longitud del puente. (Nuñez, 2014)

Vigas Longitudinales y Transversales. - Elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas como con las vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, vigas etc. (Nuñez, 2014)

2.1.1 TPDA

Cuando la magnitud de la obra es tan grande, es necesario realizar una investigación de tráfico correspondiente al volumen de tráfico y la categoría de tráfico de una ubicación determinada para determinar las características de la infraestructura vial y las superestructuras de puentes. (Luis, 2009)

2.1.1.1 Metodología

Conteo de Tráfico

Se colocará estaciones de conteo en el área de influencia. Se ubicará personal calificado, provisto de formatos de campo donde se llevará anotaciones de la información para cada rango horario.

Análisis y consistencia de la información

Esto se lo realizara comparando estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.

Tráfico actual

Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

Tabla 1

Datos del TPDA

Td	**145**
TPDS	147
Fd	Td/TPDS
Fd	1.014
TPDA	TPDS*Fd
TPDA	149.028
TPDA	128

Nota. La tabla muestra los datos del TPDA de la zona. Tomado de (G. Tello y C. López, 2020)

Tabla 2

Incremento del Tránsito

Incremento del Tránsito 5% - 25%	
Incremento del Tránsito	25%
$\mathbf{T_g}$	25* TPDA
$\mathbf{T_g}$	37.5
$\mathbf{T_g}$	38
vehículos mixtos/día/ambos sentidos	

Nota. La tabla muestra el incremento de tránsito en la zona, se asumió un incremento del 25%. Tomado de (G. Tello y C. López, 2020)

Tabla 3

TPDA, asignado a 100 años

Tráfico Asignado a 100 años	
$\mathbf{T_{asig}}$	$TPDA_{(existente)} + T_g$
$\mathbf{T_{asig}}$	$TPDA + T_g$
$\mathbf{T_{asig}}$	188
vehículos mixtos/día/ambos sentidos	

Nota. La tabla muestra el tráfico asignado para 100años en la zona. Tomado de (G. Tello y C. López, 2020)

Tabla 4

Conteo de vehículos

Composición del Tráfico		
Tipo de Vehículo	**N°**	**%**
Livianos	65	43.33%
Buses	5	3.33%
Camiones	80	53.33%
TOTAL	150	100%
Composición del Tráfico Futuro - Asignado		
Tipo de Vehículo	**N°**	**%**
Livianos	82	43.33%
Buses	6	3.33%
Camiones	100	53.33%
TOTAL	188	100%

Nota. La tabla muestra la composición del tráfico, tanto presente como futuro. Tomado de (G. Tello y C. López, 2020)

Tabla 5

TPDA futuro

Tráfico Futuro	
$\mathbf{T_f = T_{asig}\ (1+i)^n}$	
$\mathbf{T_f}$	Tráfico Futuro
$\mathbf{T_{asig}}$	Tráfico Asignado
i	Tasa de C
i	1.67
n	Periodo Proyección (años)
n	100
$\mathbf{T_f}$	$188(1+0.0167)^{100}$
$\mathbf{T_f}$	985.01
$\mathbf{T_f}$	986
vehículos mixtos/día/ambos sentidos	

Nota. La tabla muestra el tráfico futuro, proyecto a 100 años. Tomado de (G. Tello y C. López, 2020)

2.2 Marco teórico

Los puentes han ayudado a la sociedad y a la gente por su funcionalidad que cumplen. Los métodos de diseño y construcción de puentes han avanzado significativamente y han ayudado a promover el transporte, la economía de la nación, así como el bienestar de la gente.

De acuerdo con (US Department of Transportation , 2015), los puentes están diseñados respondiendo a las especificaciones publicadas por la Asociación Estadounidense de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO). Estas especificaciones proporcionan estándares mínimos para el diseño de puentes de carreteras.

La filosofía de diseño con el método LFRD tiene en cuenta la variabilidad tanto en la resistencia como en las cargas, logra niveles relativamente uniformes dentro de la estructura y superestructura (Excluyendo los cimientos). Según (US Department of Transportation , 2015)" Se basa en la evaluación de riesgos basada en la teoría de confiabilidad."

Para métodos de diseños anteriores (ASD y LRFD) el nivel de seguridad podía variar en función de la longitud de un tramo y del tipo de elemento, como por ejemplo vigas, columnas, etc. Esta variabilidad existía porque para un estado limite, las cargas de diseño y su aplicación no se calibraron para entregar como resultado un efecto de fuerzas similar con el mismo nivel de seguridad para todos los tipos de tramos, así tambi la resistencia del material y de los miembros tampoco se calibraron. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

En pocas palabras, la seguridad de cualquier diseño se cumple cuando las demandas impuestas a los componentes y material son menores que las suministradas, es decir deben cumplir la siguiente ecuación:

2.2.1 Demanda<Capacidad

Otra forma de decirlo, es que el efecto de las cargas debe ser menor que la resistencia de los materiales, de manera que se cumpla el siguiente requisito:

2.2.2 Cargas < Resistencia

Para el diseño de un puente, el lado izquierdo de la desigualdad que representa la carga varia constantemente debido a las cargas vivas y otras cargas ambientales En algunas circunstancias, debido al deterioro de la estructura a lo largo del tiempo, el lado derecho de la desigualdad que representa la resistencia también podría cambiar. Estas incertidumbres a lo largo de la vida útil de la estructura son muy difíciles de predecir, pero deben tenerse en cuenta. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

2.2.3 Estados Límites

De acuerdo con (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014). “Un estado limite es una condición más allá de la cual el puente o el componente deja de satisfacer las disposiciones para las que fue diseñado”. LFRD generalmente se clasifica en cuatro categorías:

- *Servicio*
- *Fatiga y Fractura*
- *Resistencia*
- *Evento extremo*

Las diferentes combinaciones de carga están destinadas a analizar una estructura en busca de ciertas respuestas, como deflexiones, deformaciones permanentes, capacidad máxima y respuestas inelásticas sin fallar. Cuando se satisfacen todos los estados límites y combinaciones de carga aplicables, una estructura se considera que ha cumplido con la filosofía de diseño del LRFD. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Estado de Servicio Límite

El estado límite de servicio se tomará como restricciones de tensión, deformación y ancho de fisura en condiciones de servicio regulares. Dentro del estado límite de servicio, hay cuatro combinaciones de carga que están diseñadas para probar varios aspectos de la estructura que se analiza. Estas combinaciones de carga se denominan Servicio I a Servicio IV. Estas combinaciones de carga representan condiciones de carga que podrían esperarse fácilmente durante el funcionamiento normal y ocurrirán muchas veces durante la vida útil de diseño de la estructura. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga y fractura proporciona restricciones en el rango de tensión como resultado de un camión de diseño único que ocurre en el número de ciclos de rango de tensión esperados. También proporciona los requisitos de tenacidad del material como se establece en las Especificaciones de materiales de AASHTO. De acuerdo con la Norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014) afirma:

> El estado límite de fatiga y fractura consiste en dos combinaciones de carga destinadas a producir el mayor efecto de un rango de esfuerzo en un componente estructural que controla la posibilidad de agrietamiento en los elementos de acero de una sola carga de camión, como se especifica en el Artículo 3.6.1.4 de AASHTO LRFD.

Estas combinaciones de carga se denominan Fatiga I y Fatiga II, y se relacionan con la vida a fatiga inducida por carga finita. Este estado límite no es aplicable a todos los diseños de los puentes, ya depende del criterio del ingeniero diseñador.

Estado Límite de Fuerza

El estado límite de resistencia asegura que los requisitos de resistencia y estabilidad, tanto local como global, se satisfagan para resistir las combinaciones de cargas significativas estadísticamente especificadas que se espera que experimente un puente durante su vida de diseño. Todos los miembros deben satisfacer los requisitos de capacidad máxima bajo diversas condiciones de carga viva y carga de viento.

Estas combinaciones de carga generalmente no ocurrirían durante la operación diaria normal de la estructura, pero podrían ocurrir durante la vida de diseño de la estructura. Hay cinco combinaciones de carga de resistencia, designadas desde Resistencia I hasta Resistencia V.

Para el estado límite de resistencia, falla significa que se ha excedido la resistencia del puente. Es posible que se produzcan daños extensos y estructurales por debajo del estado límite de resistencia, pero se espera que se mantenga la integridad estructural general. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Estado Límite de Eventos Extremos

El estado límite de evento extremo asegura la vida útil de un puente durante un terremoto. El estado límite de evento extremo representa cargas únicas cuyo período de retorno puede ser significativamente mayor que la vida útil de diseño del puente. Las cargas específicas que se aplican solo al estado límite de evento extremo son carga sísmica, carga explosiva, carga de hielo, fuerza de colisión vehicular y fuerza de colisión de embarcaciones. Cada una de estas cinco cargas se analiza por separado y no se combina con ninguna de las otras cuatro cargas de eventos extremos. Las dos combinaciones de carga para este estado límite se denominan Evento extremo I y Evento extremo II, y cada una posee diferentes factores de carga para carga viva. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Historia de los Puentes

Los primeros puentes de la historia fueron simples troncos de árboles caídos con gracia sobre un arroyo. Bastaba con una simple hacha para "construir un puente". Por allí se podría pasar y, por poco espabilado que fuera alguien.

Según los historiadores, no se puede saber con certeza quien invento los puentes. Más bien se trata de una evolución y mejora constantemente de una idea. Los grandes imperios estaban obligados a hacer puentes si pretendían que sus soldados se desplazarán mínimamente deprisa, y aun que fuera madera, las cosas mejoraran un poco. (Manuel, 2018).

Junto con en el antiguo Egipto y el Imperio Romano realizaron grandes avances con su ingeniera y descubrimientos, fue gracias a ellos quienes concibieron la idea del

puente de arco de piedra, de hecho las primeras estructuras realizas por ellos todavía siguen de pie a día de hoy (Manuel, 2018)

Con la llegada de los ferrocarriles, esto de hacer puentes volvió a hacer una necesidad vital, ya que por la limitación de movimientos de que el tren realiza por su trayectoria semirrecta, se volvió un problema cuando se presentaban irregularidades en el terreno, por lo cual gracias a esa época en el cual se trabaja con hierro a gran escala, se empezó a experimentar diferentes tipos de puentes metálicos (Manuel, 2018)

Años más tarde cuando el hierro se empezó a sustituir por el acero, con propiedades muchas mejores, las cosas empezaron a acelerarse con nuevos materiales muchos más resistentes y más conocimientos sobre cómo usarlos. Se pensó en la idea de los puentes colgantes y otras estructuras más osadas (Manuel, 2018)

Tipología de Puentes

Existen varios tipos de puentes, cada uno puede distribuir sus cargas de distintas maneras y se pueden observar en diferentes ambientes. Los tipos de puentes para la construcción van a depender de acuerdo al capital y a la longitud.

Puentes Arco

Como el nombre lo dice, son aquellas que su estructura va de un punto a otro en forma de arco. Trabajan transfiriendo su peso propio y las sobrecargas de uso hacia los apoyos a través de la compresión del arco, transformándose en un empuje horizontal y una carga vertical. (Moisesaps, 2013)

Puentes Vigas

Una viga constituye una pieza lineal apoya que resiste fundamental a flexión. Estas estructuras presentan un canto de inercia crecientes con luz, puesto que la flexión es directamente proporcional al cuadrado de la luz. Se basan en secciones de máxima inercia y con un peso mínimo. (Peck, 2017)

Puente de Armadura o Celosía

Sus estructuras portantes están compuestas por una serie de triángulos de madera o de metal. Esta forma triangular se debe a que el triángulo no puede distorsionarse por tensión, es un elemento de una forma estable y que puede soportar cargas externas considerables en tramos grandes. (Ingeniero Civil, 2020)

Puente Colgante

Un puente colgante, es aquel que se encuentra sostenido por cadenas o cables. En el caso de los puentes colgantes, su plataforma se encuentra suspendida, con lo cual trabaja a todo a tracción (Gardey, 2019)

Puente de Sección Mixta

Un puente de sección mixta es aquella que está formado por acero y hormigón, se mezclan como se da en el hormigón y en el hormigón pretensado, por las propiedades de cada elemento que compone a este tipo de puente, se puede sacar provecho de cada uno de ellos. (Belmonte, 2016)

2.3 Especificaciones y Fundamentos de las Normas Vigentes

En esta parte, se especificarán tanto las Normas Vigentes para el diseño y construcción de Puentes, así como también se definirán ecuaciones claves para

comprender conceptos como estados límites, resistencia, entre otros. También se definirán unos de los factores claves dentro del diseño del puente que es la definición del carril de diseño, camión de diseño y tándem de diseño.

Ecuación General de Diseño AASHTO LFRD

En la sección 1.3.1 de la norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014), se presenta la ecuación 1.3.2.1-1, para cada estado limite, a menos que se especifique lo contrario. Para cada estado límite o de servicio y eventos extremos, los factores de resistencia se tomarán como 1, excepto para pernos que se tomara las disposiciones del artículo 6.5.5. Todos los estados límites se considerarán de igual importancia.

$\sum \eta_i * \gamma_1 * Q_i \leq \emptyset R_n = R_i$ Ecuación 1-Sección (1.3.2.1-1) AASHTO

En donde:

$n_i = Modificador\ de\ carga.$

$\gamma_i = Factor\ de\ carga, aplicado\ a\ los\ efectos\ de\ fuerza.$

$Q_i = Efecto\ de\ fuerza.$

$\varphi = Factor\ de\ resistencia.$

$R_n = Resistencia\ Nominal.$

$R_r = Resistencia\ Factorizada.$

Modificadores de carga (η)

Como se describe en la Sección 1.3.1 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014), introduce un nuevo termino en la ecuación general (1.3.2.1-1). Este término se denomina modificador de carga, como una combinación de

factores debido a la ductilidad, redundancia e importancia operativa. La intención original del modificador de carga es fomentar mayor ductilidad y redundancia, además se incluyó la importancia operativa para proporcionar confiabilidad.

Para valores máximos de γi:

$\eta_i = \eta_d * \eta_R * \eta_I \leq 0.95$ Ecuaciòn 2-Sección(1.3.2.1-2)AASHTO

Para valores minino de γi:

$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I}$ Ecuación 3-Sección(1.3.2.1-3) AASHTO

En donde:

$\eta_D = Factor\ de\ Ductilidad.$

$\eta_R = Factor\ de\ Redundancia.$

$\eta_I =$ Factor de relación operacional especificado en el artículo 1.3.5 de la norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Ductilidad

Según la norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).El factor de ductilidad (η_D), se puede modificar para que el estado límite de resistencia refleje las características de ductilidad de un puente. Se usa un valor más alto de 1.05 para componentes y conexiones no dúctiles. Se utiliza un valor de 1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con AASHTO LRFD. Se utiliza un valor más bajo de 0,95 para componentes y conexiones para los que se han tomado medidas más allá de las requeridas en (American Association of State Highway and Transportation

Officials, 2014) para mejorar la ductilidad en el puente. Para todos los estados límite que no son de resistencia, se utiliza un factor de 1,00.

Redundancia

El factor de redundancia (η_R), como su nombre lo indica, explica la naturaleza redundante del puente o componente. La preferencia es diseñar miembros de puente con un nivel adecuado de redundancia a menos que exista una razón específica para no hacerlo. Para puentes con niveles convencionales de redundancia, y para todos los estados límite distinto de la resistencia, se debe utilizar un valor de 1,00. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Importancia Operativa

El uso del factor de importancia operativa (η_I), es algo más subjetivo que los factores de ductilidad y redundancia. La importancia operativa de un puente es decisión del propietario, aunque el artículo C1.3.5 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014) proporciona cierta orientación.

Especificaciones y Fundamentos de las Normas Vigentes

Las normas AASTHO (American Association of State Highway and Transportation) se fundamentan en el diseño por el método LRFD que se basa en conceptos de estado limite mismo que describe una condición en que una estructura o alguna parte de ella dejan de cumplir su función. Este estado límite se puede subcatalogar en dos tipos:

- De resistencia, y
- De servicio.

El primero se basa en la seguridad o capacidad de la carga de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, pandeo, fractura, fatiga, etc. Mientras que los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

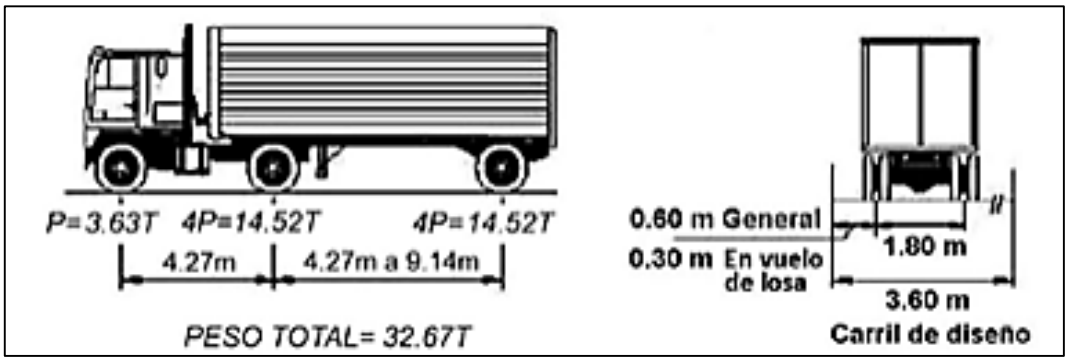
Dentro de la normativa AASHTO, existen algunas consideraciones que son necesarias para poder realizar el puente, estas son:

- El Camión de diseño (HL-93)
- El tándem de diseño
- El carril de diseño

Estas tres consideraciones, describen una envolvente de efectos que se produce a causa de la circulación de vehículos, ya sean automóviles, camiones, tráiler y otro tipo de transporte.

Gráfica 1

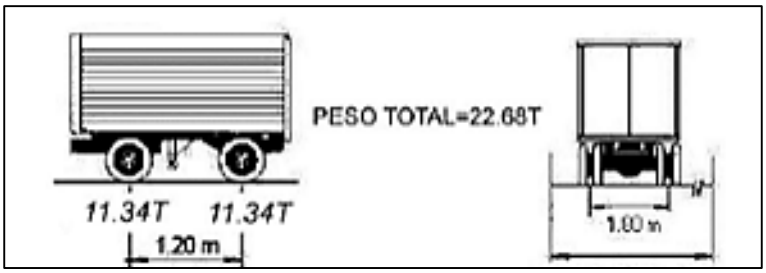
Camión de Diseño(HL-93)



Nota. El gráfico muestra el Camión HL-93, que es el camión estándar para el diseño de puentes en la Norma AASHTO LRDF. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Gráfica 2

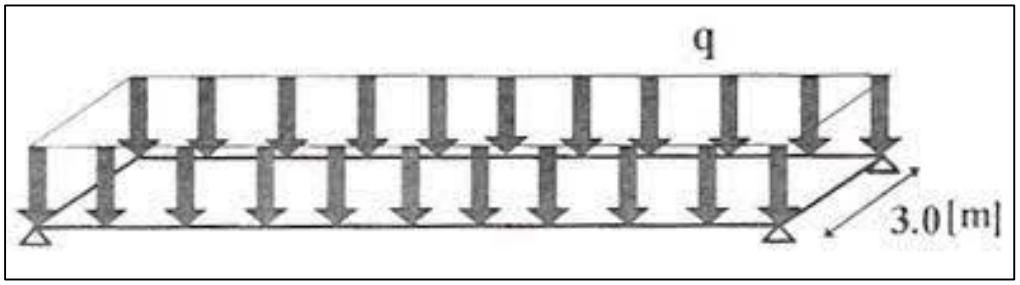
Tándem de Diseño



Nota. El gráfico muestra el Tándem de Diseño de la Norma AASHTO LRDF. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Gráfica 3

Carril de Diseño



Nota. El gráfico muestra la faja de Diseño (carril) de la Norma AASHTO LRDF, este carril pose una carga q de 0.95 T/m a lo largo del tramo del puente, y se lo carga transversalmente 3m. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

En las especificaciones de la norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014) SECCIÓN 2 menciona los estudios requeridos, la mismas que tienen como finalidad el obtener la información necesaria para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Carga Sísmica en un Puente

Para poder realizar un análisis de confiabilidad de los elementos del puente desde el punto de vista dinámico, es necesario estimar el factor de modificacion de respuesta de dicha estructura, para evaluar en forma aproximada su comparto inelastico. Para esto se emplea una norma [ATC-19] la cual especifica que para estimar este factor con cualquier estructura es necesario evaluar la reserva de resistencia de la estructura, su ductilidad y redundancia. (Muñoz, Nunez , Rodriguez, & Ramos , 2010)

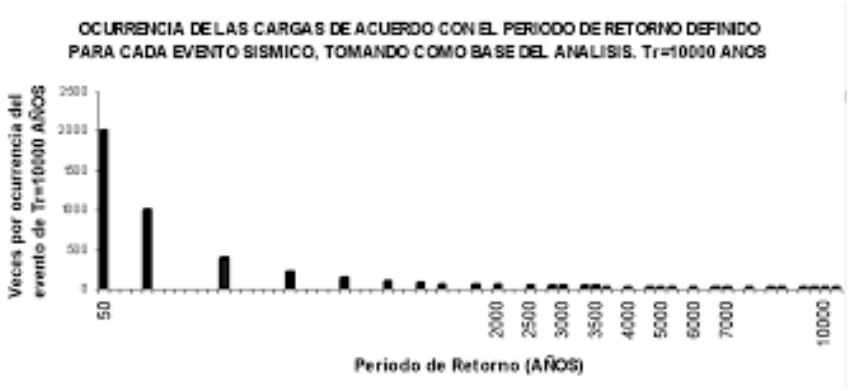
Para evaluar los factores de resistencia y ductilidad de la estructura se necesita realizar un analisis no lineal elastico de "Pushover", como dictan las recomendaciones de la normal [ATC-40]. Esta curva se baso en una fuerza incremental hasta la falla de la estructura, correspondiente al 100% de la seccion transversal y 30% en sentido longuitudinal. (Muñoz, Nunez , Rodriguez, & Ramos , 2010)

El factor de ductilidad esta asociado con el desplazamiento maximo adicional al desplasamiento que define el limite elastico de un sistema de grado de liberta, el cual generalmente describe su funcion de rigidez mediante una curva elasto-plastica. De acuerdo con el ATC-19 la ductilidad al desplazamiento U se calcula como el cortante basal para una respuesta metamente elastica dividido por el maximo cortante basal del analisis no lineal elastico de "Pushover". (Muñoz, Nunez , Rodriguez, & Ramos , 2010)

Por lo general para puentes se consideran un factor de amortiguamiento con respecto al critico de 5%.

Gráfica 4

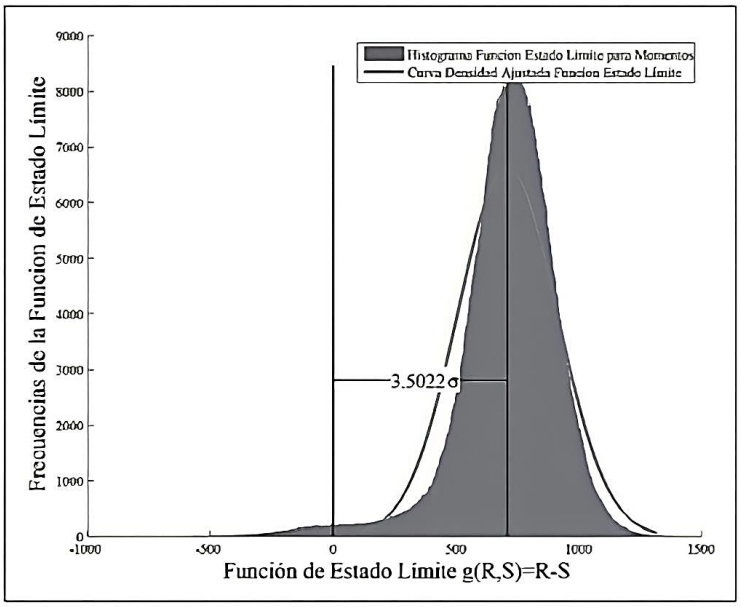
Curva de probabilidad de sismo



Nota. El gráfico muestra la confiabilidad estructural para eventos sísmicos con diferentes periodos de retorno. Tomado de (Revista Ingeniería de Construcción, 2010).

Gráfica 5

Índice de confiabilidad elemento longitudinal centro del puente



Nota. Tomado de (Revista Ingeniería de Construcción, 2010).

Capítulo 3. Datos

En este subcapítulo se desarrollarán cada uno de los datos de las áreas que intervienen dentro del anteproyecto y proyecto de diseño y construcción de una obra civil como es un Puente. También se agregan los estudios necesarios que se deben realizar para proceder al diseño de un Puente.

3.1 Niveles de Agua

Se establece las características hidrológicas de las mayores crecidas e inundaciones no convencionales que posee la zona, así como los factores hidráulicos que conducen a una verdadera comprensión del comportamiento hidráulico que posee el río y así de esta manera se pueda determinar requisitos mínimos del puente y su óptima ubicación, todo esto en función del nivel del agua. (Ministerio de Transporte y Comunicacion , 2003)

3.2 Topografía

Es un trabajo de campo que se encarga de proveer la información necesaria para elaborar tanto mapas topográficos, como estudios de hidrología, hidráulica, geología y geotecnia. Es también capaz de definir con alta precisión la ubicación y el tamaño de elementos estructurales, así como también ayuda a establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción de las obras civiles. (Ministerio de Transporte y Comunicacion , 2003)

En el caso específico del Puente Chaupi-Puliza, la topografía nos ayudó a registrar las curvas de nivel correspondientes al eje de la carretera. También nos ayudó para la ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.

3.3 Estudios de Suelos

El estudio de suelos nos brinda una información más completa de la caracterización del suelo en la zona en la que se implantará el puente. También nos brinda características físicas y mecánicas del suelo en la zona en la que se ubicará el puente.

3.3.1 Estudios Geológicos

Establecen características geológicas locales y generales de diferentes estructuras geológicas descubiertas, identificar su distribución y características geotécnicas correspondientes.

Existe una zonificación perteneciente al PDOT del Cantón Olmedo, del cual se obtuvo:

- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.
- Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

3.3.2 Estudios Geotécnicos

Establecen características geotécnicas, es decir, estratificaciones, identificación y características físicas y mecánicas para diseñar una cimentación estable para las estructuras.

Capítulo 4. Determinación de Cargas

En el Capítulo 4 (Determinación de Cargas) se definirán todas las cargas que actuarán tanto sobre la estructura e infraestructura, diferenciando entre carga viva y carga muerta, solicitaciones sísmicas y térmicas, así como las fuerzas de frenado sobre el tablero.

También se determinará el peso de cada uno de los componentes del puente, como son las vigas, la losa, las barreras, entre otros elementos estructurales y no estructurales.

4.1 Cargas

El puente deberá ser diseñado para que resista la combinación de cargas más desfavorable. Las cargas que se van a considerar para el análisis y el diseño son:

Carga muerta (DL)

Carga viva (LL)

Solicitaciones sísmicas (EL)

Solicitaciones térmicas

Fuerzas de frenado

4.1.1 Cargas Permanentes – Muerta

Para realizar el diseño de los elementos que compondrán la superestructura, se deben considerar como peso de carga muerta, los pesos tanto de elementos estructurales como de elementos no estructurales.

Tablero. – Es el peso correspondiente a la losa. Este peso depende directamente del espesor adoptado tanto en la losa como en los volados. En este caso 25 cm tanto para losa como para volados. El peso por unidad de área será, entonces:

Plosa = 2.4 ton/m3 *0 .25 m =0 .600 ton/m2

Asfalto. – Es el peso de la capa de pavimento asfaltico colocado sobre la losa, y se estima con un espesor de 5 cm de carpeta asfáltica.

Pasfalto = 2.25 ton/m3 * 0.05 m = 0.1125 ton/m2

Barreras. – Para este cálculo se ha considera una baranda estándar:

Pbarreras = 0.75m * 0.25m * 2.4 ton/m3 = 0.45 ton/m

Vigas. – En el caso de las vigas, su peso depende de su sección transversal. La sección transversal de las vigas usadas es de 0.03210 m2.

Pvigas = 8.66 ton/m3 * 0.03210 m2 = 0,28 ton/ml

Otros elementos. – El peso de otros elementos estructurales, tales como: diafragmas, elementos de arriostra miento, etc. se determinará para cada caso considerando su volumen y su peso específico.

4.1.2 Carga Viva

En este subcapítulo se definirán las cargas vivas que actuarán sobre la estructura del puente.

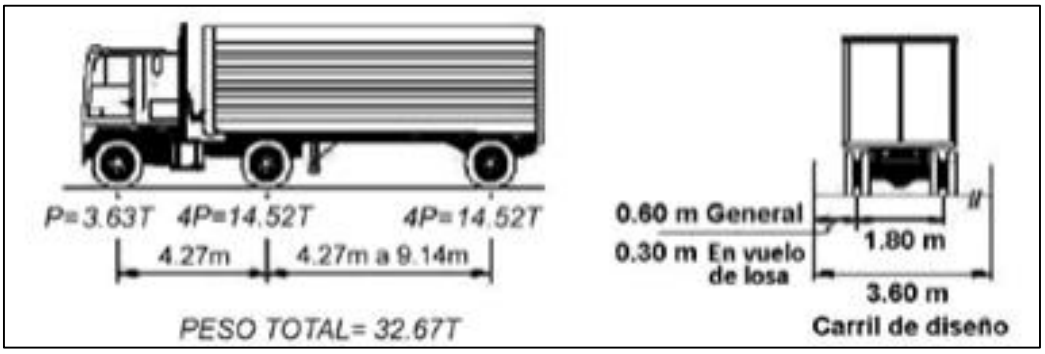
4.1.2.1 Carga Viva Vehicular de Diseño

De acuerdo con estudio de tráfico realizado y, en seguimiento y cumplimiento con la norma (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014), que es la referida en el presente diseño, se escogió para el pre diseño al camión tipo HL-93 como camión tipo, el mismo que tiene una carga de (3.63 Ton) en el eje delantero y de (14.52 Ton) en su segundo y tercer eje posteriores.

Cabe mencionar que también se realizaron los cálculos usando el Tándem de diseño, que consta de 2 ejes de 11.34 (Ton) cada uno, pero se escogió en camión HL-93 ya que daba las condiciones de carga más críticas.

Gráfica 6

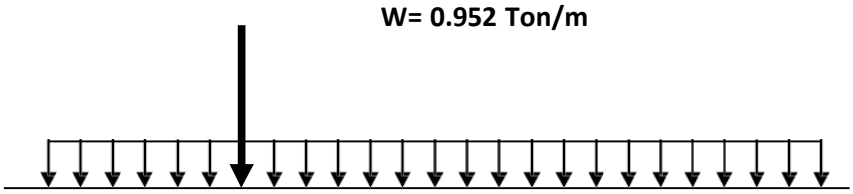
Camión de Diseño(HL-93)



Nota. El gráfico muestra el Camión HL-93. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Gráfica 7

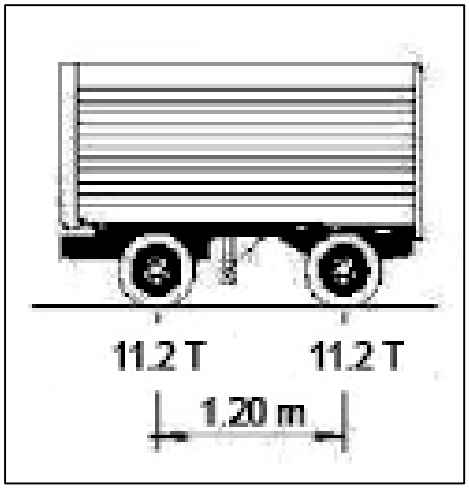
Carril de Diseño



Nota. El gráfico muestra la carga utilizada en el Carril de Diseño. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

Gráfica 8

Tándem de diseño



Nota. El gráfico muestra el Tándem de Diseño, que es diferente al camión de diseño ya que esta cuenta únicamente con 2 ejes a diferencia de los 3 ejes del camión. Tomado de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

4.1.3 Cargas de Fatiga

La fatiga se toma como una restricción sobre el rango de tensión. Esto genera un resultado de un solo camión de diseño, que provoca un número de ciclos en el rango de tensión. La carga de fatiga puede ser del camión de diseño o del tándem de diseño.

Se deberá tomar el camión de diseño y el tándem sin la carga del carril de diseño y se lo deberá multiplicar por un factor de multipresencia de 1.2, dando como resultado en factores efectos de fuerza que son similares a los efectos de fuerza factorizados utilizando especificaciones anteriores para rangos de tramo típicos de caja alcantarillas.

4.1.4 Cargas Sísmicas

Una de las consideraciones más importantes a ser tomadas en cuenta es el lugar de cimentación del puente, ya que la zona es de alta sismicidad, los componentes del puente deberán ser capaces de resistir las solicitaciones que generen los movimientos telúricos de la zona.

Teniendo en cuenta que la mayor parte de los grandes sismos que se han registrado en la región, han coincidido que su hipocentro se ha originado en la intersección de las placas de Nazca y Sudamericana, y que han sido registrada en profundidades menores a 100 km. Cabe mencionar que durante el presente siglo los sismos de magnitudes considerables han sido detectados en dichas fallas. Para este diseño se tomará como referencia un sismo para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%.

4.1.5 Consideraciones – Diseño Sísmico de Estribos

Los estribos son las estructuras en las que se apoya el puente en sus extremos, y estos deben ser diseñados para poder soportar tanto las cargas de la superestructura como el empuje estático de la tierra y las fuerzas sísmicas, según dicta la Norma AASHTO en sus secciones 5, 6 y 7.

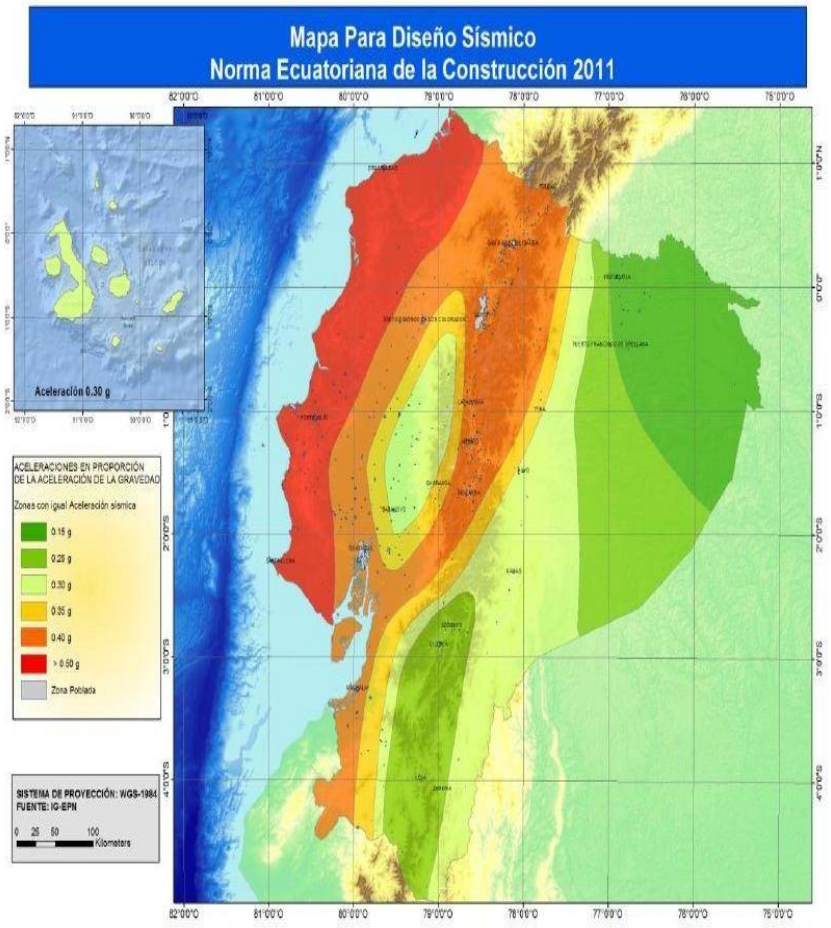
4.1.6 Zonificación Sísmica

Para la zonificación sísmica, se ha usado como referencia la zonificación que nos entrega la NEC, la cual ha clasificado al país en cinco zonas sísmicas, las mismas que se muestran en la gráfica N. xx. También se muestras los coeficientes de aceleración horizontal máxima del terreno en roca, que se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

El diseño del puente se lo realizara para una vida útil de 50 años, con un período de retorno de 475 años y con una probabilidad de excedencia del 10%.

Gráfica 9

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de zona Z



Nota. El gráfico muestra las diferentes zonas sísmicas del Ecuador. Tomado de (NEC, 2014).

Tabla 6

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Características de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota. La tabla muestra los diferentes valores del factor Z en las diferentes zonas del Ecuador. Tomado de (NEC, 2014).

El valor de Z escogido fue de 0.40 ya que el puente se encuentra en la zona central del país, más específicamente en Cayambe.

4.1.7 Cargas Longitudinales

El tablero de la calzada del puente va a estar sometido a fuerzas de frenado, y estas a su vez se transmitirán a los miembros de soporte de la estructura. Las especificaciones de la Norma AASHTO designan una fuerza longitudinal de diseño, siendo la mayor de las siguientes combinaciones:

- 25% de la carga de Camión de Diseño (HL – 93),
- 25 de la carga del Tándem de Diseño,
- 5% de la carga del Camión de Diseño + el Carril de Diseño, ó
- 5 % de la carga del Tándem de Diseño + el Carril de Diseño.

Esto se aplicará en todos los carriles que lleven tráfico en la misma dirección sin incluir impacto. Se asume que la fuerza actúa 6fts por encima del tablero del puente.

25% Camión HL-93

$$BR = 0.25 * \big((3.63 + 2 * 14.52)\big)tonne) * (2 * 1) = 16.335\ tonne$$

25% Tándem de Diseño

$$BR = 0.25 * (22.68\ tonne) * (2 * 1) = 11.34\ tonne$$

5% Camión HL-93 + Carril de Diseño

$$BR = \left(\big(0.05 * (32.67\ tonne)\big) + \left(0.05 \frac{tonne}{m} * Lpuente\right)\right) * (2 * 1) = 6.022\ tonne$$

5% Tándem de Diseño + Carril de Diseño

$$BR = (\left(0.05 * (22.68\ tonne) + 0.05 * \left(0.95 \frac{tonne}{m} * Lpuente\right)\right) * (2 * 1) = 5.023\ tonne$$

$$BR = \frac{16.335\ tonne}{2*8.50\ m} = 0.961\ \frac{tonne}{m}$$

4.1.8 Cargas Térmicas

En el caso de las solicitaciones térmicas, se deberán incluir previsiones al diseño del puente, se deberán incluir esfuerzos y movimientos resultantes de las variaciones de temperatura a las que se expone la estructura.

Otro factor a tener en cuenta es la dilatación térmica de los elementos, es decir, el cambio de temperatura a la cual se encontrarán expuestos.

Para variaciones moderadas de temperatura se establece un valor de $\Delta T = 30\ C^o$.

$$\Delta_L = \alpha_{temp} * Lpuente * \Delta_T = 13.05\ mm$$

El coeficiente de dilatación térmica depende del material.

4.1.9 Empuje de Tierra

Por recomendación de la Norma AASHTO en su artículo 3.20.1, se recomienda que las estructuras que se diseñen deberán soportar una presión que sea equivalente al peso de un líquido que no sea menor a 30 lb/ft^3 (0.52 ton/ m^3). En este diseño se ha considerado una presión correspondiente a 0.00 ton/m^3, ya que tanto nuestra pendiente de acceso como nuestro estribo son rectos y no forman ningún ángulo.

Por otro lado, la MOP sugiere que se utilicen las fórmulas desarrolladas por Mononobe-Okabe, que consideran las siguientes condiciones:

1. La estructura puede deformarse lo suficiente para que pueda actuar la presión activa del suelo completamente detrás de la pantalla.

2. Suelo de relleno sin cohesión y con un ángulo de fricción interna promedio de 30°, (Ø=30º).

3. El relleno no está saturado, por lo cual no se puede producir licuefacción.

La presión o empuje activo del suelo está dada por la expresión:

$$FT = \frac{1}{2} * (\gamma s) * h^2 * kaf = 4.473 \ \frac{tonne}{m}$$

Y por recomendación de los autores, estas presiones se aplicarán en la mitad de la altura total de la estructura.

Capítulo 5. Anteproyecto

En el Capítulo 5 (Anteproyecto), se definirán datos e información que se considera necesaria para realizar el diseño del proyecto. También existen tablas, fotografías y gráficos que ayudan para una mejor compresión de la teoría que posee cada uno de los datos brindados.

5.1. Datos Hidrológicos, Hidráulicos y de Socavación del Río la Chimba

A continuación, en la Tabla 7 se muestra el resumen de los datos "Hidrológico, Hidráulico y de Socavación del Río la Chimba", siendo la longitud Efectiva del Puente el dato más relevante de todos los datos que se mostraran a continuación, ya que esta longitud efectiva que se menciona nos brinda un punto de partida para empezar con el diseño del puente y nos evita dar números al azar en cuanto a la longitud del puente se refiere.

Tabla 7

Resumen Datos Hidrológicos, Hidráulicos y de Socavación

Área (km^2)	**Tiempo de concentración (min)**	**Q máx. (Periodos de retorno m^3/s)**		**Máx. nivel crecida Tr=100 años (msnm)**	**Socavación (m)**	**Long. efectiva puente (m)**	**Rasante mínima (msnm)**
		50 años	100 años				
133,93	128,08	227,6	368,2	3030,85	2,01	20,50	3032,85

Nota. La tabla muestra el resumen de datos Hidrológicos, Hidráulicos y de Socavación. Tomado de (Guitierrez, 2020)

Los datos presentados en esta tabla-resumen, no fueron usados ni tuvieron un impacto directo en el diseño. La longitud efectiva que fue usada referencialmente en un inicio y fue cambiada debido a que se presentaban problemas en los estribos. Ya que la solución en estribos no era viable debido a que presentaban magnitud exagerada y esto se vería ver reflejado directamente en el presupuesto.

A consecuencia de lo expuesto anteriormente, se consultó cual podría ser una solución más viable para modificar el tamaño de los estribos, y la solución más viable fue incrementar la longitud del puente. De esta manera, un puente más largo permitiría reducir el tamaño de los estribos. Esto que se menciona, se ve reflejado en los Apéndice B – Opción 1 de Diseño y Apéndice C – Opción 2 de Diseño, donde se pueden observar dos diseños con un puente de 29.00 metros de longitud.

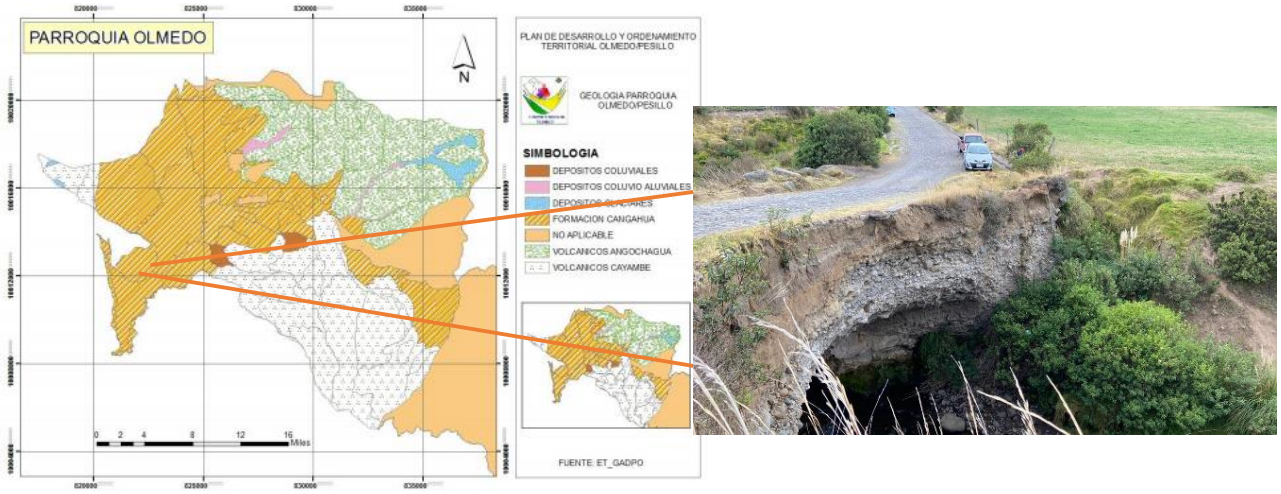
5.2 Datos Geológicos

Debido a que no existe un estudio geológico específico de la Parroquia Olmedo, hemos considerado estudios realizados de la provincia de Pichincha, que es el entorno inmediato de nuestro objeto de estudio, ya que presenta características similares en todo el territorio.

La geología de la provincia de Pichincha se halla constituida por una serie de formaciones volcánicas de diferentes edades, las mismas que se encuentran influenciadas por la tectónica regional andina debido a que presentan una dirección preferencial en las fallas y en las diferentes unidades litológicas con la misma dirección de la Cordillera de los Andes, en sentido NE. Algunas fallas son simplemente producto del contacto litológico entre diferentes formaciones.

Gráfica 10

Geología de la Parroquia de Olmedo



Nota. La gráfica del lado izquierdo muestra la información de la geología de la Parroquia de Olmedo, mientras que en la gráfica del lado derecho se puede apreciar los diferentes tipos de suelos de la zona. Tomado de (Junta Parroquial de Omedo, 2015).

De acuerdo a las coordenadas obtenidas del levantamiento topográfico, la zona en la cual se va a realizar la implantación del puente es formación de cangahua.

5.3 Datos Geotécnicos

Debido a que no existe un estudio geotecnico de la zona en donde se encuentra el lugar de implantacion del puente. Se tomo como base el dato geologico referente al material en donde se va a realizar la implantacion del puente. La formacion Cangahua presenta buenas caracteristicas para la cimentacion . El cual para el calculo se toma un valor de capacidad admisible de 20 ton/m2, con un factor de seguridad de 3.

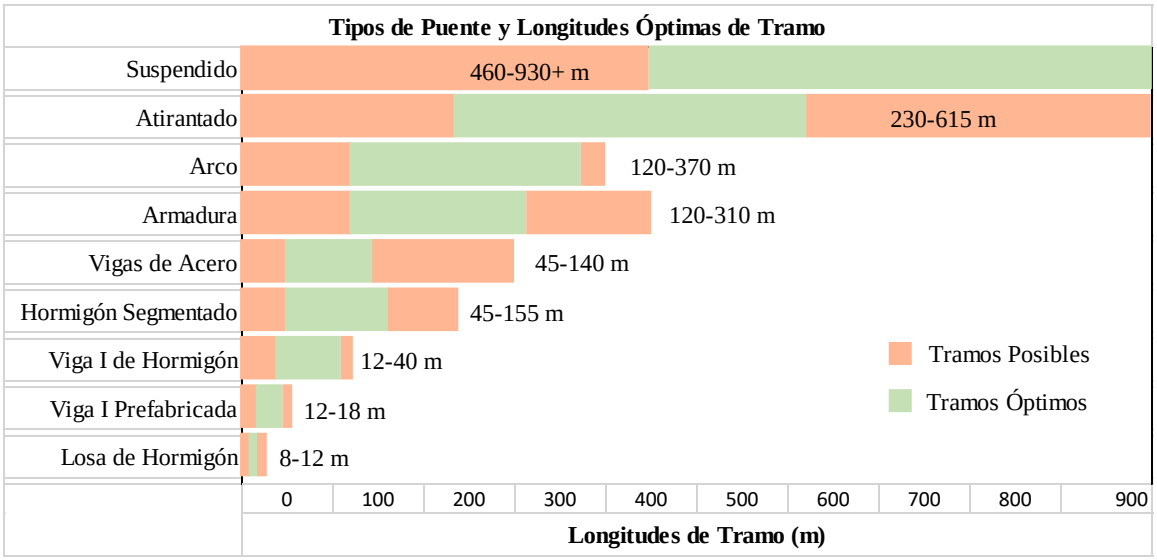
Nota: El contratista deberá verificar estos parámetros de resistencia antes de la construcción.

Nota: En el caso de construirse el proyecto, se deberá añadir al mismo el “estudio de suelos” pertinente, para así comprobar y corroborar la cota de cimentación tomada para el diseño.

Con los datos referenciales del Capítulo 5. Anteproyecto, se decidió que la propuesta inicial de 20.5m no era las más apropiada para este proyecto, y se optó por una sección de puente mixta y de una longitud más larga, 29 m.

Gráfica 11

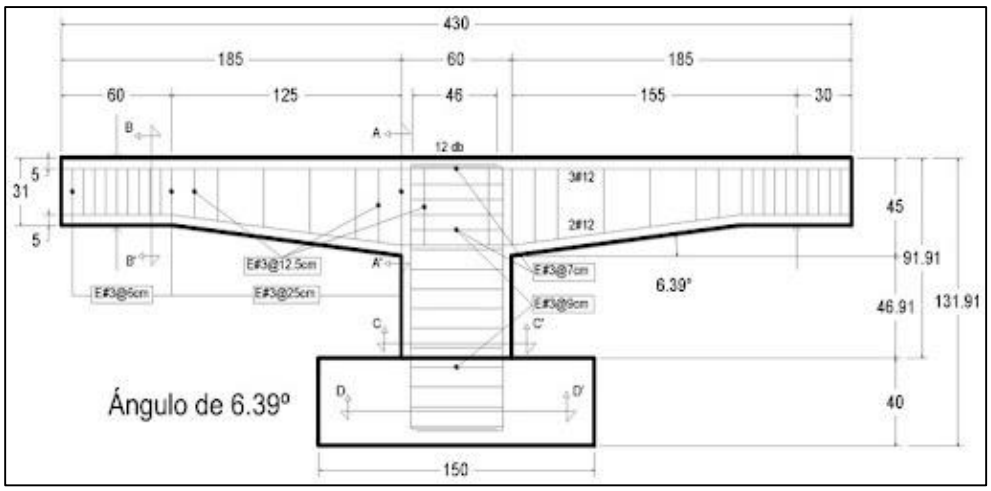
Cuadro Óptimo de longitud



Nota. La gráfica muestra un cuadro comparativo entre la tipología de puente vs la longitud del puente, donde se muestra también si el puente es óptimo o no es óptimo dependiendo su tipología. Tomado de (B.T. Martin, in Innovative Bridge Design Handbook, 2016).

Gráfica 12

Sección Acartelada



Nota. La gráfica muestra una sección de viga acartelada, común en el medio ecuatoriano ya que aumenta su capacidad de resistir momento, pero deja de óptima. Tomado de (A. Colunga, L. Urbina, I. Archundia, 2017)

De acuerdo a la gráfica 12, una sección acartelada, la cual se las realiza para aumentar la capacidad de resistir el momento y deja de ser optima, debido a que la construcción de este tipo de sección tiene un costo mayor y además el método constructivo tiene una mayor dificultad. Por este motivo de este tipo de puente de hormigón con vigas T con hormigón armado deja de ser optimo en nuestro caso específico del puente.

Otra desventaja, es que por la longitud del puente se necesitaría secciones grandes en vigas de hormigón y a su vez una excesiva cantidad de armadura de refuerzo en las vigas. Para evitar las realizar las secciones excesivamente grandes, se necesitaría tener pilares intermedios en los cuales se pueda apoyar y dejaría de ser continuo.

En nuestro caso, no es factible realizar pilares intermedios, ya que altura desde el nivel del piso hasta el fondo del lecho del río supera los 12 metros de altura sin contar la altura de desplante de la cimentación.

Fotografía 4

Altura desde el nivel más bajo del rio, hasta la rasante



Nota. La fotografía muestra en escala, la altura medida desde la superficie del Río la Chimba al nivel de la vía actual. Tomado de *(Tello & López, 2021)*.

En base a lo expuesto anteriormente, se ha decidido realizar un diseño de sección mixta, es decir, losa de hormigón (tablero) y vigas metálicas. Cabe mencionar, que se realizó también un diseño completamente de hormigón, es decir, tablero y vigas de hormigón armado, para poder comparar costos versus los beneficios de cada una de las propuestas y de esa forma determinar cuál de las dos propuestas es mejor tanto económicamente como optima y constructivamente.

Capítulo 6. Diseño

Debido a que la problemática presentada anteriormente sobre el Puente Chaupi – Puliza, tenía un sin número de soluciones tanto de diseño como constructivas, se procedió a realizar tres opciones de diseño. Estas opciones se guiaron tanto en la normativa existente como en los procedimientos constructivos “tradicionales” de nuestro medio.

En un inicio se pensó en una opción que era completamente de hormigón. Esta opción de diseño no fue viable debido a que contaba con una longitud de 20.50m en el tablero y esta longitud hacía que se el tamaño de los estribos incremente en gran magnitud y esto a su vez se vería reflejado en el uso de materiales en los estribos, ya que dichos elementos debían diseñarse de una magnitud exagerada por las condiciones presentes en la zona del puente. Por esta razón la opción fue descartada.

La primera opción al igual que la primera opción de Diseño, es muy comúnmente utilizada en el país ya que es una costumbre de hace años el uso de hormigón en todas las estructuras sin importar que deje de ser optimo o que funcione bien en algunos casos. Se contempló un puente de un largo de 29 m, ya que con esta longitud se reducían costos en cuanto a materiales que se usarían en los estribos, debido a que dichos elementos bajan sustancialmente de medidas y esto se veía reflejado directamente en el presupuesto. También se debe mencionar que la ubicación del puente es en una zona rural, lo cual hace que la gente no posea una formación técnica que haga que conozcan sobre otras opciones de diseño, por lo cual la gente está muy acostumbrada a el uso del hormigón armado

La segunda opción de diseño, fue una opción mixta, de igual longitud que la opción 2 por lo expuesto anteriormente, es decir, se trabajará con vigas metálicas y un tablero de hormigón armado. Dicha opción no es comúnmente utilizada en la zona en la

que se ubicará el puente. Esta opción se la diseñó ya que era más viable y más óptima respecto a la primera opción que era solamente de hormigón armado.

Otra de las razones por la cual se decidió realizar dos diseños fue para obtener un presupuesto, con el cual se pudo decidir la opción más económica y viable al mismo tiempo.

Los precios y presupuestos no varían demasiado, pero el factor más influyente al momento de tomar una decisión, fue la optimización de los materiales en el rango de longitud de nuestro puente (Grafica 5. Cuadro Óptimo de longitud).

Las dos opciones de diseño, se podrán observar en la sección de anexos. Cada una se especifica por el nombre:

- *Opción 1: Diseño Puente Chaupi-Puliza / Opción 1 - Tablero y Vigas de Hormigón Armado, Longitud 29m.*
- *Opción 2: Diseño Puente Chaupi-Puliza / Opción 2 - Tablero Hormigón Armado / Vigas Metálicas, Longitud 29m.*

Capítulo 7. Presupuesto

En este capítulo se mostrarán los presupuestos obtenidos como resultados de los diseños, se presentarán los presupuestos de las opciones 1 y 2 de diseño.

7.1 Resultados – Presupuestos

7.1.1 Presupuesto – Opción 1

Tabla 8

Presupuesto Opción 1 de Diseño

DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
INFRAESTUCTURA				
Remoción parcial de puentes de hormigón	m^3	100,00	38,86	3.886,00
Replanteo y Nivelación (con equipo topográfico)	m	100,00	2,34	234,00
Excavación y relleno para puentes	m^3	1.030,00	14,11	14.533,30
Hormigón estructural cemento portland clase B, f'c = 280 kg/cm^2 (Infraestr.)	m^3	260,00	202,96	52.769,60
Hormigón ciclópeo clase F, f´c=180kg/cm^2	m^3	5,00	122,99	614,95
Revestimiento de hormigón simple, clase E f´c=180 kg/cm^2 (Replantillo)	m^3	11,70	163,61	1.914,24
Gaviones con revestimiento de PVC	m^3	350,00	71,48	25.018,00
Acero de refuerzo en barras Fy = 4200 kg/cm^2	kg	25.000,00	1,94	48.500,00

Estudios de suelos	gl	1,00	5.975,00	5.975,00
Material filtrante incluye transporte (DMT=30,00 km)	m^3	40,00	26,50	1.060,00
Tubo PVC f = 110 mm (drenes puentes)	m	9,20	7,68	70,66
SUPERESTRUCTURA				
Hormigón estructural de cemento portland clase B, f'c = 280 kg/cm^2 (Capa de rodadura e=0.05m)	m^3	10,80	188,72	2.038,18
Hormigón estructural de cemento portland clase B, f'c = 280 kg/cm^2 (Superest.)	m^3	200,00	251,09	50.218,00
Junta de dilatación de neopreno tipo JNA-70 o similar	m	17,00	183,04	3.111,68
Acero de refuerzo en barras Fy = 4200 kg/cm^2	kg	40.000,00	1,94	77.600,00
Apoyos neopreno tipo stup, dureza 60 (324x324x74) mm	u	6,00	278,70	1.672,20
Tubo PVC f = 110 mm (drenes puentes)	m	3,60	7,68	27,65
Barandales de hormigón(para puentes f´c=280kg/cm^2)	m	75,00	172,77	12.957,75
VALOR TOTAL PUENTE CHAUPI-PULIZA / OPCIÓN 1 (HORMIGÓN ARMADO)				302.201,20

Nota. La tabla muestra el presupuesto para la opción 1 de Diseño. Tomado de (Tello & López, 2021)

7.1.2 Presupuesto – Opción 2

Tabla 9

Presupuesto Opción 1 de Diseño

DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	P.UNITARIO	P.TOTAL
ESTUDIO DE SUELOS	g	1,00	5.975,00	5.975,00
INFRAESTUCTURA				
Replanteo Y Nivelación (Con Equipo Topográfico)	m	50,00	7,54	377,06
Excavación En Suelo Sin Clasificar	m^3	1.123,00	3,49	3.914,25
Hormigón Estructural de Cemento Portland Clase B, f'c=280 kg/cm^2 (Infraestr.)	m^3	60,92	193,85	11.809,57
Material Filtrante Inc. Transporte D= 35 Km	m^3	1,20	24,71	29,65
Tubería De PVC (Drenes Puentes) 110 Mm	m	9,30	7,02	65,28
Acero De Refuerzo En Barras Fy=4200 kg/cm^2	kg	7.000,00	2,96	20.699,19
SUPERESTRUCTURA				
Hormigón de Cemento Portland Clase B, f'c=280 kg/cm^2 (Superestr.)	m^3	29,56	181,80	5.373,90
Acero De Refuerzo En Barras Fy=4200 Kg/Cm2	kg	8.958,53	2,37	21.256,22
Tubería De PVC (Drenes Puentes)	m	2,12	7,05	14,94
Sum. Fabricación Montaje Acero Estructural ASTM A-36 Fy=2520 kg/cm^2	kg	3.801,26	4,95	18.800,79
Suministro De Acero Estructural Tipo A-588	kg	23.012,88	1,57	36.230,79
Fabricación De Acero Estructural Tipo A-588	kg	23.012,88	1,77	40.842,80

Montaje De Acero Estructural Tipo A-588	kg	23.012,88	3,19	73.362,55
Pintura De Acero Estructural	kg	26.814,14	0,25	6.674,12
Junta De Dilatación De Neopreno Tipo Jcv-650 O Similar	m	17,00	820,04	13.940,61
Placa De Apoyo Con Núcleo De Plomo 400-199-12	u	6,00	3.125,88	18755,27
Barandales De Acero	m	58,00	57,78	3351,31
Hormigón De Cemento Portland Clase B F'c=280 kg/cm^2 (Capa De Rodadura)	m^3	12,33	188,72	2,326.92
Vereda	m^2	33,26	124,03	4.125,27
VALOR TOTAL PUENTE CHAUPI-PULIZA / OPCIÓN 2 (HORMIGÓN - VIGAS METALICAS)				287.925,50

Nota. La tabla muestra el presupuesto para la opción 2 de Diseño. Tomado de (Tello & López, 2021)

Capítulo 8. Anexos-Conclusiones-Recomendaciones-Bibliografía

En este capítulo se podrá observar un resumen de datos e información, también se podrán observar las opciones de diseño y los planos de la opción elegida como más viable.

8.1 Anexos

En esta sección de Anexos, se podrá observar un resumen de materiales, costos, APUS, etc., de la Opción de diseño 3, ya que esta opción fue la más viable y por la cual se tomó una decisión.

Apéndice A – Líneas de Influencia de Momento

Tabla 10-*Líneas de Influencia de Momento*

Longitud	29,00	m
Eje Frontal	3,63	toneladas
Ejes Posteriores	14,52	toneladas
Línea de Carga	0,95	toneladas/m
Eje Tándem	11,34	toneladas

Punto	**Distancia**	**Max. Camión**	**Máx. Tándem**	**Línea**	**IM33%+Línea**	**Camión Fatiga**	**FATIGA + IM15%**
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,0	0	0
1	0,5	12,75	10,55	6,56	23,5	12	14
2	1,0	25,02	20,71	12,90	46,2	24	27
3	1,5	36,81	30,50	19,02	68,0	35	40
26	12,6	196,48	155,51	98,30	359,6	172	198
27	13,1	197,64	156,61	99,08	361,9	172	198
28	13,5	198,25	157,32	99,63	363,3	172	197
29	14,0	198,31	157,66	99,97	363,7	171	196
30	14,5	197,83	157,63	100,08	363,2	169	194
58	28,0	27,37	20,71	12,90	49,3	25	29
59	28,5	13,96	10,55	6,56	25,1	13	15
60	29,0	0,00	0,00	0,00	0,0	0	0

Nota. Resumen de datos más importantes de los momentos Máximos de Camión y Tándem de Diseño, Impacto Dinámico y Línea de Influencia. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice B – Opción 1 de Diseño

DISEÑO PUENTE CHAUPI-PULIZA / OPCIÓN 1 - HORMIGÓN ARMADO

Especificaciones que Rigen: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Second Edition, 1998, including interims for 1999 through 2002).

- Metodología de Diseño: Load and Resistance Factor Design (LRFD).

1. Datos Generales

Ancho de Losa $Wlosa = 8.50\ m$

Espaciamiento entre vigas longitudinales $lvigas = 2.90\ m$

Ancho de vía $Wvia = 3.5\ x\ 2 = 7000mm$

Largo del Puente $Lpuente = 29m$

Recubrimiento mínimo superior de la losa $rec.sup = 0.05m$

Recubrimiento mínimo inferior de la losa $rec.inf = 0.05m$

Numero de vigas longitudinales $n_g = 3$

Limite elástico del Acero Estructurales $F_Y = 3520\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia a la Tracción del Acero $F_u = 4600\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia del Refuerzo $f_Y = 4200 \frac{Kg}{cm^3}$

Densidad del Acero $W_S = 7850\ \frac{Kg}{m^3}$

Densidad del Hormigón $W_S = 2400\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia a la compresión del Hormigón $f`c = 280\ \frac{Kg}{cm^2}$

Altura de la Viga $H_{viga} = 2.05m$

Base de la viga $B_{viga} = 0.75\ m$

Angulo de Sesgo $Skew = 0deg$

Superficie de Uso Futura $W_{fws} = 2550\ \frac{Kg}{m^3}$

Futuro de espesor de la Superficie de Uso $t_{fws} = 5\ cm$

Tabla 1

Combinaciones de Carga y Factores de Carga

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA								
Estado Estados	**FACTORES DE CARGA**							
	DC		**DW**		**LL**	**IM**	**WS**	**WS**
	Max.	Min.	Max.	Min.				
Resistencia I	1,25	0,90	1,50	0,65	1,75	1,75	-	-
Resistencia III	1,25	0,90	1,50	0,65	-	-	1,40	-
Resistencia V	1,25	0,90	1,50	0,65	1,35	1,35	0,40	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00
Servicio II	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30	-	-
Fatiga	-	-	-	-	0,75	0,75	-	-

Nota: La tabla muestra las combinaciones y factores de carga. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Tabla 2

Factores de Resistencia

FACTORES DE RESISTENCIA		
Material	**Tipo De Resistencia**	**Factor De Resistencia, Φ**
Acero Estructural	Flexión	φf= 1,00
	Corte	φv= 1,00
	Compresión Axial	φc= 0,90
	Pandeo	φb= 1,00

Material	Tipo De Resistencia	Factor De Resistencia, Φ
Concreto Reforzado	Flexión Y Tensión	φf= 0,90
	Corte Y Torsión	φv= 0,90
	Compresión Axial	φa= 0,75
	Compresión Con Flexión	φ= 0,75 a 0,90 (interpolación lineal)

Nota: La tabla muestra los factores de Resistencia de los materiales. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014).

Tabla 3

Factores Multipresencia

FACTORES MULTIPRESENCIA	
Número de Carriles Cargados	***Factor Multipresencia* m**
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Nota: La tabla muestra los factores multipresencia. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Tabla 4

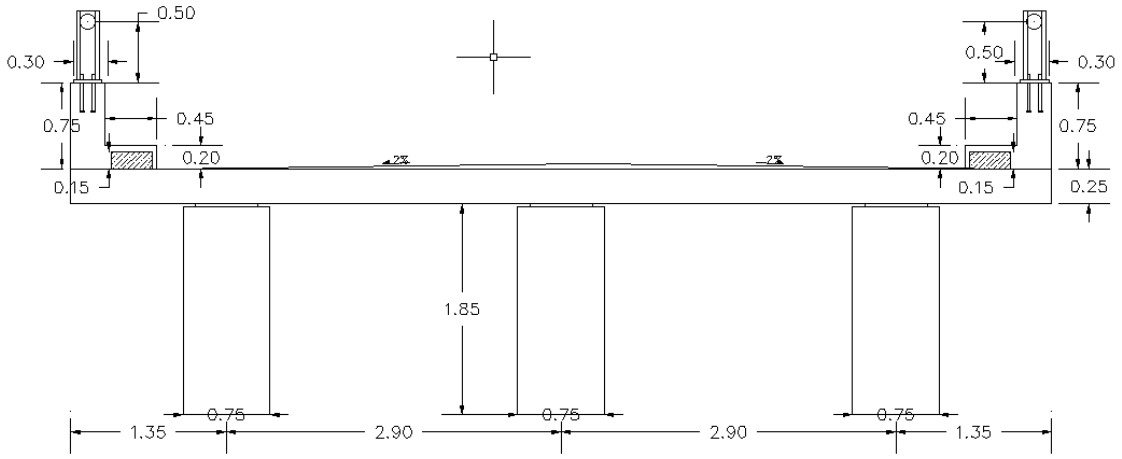
Tolerancia de Carga Dinámica

TOLERANCIA DE CARGA DINÁMICA	
Estado Límite	**Tolerancia De Carga Dinámica, IM**
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Nota. La tabla muestra la tolerancia dinámica. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Grafico 1

Sección Transversal Puente Hormigón Armado



Nota. Se describe la geometría de la sección transversal del puente de sección mixta donde se especifica todos sus componentes principales. Tomado de (Tello & López, 2021)

2. DISEÑO DE BARRERA

2.1 Diseño de la Barrera de Hormigón

PESOS

Barrera

$H_{barrera} = 0.75\ m$

$B_{barrera} = 0.25\ m$

$H_{acera} = 0.05\ m$

$B_{acera} = 0.45\ m$

$P_{barrera} = H_{barrera} * B_{barrera} * w_c = 450\ \frac{kg}{m}$

$h_{barrera} = 0.05\ m$

Acera

$P_{acera} = \left(1m * H_{acera} * W_c + 80\frac{kg}{m}\right) = 200\frac{kg}{m}$

Losa

$p_{losa} = t_o * 1m * Wc = 600 \frac{kg}{m}$

$\emptyset = 1.2\ cm$ $Area\emptyset 12mm = \frac{(\pi*(\emptyset)^2)}{4} = 1.131\ cm^2$

TIPO DE BARRERA DE TRÁFICO= TL-3 (S.13.7.2)

Fuerzas de Colisión para TL-3 (Tabla A 13.2-1).

$FT = 24.5\ ton$ Fuerza Transversal

$Fl = 8.15\ ton$ Fuerza Longitudinal

$Fv = 2.04\ ton$ Fuerza Vertical

$\text{Lt} = 1220\ \text{mm} = 1.22\text{m}$

$\text{LL} = \text{Lt} = 1.22\ \text{m}$

Lv = 5485 mm = 5.485 m

He = 610 mm = 0.61 m Altura mínima de la baranda.

Hh = 750 mm = 0.75 m Altura de hormigón en la barrera, desde la losa.

HT = 1250 mm = 1.25 m

Cálculo del Momento Resistente de la Barrera cerca de la Junta.

$\emptyset = 1.2\ cm$

Área del refuerzo transversal de la barrera 1 varilla 12mm @ 25cm.

$$\text{Area. Trans} = \frac{(\pi*(\emptyset)^2)}{4} = 1.131\ \text{cm}^2$$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón.

$$\alpha = \frac{(Area.Trans * f_y)}{0.85 * f`c * 25\ cm} = 0.798 \text{ cm}$$

Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción.

$$dref.trans = 30\ cm - 5cm - \frac{1.2\ cm}{2} = 24.4\ cm$$

Momento resistente (por unidad de longitud de la barrera con respecto a un eje longitudinal.

$$M_c = Area.trans * fy * \left(dref.trans - \frac{a}{2}\right) * \frac{1}{25\ cm} = 4.56\ ton * \frac{m}{m}$$

$$Area.long = \frac{(\pi * (1.2)^2)}{4} = 1.131\ cm^2$$

Área del refuerzo longitudinal de la barrera 4 varillas 12mm @ 22cm.

$\alpha = \frac{(4 * Area.Trans * f_y)}{0.85 * f`c * Hh}$ Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón.

$$\alpha = \frac{(4 * 1.131\ cm^2 * 4200)}{0.85 * 280\ \frac{kg}{cm^2} * 75\ cm} = 1.064\ cm$$

Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción.

$$dref.long = 30\ cm - 5cm - 1.2cm - \frac{1.2\ cm}{2} = 23.2\ cm$$

Momento resistente (por unidad de longitud) de la barrera con respecto a un eje vertical.

$$M_w = 4 * Area.long * fy * (dref.long - \frac{a}{2}) = 4.307\ ton * m$$

Capacidad para colisiones de una Región Interior de la Barrera de Hormigón

$$L_{ci} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{(\frac{L_t}{2})^2 + \frac{8 * H_h * M_w}{M_c}} = 3.074\ m$$

Longitud de la línea de fluencia (falla) para una región interior (A 13.3.1-2).

Resistencia Interior $R_{wi} = \frac{2}{2*L_{ce}-L_t} * \left(8 * M_w + \frac{M_c * L_{ci}^2}{H_h}\right) = 37.377\ ton$

Capacidad para colisiones de una Región cerca de las Juntas

$$L_{ce} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{(\frac{L_t}{2})^2 + \frac{H_h * M_w}{M_c}} = 1.649\ m$$

Longitud de la línea de fluencia (falla) para una región exterior (cerca de la junta).

Resistencia Interior $R_{we} = \frac{2}{2*L_{ce}-L_t} * \left(M_w + \frac{M_c * L_{ce}^2}{H_h}\right) = 20.059\ ton$

Datos y Propiedades del tubo de 4,5"

Diámetro. $D_{tubo} = 111mm$

Espaciamiento entre postes. $L_{poste} = 1.8\ m$

Espesor. $t_{tubo} = 6mm$

Distancia de la barrera al centro del tubo. $h_{tubo} = 50\ cm$

Módulo de sección

$W_{tubo} = (\frac{\left(D_{tubo} + \frac{t_{tubo}}{2}\right)^3}{6} - \frac{(D_{tubo} - \frac{t_{tubo}}{2})^3}{6}$

$f_{y-perfil} = 2520\ \frac{kg}{cm^2}$

$w_{tubo} = 37263\ mm^3$

$M_p = f_{y-perfil} * W_{tubo} = 0.939\ ton * m$

Momento plástico de la sección. $M_p = 0.94\ ton * m$

Datos y Propiedades del Poste IPN140

Modulo Plástico de la sección. $W_{IPN140} = 95200\ mm^2$

Fuerza Resistente a colisiones del sistema de acero IPN de la barrera.

$$P_p = \frac{W_{IPN140} * f_{y-perfil}}{h_{tubo}} = 4.798\ ton$$

Fuerza resistente de colisión del Sistema Poste-Tubo cerca de la junta.

$$R_r = \frac{2*M_p+2P_P*L_{poste}*1}{2*1*L_{poste}-L_t} = 8.047\ ton$$

Fuerza resistente de colisión del Sistema Poste-Tubo en una Región Interna de la Barrera

$$R`_R = \frac{16*M_p}{2*1*L_{poste}-L_t} = 6.313\ ton$$

Evaluación del Sistema Barrera de Hormigón-Baranda de Acero

Altura Mínima para Fuerzas de Colisión R. $H_e = 0.61\ m$

Impacto en una Región Interior

Resultante para regiones interiores. $R_{total.interior} = R´_R + R_{wi} = 43.689\ ton$

$F_t = 24.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.interior} > F_t$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.interior} < F_t$ ¨ No Cumple"

Altura de la resultante del sistema barrera-baranda, interior.

$Y_{total.interior} = \frac{R´_R*H_T+R_{Wi}*H_h}{R_{total.interior}} = 822.433\ mm$ $H_e = 610$ mm

Evaluación : Si $Y_{total.interior} > H_e$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Y_{total.interior} < H_e$ ¨ No Cumple"

Impacto en una Región Exterior, Cerca de las Juntas

Resultante para regiones exteriores.

$R_{total.exterior} = R_R + R_{we} = 28.106\ ton$

$F_t = 14.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.exterior} > F_t$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.exterior} < F_t$ ¨ No Cumple"

Altura de la resultante del sistema barrera-baranda, interior.

$Y_{total.exterior} = \frac{R_R * H_T + R_{We} * H_h}{R_{total.exterior}} = 893.161\ mm$ $H_e = 610\ mm$

Evaluación : Si $Y_{total.exterior} > H_e$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si Si $Y_{total.exterior} < H_e$¨ No Cumple"

Impacto en el Poste cerca de las Juntas

$R'_w = \frac{R_{we} * H_h - P_p * Ht}{H_h}$ =12.084 ton

$R_{total.poste} = R_R + P_P + R'_W = 24.908\ ton$

$F_t = 24.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.poste} > F_t$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.poste} > F_t$¨ No Cumple"

$Y_{total.poste} = \frac{P_P * H_T + R_R * H_T + R'_W * H_h}{R_{total.poste}} = 1007.864\ mm$ $H_e = 610\ mm$

Evaluación : Si $Y_{total.poste} > H_e$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Y_{total.poste} < H_e$¨ No Cumple"

3. Diseño de la Losa de Hormigón con el Método de la Franja Equivalente.

Los momentos son calculados asumiendo que las vigas son soportes rígidos en sus ejes longitudinales. El refuerzo es el mismo en todas las luces. La sección de losa en cantiléver se diseña para las Cargas Muertas y Cargas Vivas además de la Carga de Colisión.

Factores de Carga para Losa y Barreras:

$\gamma pDCmin = 0.90$ Mínimo S.3.4.1

$\gamma pDCmax = 1.25$ Máximo S.3.4.1

Peso de losa por metro cuadrado $w = W_c * (t_o + 30mm) = 0.672\ \frac{ton}{m^2}$

Momento Negativo y Positivo Mayorado de Carga Muerta (DC) de la Losa:

$M_{u_{pos.muerta}} = \gamma pDCmax * \left(\frac{w * l_{vigas}^2}{10}\right) = 1.441\ \text{ton} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$M_{u_{neg.muerta}} = M_{u_{pos.muerta}}$ Para Vanos Interiores

Cálculo de Momentos Positivos en la Losa.

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1, en el Apéndice A4 para encontrar los valores de los momentos positivos y negativos en la losa por los efectos de Carga Viga (LL). Se consideran estos valores apropiados para el diseño puesto que la losa cumple todos los requisitos especificados en el Apéndice A4.

Espaciamiento entre vigas: $l_{vigas} = 2.9m$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

$M_{u_{pos.viva}} = \gamma LL * 2.97\ \text{ton} = 5.198\ \text{ton}\frac{m}{m}$ Tabla A4.1-1

Momento positivo total de diseño para vanos interiores.

$M_{u_{pos.total}} = M_{u_posmuerta} + M_{u_posviva} = 6.639\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo de Momentos Negativos en la Losa

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1, ídem a los momentos positivos.

Espaciamiento entre vigas: l_{vigas}=2.9 m $b_f = \frac{B_{viga}}{3} = 375mm$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

$Intervalo = \frac{1.66-1.85}{145} = -0.001$

$x = 1.85 tonne\frac{m}{m} - \left(0.001 tonne\frac{m}{m} * 70\right) = 1.75 tonne\frac{m}{m}$

$M_{u_negviva} = \gamma LL * 1.75 \text{ ton} = 3.063 \text{ ton}\frac{m}{m}$

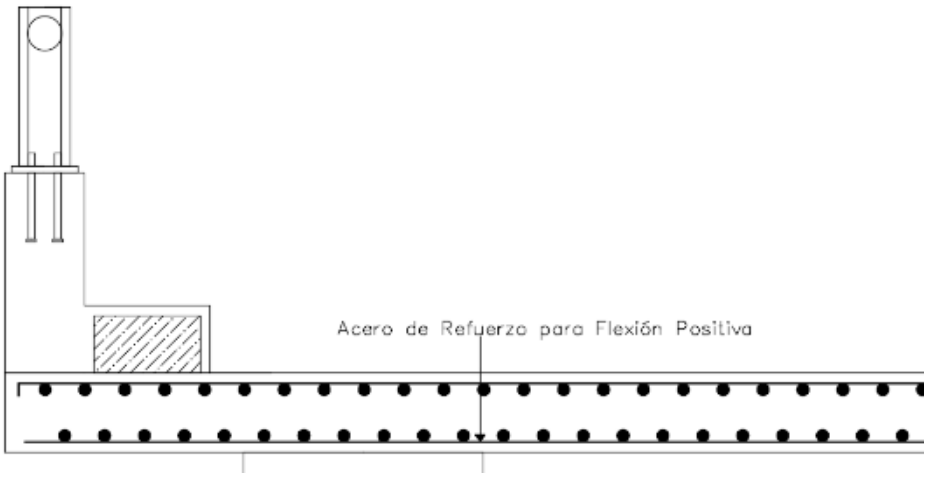
Momento negativo total de diseño para vanos interiores.

$M_{u_{neg.total}} = M_{u_negmuerta} + M_{u_negviva} = 4.377\ ton\frac{m}{m}$

2.2.1 - Diseño del Refuerzo Positivo Transversal de la Losa

Grafico 2

Acero de refuerzo para Flexión Positiva



Nota. En el grafico se muestra el acero de refuerzo para flexión positivo. Tomada de (G. Tello y C. López, 2020)

Se asume barra fi 14

Diam_bar= 14mm

Área de la varilla de 14 mm $\text{área.barr} = \frac{(\pi*(\text{Diam}-\text{bar})^2)}{4} = 1.539 \text{ cm}^2$

Distancia efectiva desde la fibra en $d_e = t_s - \text{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193 \text{ mm}$

compresión al centro de la varilla d_e=193 mm

Factor de Resistencia en Tensión S 5.5.4.2.1 $\emptyset f = 0.9$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal. $R_n = \frac{M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 19.804\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.005$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 9.514\ \frac{cm^2}{m}$

Espaciamiento requerido de refuerzo positivo.

$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 161.899\ mm$

Espaciamiento_Diseño.pos= 150mm

Evaluación del Agrietamiento por Refuerzo Positivo para Cargas de Servicio

Momento positivo no mayorado $M_{s_{postotal}} = \frac{Mu_posmuerta}{\gamma pDCmax} + \frac{Mu_posviva}{\gamma LL} = 4.123\ ton\frac{m}{m}$

Refuerzo por unidad de longitud $A_s = \frac{área_bar}{Espaciamiento_Diseñopos} = 1.026\ \frac{mm^2}{mm}$

Cuantía de refuerzo por unidad de longitud. $\rho = \frac{A_s}{d_e} = 0.005$

Razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón. n=8

$B = \frac{1}{n*A_s} = 121.802\ \frac{m}{m^2}$

$k = \frac{\sqrt{2*B*d_e+1}-1}{(B*d_e)} = 0.252$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón. $k * d_e = 48.68\ mm$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro.

$$I_t = \frac{1}{3} * (k * d_e)^3 + n * A_s * (d_e - k * d_e)^2 = 209453.654 \ \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión.

$$y = d_e - k * d_e = 144.32 \, mm$$

$$f_{ss} = \frac{n * Ms_{postotal} * y}{It} = 2272.798 \ \frac{kg}{cm^2}$$

Espaciamiento Mínimo para el Control de Agrietamiento

$$\beta_s = 1 + \frac{rec.inf}{0.7(t_s - rec_inf\ )} = 1.357$$ S 5.7.3.4

$$\gamma e = 0.75$$ Factor de intemperie S 5.7.3.4

$$S_\min = \frac{12.6 \frac{ton}{mm} * \gamma e}{\beta_s * f_{ss}} = 203.938 \, mm$$ Ec. (5.7.3.4-1)

Espaciamiento en la zona del momento positivo máximo

Espaciamiento_Diseño.pos= 200 mm

Evaluación : Si $S_{min} >$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$. pos¨Satisfactorio"

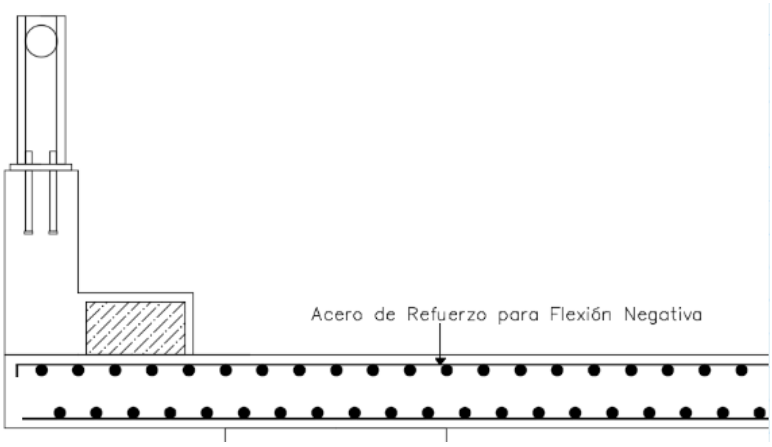
Evaluación= Satisfactoria

Si $S_{min} <$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$. pos¨Satisfactorio¨ No Cumple"

2.2.2 - Diseño del Refuerzo Negativo Transversal en la Losa

Grafico 3

Acero de Refuerzo para Flexión Negativa



Nota. En este grafico se muestra el acero de refuerzo para flexión negativa. Tomada de (G. Tello y C. López, 2020)

Diam_bar= 14mm Se escoge una varilla de 14 mm para el diseño.

Área de la varilla de 14 mm $\text{área.barr} = \frac{(\pi*(\text{Diam}-\text{bar})^2)}{4} = 1.539\ \text{cm}^2$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$$d_e = t_s - \text{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ \text{mm}$$

Factor de Resistencia en Tensión S 5.5.4.2.1 $\emptyset f = 0.9$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal.

$$R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 13.056\ \frac{kg}{cm^2}$$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.003$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.649.335\ \frac{mm^2}{mm}$

Espaciamiento requerido de refuerzo negativo.

$$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 249.335\ mm$$

Espaciamiento_Diseño.neg= 200mm

Evaluación del Agrietamiento por Refuerzo Negativo para Cargas de Servicio

Momento negativo no mayorado.

$$M_{S_{negtotal}} = \frac{Mu_negmuerta}{\gamma pDCmax} + \frac{Mu_negviva}{\gamma LL} = -2.903\ ton\frac{m}{m}$$

Refuerzo por unidad de longitud $A_s = \frac{área_bar}{Espaciamiento_Diseñopos} = 7.697\ \frac{mm^2}{m}$

Cuantía de refuerzo por unidad de longitud. $\rho = \frac{A_s}{d_e} = 0.004$

Razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón. n=8

$$B = \frac{1}{n*A_s} = 162.403\ \frac{m}{m^2}$$

$$k = \frac{\sqrt{2*B*d_e+1}-1}{(B*d_e)} = 0.223$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón. $k * d_e = 42.982\ mm$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro.

$$I_t = \frac{1}{3} * (k * d_e)^3 + n * A_s * (d_e - k * d_e)^2 = 165046.554\ \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión.

$$y = d_e - k * d_e = 150.018\ mm$$

$$f_{ss} = \frac{n*Ms_{postotal}*y}{It} = 2111.057\ \frac{kg}{cm^2}$$

Espaciamiento Mínimo para el Control de Agrietamiento

$\beta_s = 1 + \frac{rec.inf}{0.7(t_s - rec.\text{inf})} = 1.357$ S 5.7.3.4

$\gamma e = 0.75$ Factor de intemperie S 5.7.3.4

$S_\min = \frac{12.6\frac{ton}{mm} * \gamma e}{\beta_s * f_{ss}} = 227.224\ mm$ Ec. (5.7.3.4-1)

Espaciamiento en la zona del momento negativo máximo

Espaciamiento_Diseño.neg= 200 mm

EvaluacióN: Si $S_{min} >$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$.neg¨Satisfactorio"

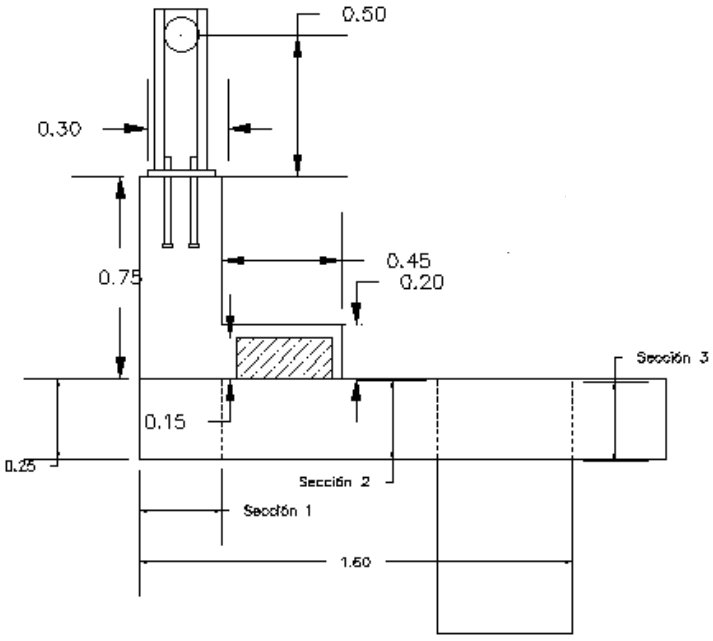
Evaluación= Satisfactoria

Si $S_{min} <$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$.neg¨Satisfactorio¨ No Cumple"

2.2.3 - Diseño del Acero de Refuerzo Transversal del Volado de la Losa

Grafico 3

Sección volada de la losa



Nota. En el presente grafico se muestra el volado de la losa. Tomado de (Tello & López, 2021)

Peso de la Barrera

Peso aproximado de la barrera por metro. El factor 1.1 para incluir el peso de la baranda de metal.

$P_{barrera} = H_{barrera} * B_{barrera} * W_c * 1.1 = 495\ \frac{kg}{m}$

$P_{acera} 1\ m * 0.05 * W_c + 80 \frac{kg}{m} = 200\ \frac{kg}{m}$ Peso acera, incluido bloques

Peso de la losa, incluye un espesor medio de 30 mm de la capa de rodadura.

$P_{losa} = (t_o + 30mm) * Wc = 672\ \frac{kg}{m^2}$

Diam_bar= 14mm $\text{área. bar} = \frac{(\pi * (\text{Diam} - \text{bar})^2)}{4} = 1.539\ \text{cm}^2$

Diseño para Cargas Horizontales de Colisión.

Evaluación en la Cara Interna de la Barrera (Sección 1)

Factor de carga para Evento Extremo S 1.3.2.1 $\emptyset_{ext} = 1.0$

$\gamma\text{pDCmax} = 1.25$ Factor de Carga para Peso Propio Tabla 3.4.1-2

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la losa

$M_{DC} losa = \gamma\text{pDCmax} * \frac{P_{losa} * (250)^2}{2} = 0.023\ ton \frac{m}{m}$

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la barrera.

$M_{DC} losa = \gamma\text{pDCmax} * \frac{P_{barrera} * (250)^2}{2} = 0.077\ ton \frac{m}{m}$

Momento mayorado total en la sección 1.

$M_U . total = M_c + M_\text{DC. losa} + \text{M_DC. barrera} = 4.695\ \ \text{ton} \frac{m}{m}$

Cálculo de la Tensión Axial

$T = \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h}, \frac{R_{we}}{L_{ce}*2*H_h}\right) = 8.172\ \frac{ton}{m}$ S A13.4.2

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla.

$\mathrm{d_e} = \mathrm{t_s} - \mathrm{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ \mathrm{mm}$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 12.605\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.003$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.591\ \frac{mm^2}{m}$

Espaciamiento requerido de refuerzo negativo.

$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 260.311\ mm$

Se escoge un espaciamiento de 150 mm en las áreas de momento negativo.

Espaciamiento_Diseño.neg= 150mm

Resistencia Nominal con Tensión

$A_s = \frac{Área_bar}{Espaciamiento_{diseño}.neg} = 1.026\ \frac{mm^2}{mm}$

$T_a = A_s * fy = 43.103 \frac{ton}{m}$

$C = T_a - T = 34.93 \frac{tonne}{m}$

$a = \frac{C}{0.85*f'c} = 14.677\ mm$

$Mn = T_a * \left(d_e - \frac{a}{2}\right) - T * \left(\frac{d_e}{2} - \frac{a}{2}\right) = 5.727\ ton\frac{m}{m}$

$Mr = \emptyset_{ext} * Mn = 5.727\ ton\frac{m}{m}$

$Mu.total = 4.695\ ton\frac{m}{m}$

Evaluación : Si $Mr >$ Mu. total ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

$Mr <$ Mu. total ¨Satisfactorio¨ No Cumple"

Evaluación para Fluencia del Acero de Refuerzo

$\beta_1 = 0.85$

$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.727cm$ S 5.7.2.2

$\frac{c}{d_e} = 0.089$ S 5.7.3.3.1

Evaluación : Si $\frac{c}{d_e} > 0.42$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{c}{d_e} < 0.42$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple"

El acero fluye antes de la falla a compresión del hormigón

Evaluación a 1/4 del ala de eje longitudinal de la viga (Sección 2)

Nota. Se considera que la longitud de colisión (Lc) aumenta en 30 grados a cada lado de la barrera.

Momento resistente de la barrera por colisión

$Mc.sec2 = \frac{Mc*L_{ci}}{L_{ci}+(2*(1.35m-0.30m-x_1)*\tan(30))} = 3.638\ ton$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Losa

$M_{DC}.losa = \gamma pDCmax * \frac{P_{losa}*(1.35m-x_1)^2}{2} = 0.356\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Barrera y Acera

$M_{DC}.barrera = \gamma pDCmax * \left(p_{barrera} * \left(1.35m - \frac{0.25m}{2} - x_1\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m - X_1)\right)$

$M_{DC}.barrera = 0.629\ ton\frac{m}{m}$

Momento mayorado total en la sección 2

$Mu.total = Mc + M_{DC}.losa + M_{DC}.barrera = 4.623\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo de la Tensión Axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grados a cada lado de la barrera hasta la sección 2.

$l.adic = 2 * (1.35m - 0.5m - X_1) * tan(30) = 0.779m$

$T = \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h+l.adic}, \frac{R_{we}}{L_{ce}+2*H_h+l.adic}\right) = 6.982\ \frac{ton}{m}$ S A13.4.2

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$d_e = t_s - rec.inf - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ mm$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 12.12\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.003$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.586\ \frac{mm^2}{m}$

$Area_{bar} = 1.539\ cm^2$

$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 262.658\ mm$

Espaciamiento_Diseño.neg= 150 mm

Evaluación a 1/4 del Ala de Eje Longitudinal de la Viga para un Vano Interior (Sección 3)

Se considera que la longitud de colisión (Lc) aumenta en 30 grados a cada lado de la barrera. Se asume que el momento transmitido a la viga interior es igual al 40% de la viga exterior.

$Mc.inter = 0.4 * Mc = 1.824\ ton\frac{m}{m}$ $Mc = 4.56\ ton\frac{m}{m}$

$Mc.3 = (Mc + Mc.inter) * \frac{(lvigas - X_1)}{lvigas} - Mc.inter = 3.735\ ton\frac{m}{m}$

Relación entre el momento en la sección 3 y el momento en el voladizo. $\frac{Mc.3}{Mc} = 0.819$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3.

$Mc.sec3 = \frac{Mc.3 * L_{ci}}{L_{ci} + (2(1.35m - 0.25m + X_1) * \tan(30))} = 2.979\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Losa

$M_{DC}.losa = \gamma\text{pDCmax} * (\frac{P_{losa}(1.35)^2}{2}) = 0.622\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Barrera y Acera

$M_{DC}.barrera = 0.95 * \gamma\text{pDCmax} * (\text{p}_{\text{barrera}} * \left(1.35m - \frac{0.25m}{2}\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m))$

$M_{DC}.barrera = 0.839\ ton\frac{m}{m}$

Momento Positivo por Peso Muerto en el Primer Vano

$M_{u.posmuerta=}\gamma\text{pDCmax} * \left(\frac{w * l_{vigas}^2}{10}\right) = 1.802\ tonne * m$

$M_{u.total=}6.237$

x1=375mm

Momento positivo en la sección 3

$$M_{DC}.vano = \gamma pDCmax * \left(0.4 * P_{losa} * lvigas * x_1 - \frac{p_{losa} * x_1^2}{2}\right) = 0.075\ ton\frac{m}{m}$$

Momento mayorado total en la sección 3

$$Mu.total = Mc.sec3 + M_{DC}losa + M_{DC}barrera + M_{DC}vano = 4.719\ ton\frac{m}{m}$$

Cálculo de la Tensión Axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grados a cada lado de la barrera hasta la sección 2.

$$l.adic = 2 * (1.35m - 0.25m + x_1) * \tan(30) = 1.645m$$

$$T = max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h+l.adic}, \frac{R_{we}}{L_{ce}+2*H_h+l.adic}\right) = 6.01\ \frac{ton}{m}$$ S A13.4.2

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla.

$$d_e = t_s - rec.inf - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ mm$$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 16.744\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.004$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.799\ \frac{mm^2}{m}$

$$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 192.763\ mm$$

Se escoge un espaciamiento de 150 mm en las áreas de momento negativo.

Espaciamiento_Diseño.sec2= 150mm

Diseño del Voladizo por Carga Viva (LL) y Carga Muerta (DC)

Para volados <1200mm y espaciamientos entre vigas <3600mm el diseño no es controlado por carga viva o carga muerta. Por esta razón el refuerzo calculado en las secciones anteriores rige el diseño.

2.2.4 Longitud de Corte para el Acero de Refuerzo Transversal

bar_diám=14 mm

$\text{Area}_{\text{bar}} = 1.539\ \text{cm}^2$

Espaciamiento_Diseño.neg=200mm

Cuantía de acero para determinar el lugar de corte de las varillas de refuerzo negativo

$A_s = \frac{Area_bar}{2 * Espaciamiento_Diseñoneg} = 3.848\ \frac{cm^2}{m}$

$\emptyset f = 0.9$ Factor de carga para flexión

$T = As * fy = 16.163 \frac{ton}{m}$

$a = \frac{T}{0.85 * f'c} = 6.791\ mm$

$d_e = 193\ mm$

Momento nominal con varillas espaciadas a 200mm.

$Mn = T * \left(d_e - \frac{a}{2}\right) = 3.065\ ton \frac{m}{m}$

Momento resistente con varillas espaciadas a 200mm.

$Mr = \emptyset f * Mn = 2.758\ ton \frac{m}{m}$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

Momentos Factorados Tabla A4-1, momentos negativos a 610mm, 450mm, 305mm y 230 mm respectivamente.

$\left(1.53\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 2.678\ \text{ton}\frac{m}{m}$ 610mm

$\left(1.66\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 2.905\text{ton}\frac{m}{m}$ 450mm

$\left(1.82\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 3.185\ \text{ton}\frac{m}{m}$ 305mm

$\left(2.10\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 3.675\ \text{ton}\frac{m}{m}$ 230mm

Comparando el valor del momento resistente encontramos que es igual al momento de diseño a 610mm. En consecuencia, la longitud de corte es a 610mm desde el apoyo con respecto a momentos negativos en los vanos interiores.

$Mr = 2.758\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo para la Longitud de Corte para Cargas de Colisión en el Vano Interior en la Región de las Vigas Exteriores

Nota. El cálculo de los momentos totales es igual que el de la sección 3. La sección con momento de diseño menor que el resistente se encuentra iterando con distancia X corte desde la viga.

Distancia a la sección donde el momento de diseño es menor al momento resistente.

x.corte=1000mm

$Mc = 4.56\ ton\ \frac{m}{m}$ $Mc.inter = 0.4 * Mc = 1.824\ ton\frac{m}{m}$

$Mc.3 = (Mc + Mc.inter) * \left(\frac{lvigas - x.corte}{lvigas}\right) - Mc.inter = 2.359\ ton\frac{m}{m}$

Relación entre el momento a x.corte de la viga exterior y el momento en el voladizo

$$relacion = \frac{Mc.3}{Mc} = 0.517$$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3.

$$Mc.sec3 = \frac{Mc.3 * L_{ci}}{L_{ci} + (2 * (1.35m - 0.3m + x.corte) * \tan(30)} = 1.331\ ton$$

Momento Mayorado en la Sección x.corte por el Peso Propio de la Losa.

$$M_{DC}losa = relacion * \ \gamma pDCmax * \left(\frac{plosa * (1.35m)^2}{2}\right) = 0.396\ ton\frac{m}{m}$$

Momento Mayorado en la Sección x.corte por el Peso Propio de la Barrera y Acera.

$$M_{DC}.barrera = relacion * \gamma pDCmax * \left(1.35\text{m} - \frac{0.25m}{2}\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m)$$

$$M_{DC}.barrera = 0.479\ ton\frac{m}{m}$$

Momento Positivo por Peso Muerto en el Primer Vano.

Momento positivo en la sección 3.

$$M_{DC}.vano = \gamma pDCmax * \left(0.4 * \text{Plosa} * \text{lvigas} * \text{x. corte} - \frac{plosa * x.corte^2}{2}\right) = 0.554\ ton\frac{m}{m}$$

Momento mayorado total en la sección x.corte.

$$Mu.total = Mc.3 + M_{DC}losa + M_{DC}.barrera - M_{DC}vano = 2.68\ ton\frac{m}{m}$$

Mr=2.758 ton

El momento resistente es mayor al de diseño en una sección a 1000mm de distancia (x.corte) de la viga exterior. Adicionalmente se necesita una distancia mayor desde el punto de corte teórico de las varillas, como se describe a continuación:

1) Mayor a: $d_e = 193\ mm$
2) Mayor a 15 veces el ∅ de las varillas: $15 * bar_{diam} = 210mm$
3) Mayor a 1/20 de la luz $\frac{lvigas}{20} = 145\ mm$

Distancia total de las varillas de refuerzo negativo en el 1 vano, medido desde el centro de las vigas:

$1000mm + 210mm = (1.21 * 10^3)$ 1210 mm para varillas sobre vigas exteriores.

$610mm + 210mm = 820mm$ 820 mm para varillas sobre vigas interiores.

Distancia Total de las Varillas de Refuerzo Positivo en los Vanos

Las varillas adicionales para el refuerzo positivo cobren la mitad el vano lvigas/2

$\frac{lvigas}{2} = 1450\ mm$

2.2.5 Diseño del Refuerzo Longitudinal de la Losa

Refuerzo Inferior

$S_e = lvigas - 2 * X_1 = 2150\ mm$ Longitud efectiva entre vigas. S 9.7.2.3

El refuerzo longitudinal se calcula como un porcentaje del acero de refuerzo principal, referencia S 9.7.3.2

$$A_s inf.porcen = \min\left(\frac{3840}{\sqrt{\frac{S_e}{mm}}}, 67\%\right) = 0.67$$ S 9.7.3.2

bar_diam=14 mm

Espaciamiento_Diseño.pos=200mm

$$Espa_{Secun}.inf = \frac{Espaciamiento_{Diseño}.pos}{A_s.inf.porc} = \frac{1.1310}{1.5394} = 228.445\ mm$$

Espaciamiento_Secun.inf= 200 mm Varrillas de 14 mm@ 200mm

Refuerzo Superior

$t_s = 250mm$

$A_g = t_s = 250\ \frac{mm^2}{mm}$ $fy = 4200\ \frac{kg}{cm^2}$

$A_s = \frac{0.75}{2*fy} * (t_s + 30mm) * \left(9.81\frac{kg}{cm^2}\right) = 2.19\ \frac{cm^2}{m}$ S 5.10.8 Incluye 30 mm por el espesor medio de la capa de rodadura.

El área de refuerzo para temperatura y contracción se distribuye en partes iguales en la parte inferior y en la parte superior.

$A_s.req = \max(A_s, 0.233mm) = 2.453\ \frac{cm^2}{m}$ S 5.10.8

$\grave{A}rea_{bar} = 1.529\ cm^2$ Área de varilla de 14 mm.

Para el acero superior se escoge un espaciamiento de 300mm entre las varillas superiores, cumpliendo con el espaciamiento máximo de 450mm especificado por el código.

$A_s sup = \frac{\grave{A}rea_bar}{300mm} = 5.131\ \frac{cm^2}{m}$

Para el acero inferior, se cumple con la cuantía mínima y máxima de refuerzo.

$A_s.inf = \frac{\grave{A}rea_bar}{150mm} = 10.263\ \frac{cm^2}{m}$

4. Diseño de las Vigas Longitudinales

4.1 Bases del Diseño

3.1.1 General

Ancho de losa $w_{losa} = 8.50m$

Espaciamiento entre vigas longitudinales $l_{vigas} = 2.90m$

Ancho de vía $w_{via} = 3.50m * 2 = 7m$

Largo del Puente $L_{puente} = 29m$

Recubrimiento mínimo en la parte superior de la losa $recub_{sup} = 5cm$

Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa $recub_{sup} = 5cm$

Número de vigas longitudinales $n_g = 5cm$

Densidad del Hormigón $W_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$

Resistencia a la compresión del Hormigón $f´c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia del Refuerzo $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

Espesor de la losa $t_s = 25\ cm$

Espesor de la losa en volado $t_o = 25\ cm$

Largo del volado $l_{volado} = 1.35\ cm$

Peso de la barrera $P_{barrera} = 1 * m * t_o * W_c = 600 \frac{kg}{m}$ DC

Peso de la acera $P_{acera} = 200\frac{kg}{m}$

DW

Peso capa pavimento flexible $P_{capa} = 5cm * 2300\frac{kg}{m^2} = 115\frac{kg}{m}$

DW

Factores de Mayoración de Carga

A continuación, se enumeran y describen las combinaciones de carga y los factores de mayoración de carga que se toman en cuenta en esta sección. Tabla 3.4.1-1 & Tabla 3.4.1-2

Cargas Permanentes

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

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalación de servicios públicos.

EH= Empuje horizontales del suelo.

EL= Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES= Sobrecarga de suelo.

EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Cargas Transitorias

EQ= Sismo.

LL= Sobrecarga vehicular.

WL= Viento sobre la sobrecarga.

WS= Viento sobre la estructura.

TABLA 5

Combinaciones de carga

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

RESISTENCIA I - Combinación de cargas básicas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

SERVICIO II - Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

FATIGA - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1

Factores de Reducción de Resistencia

A continuación, se enumeran y describen los factores por sobrecarga y los factores de resistencia que se toman en cuenta en esta sección S 6.5.4.2 & Tabla 3.6.2.1-1.

Tabla 6

Tolerancia de Carga Dinámica

TOLERANCIA DE CARGA DINÁMICA	
Estado Límite	**Tolerancia De Carga Dinámica, IM**
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

El ancho de hormigón para vigas se calcula a continuación:

$b: int = l_{vigas} = 2.9m$

$l_{volado} = 1.35\ m$

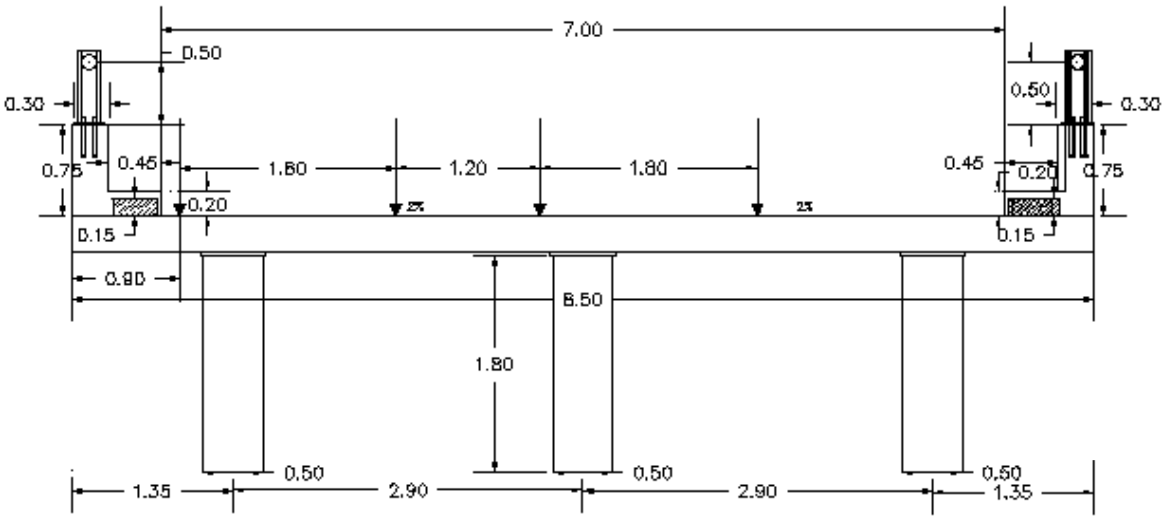
$b_{ext} = \frac{l_{vigas}}{2} + l_{volado} = 2.8m$

Factores de Distribución de Carga Viva

Representa cuanta carga máxima (con respecto a HL-93) va a una viga por el movimiento de los carriles en el sentido transversal.

Grafico 5

Factores de Distribución



Tomada de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

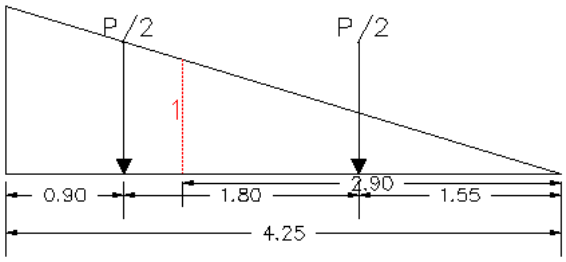
Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Exteriores, con una sola

Línea de Carga

$m_{carga1} = 1.2$ Factor de carga para una sola línea de carga.

Grafico 6

Factores de Carga-Vigas Exteriores



$$\frac{y}{4} = \frac{4.25}{2.85} = 1.491$$

Nota. Líneas de Influencia. Tomada de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$R_1 = 0.5 * \left(\frac{1.491}{4.25} * 3.35\right) + 0.5 * \left(\frac{1.491}{4.25} * 1.55\right) = 0.86$$

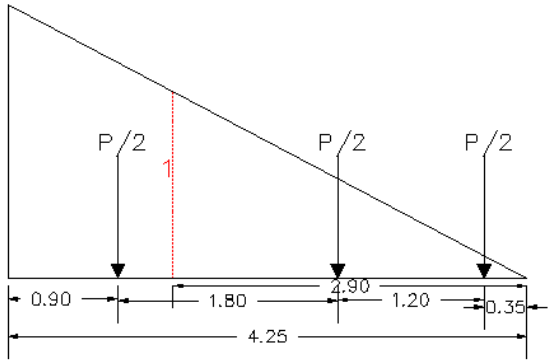
$g_{ext1} = m_{carga1} * R_1 = 1.031$ Carga para vigas exteriores.

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Exteriores, con una sola Línea de Carga.

$m_{carga2} = 1$ Factor de carga para dos líneas de carga.

Grafico 7

Distribución de Carga-Vigas Exteriores $\frac{y}{4} = \frac{4.25}{2.85} = 1.491$



Nota. Líneas de Influencia. Tomada de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$R_2 = 0.5 * \left(\frac{1.491}{4.25} * 3.40\right) + 0.5 * \left(\frac{1.491}{4.25} * 1.60\right) + 0.5\left(\frac{1.492}{4.25} * 0.40\right) = 0.947$$

$g_{ext2} = m_{carga2} * R_2 = 0.947$ Carga para vigas exteriores

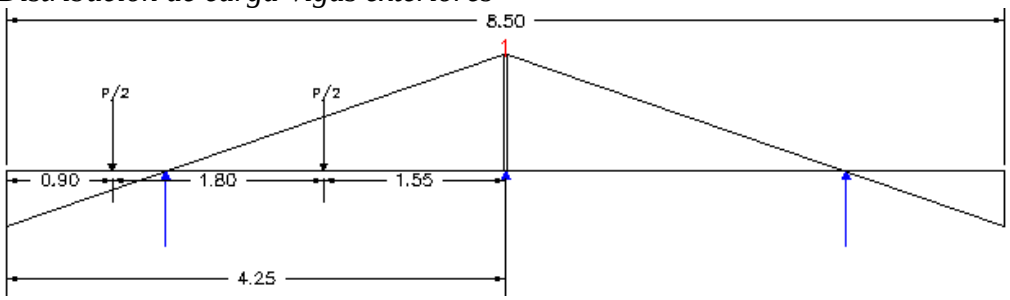
$g_{ext} = \max(g_{ext1} * g_{ext2}) = 1.031$

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Interiores, con una sola Línea de Carga

$m_{carga1} = 1.2$ Factor de carga para una sola línea de carga.

Grafico 8

Distribución de carga-vigas exteriores



Nota. Líneas de Influencia. Tomada de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$y = \frac{1.35}{2.85} = 0.474$$

$$R_1 = 0.5 * \left(\frac{4.25-1.60}{4.25} * 3.35\right) - 0.5 * \left(\frac{4.25-3.40}{4.25}\right) = 0.212$$

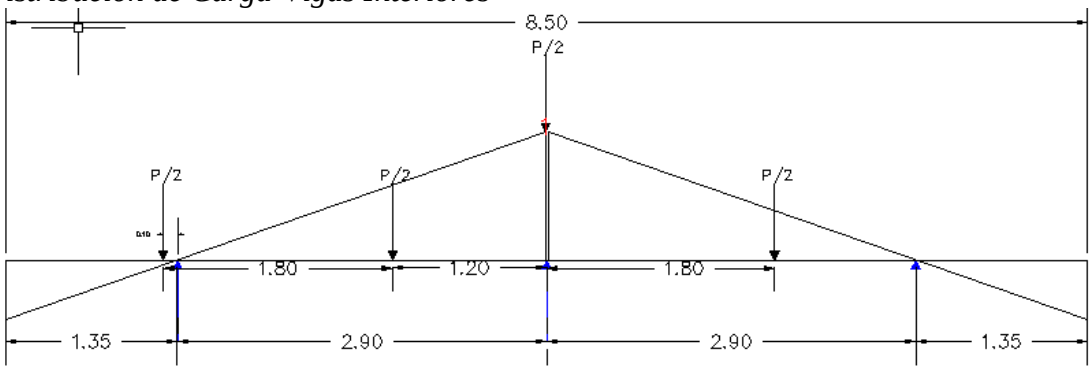
$g_{int1} = m_{carga1} * R_1 = 0.954$ Carga para vigas interiores

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Interiores, con dos Líneas de Carga

$m_{carga2} = 1$ Factor de carga para dos líneas de carga.

Grafico 9

Distribución de Carga-Vigas Interiores



Nota. Líneas de Influencia. Tomado de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$y = \frac{1.35}{2.85} = 0.474$$

$$R_1 = 0.5 * (1) + 0.5 * \left(\frac{2.90-1.25}{2.90}\right) - 0.5 * \left(\frac{4.25-3.05}{4.25}\right) + 0.5 * (\frac{2.90-1.85}{2.90}) = 0.824$$

$$g_{int2} = m_{carga2} * R_2 = 0.824$$

$$g_{int} = \max(g_{int1} * g_{int2}) = 0.824$$

4.1.1 Cálculo de las Cargas Muertas del Puente, para las Diferentes Etapas de Construcción y Operación

$n_g = 3$

Peso Losa

$b_{int} = 2.9$ m

$b_{ext} = 2.8$ m

$W_c = 2.4 * 10^3) \frac{kg}{m^3}$

$t_s = 25cm$

$DL_{losa}.int = W_c * b_{int} * t_s = 1.74 \frac{ton}{m}$

$DL_{losa}.ext = W_c * b_{int} * t_s = 1.68 \frac{ton}{m}$

Barreras y Acera

Se asume que la carga de barreras y aceras se distribuye uniformemente a todas las vigas.

$DL_{barrera} = \left(\frac{P_{barrera}}{n_g}\right) * 2 = 400 \frac{ton}{m}$

$h_{alma} = 1.80m$

$balma = 75\ cm$

$DL_{vigas} = W_c * h_{alma} * b_{alma} = 3.24 \frac{ton}{m}$

Capa de Rodadura y Barrera

$DW = \left(\frac{w_{via} * P_{capa} + P_{acera}}{n_g}\right) = 0.335 \frac{ton}{m}$ Carga muerta Capa de Rodadura+Acera, Interior

$DW = \left(\frac{w_{via} * P_{capa} + P_{acera}}{n_g}\right) = 0.335 \frac{ton}{m}$ Carga muerta Capa de Rodadura+Acera, Exterior

Momento Máximo 1 Línea de Carga HL-93 (Sentido Longitudinal)

$L = L_{puente} = 29m$

$q = 0.95 \frac{ton}{m}$

$\text{Coef}_{\text{impdina}} = 33\% + 100\% = 1.33$

R= (3.63+2*14.52) ton*Coef_Imp.Dina=43.451 ton

$$Ck = \frac{(14.52\ ton * 4.27\ m * 1.33) + (14.52\ ton * 8.54 * 1.33)}{R} - 4.27m = 1.423\ m$$

$$Zk = \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right) * (L - Ck) + \left(\frac{q * L}{2}\right)\right)^2}{\left(\frac{2 * R}{L}\right) + q} = 13.455\ m$$

$$Mk.max = \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right) * (L - Ck) + \left(\frac{q * L}{2}\right)\right)^2}{\left(\frac{4 * R}{L}\right) + 2q} - (3.63\ ton * 4.27m * 1.33) = 346.322\ ton * m$$

Diseño a Flexión de Vigas Interiores

$$M_{LL}int = Mk_{max} * g_{int} = 285.487\ ton * m$$

Momento Máximo por Carga Muerta a Zk

$x = Zk = 13.455\ m$ Abscisa donde se encuentra el momento máximo positivo.

$$M_{DC}1 = \frac{(DL_{losa} + DL_{secundario} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DL_{losa} + DL_{secundario} + DL_{vigas})}{2} * x^2\right)$$

$$M_{DC}1 = 526.441\ ton * m$$

$$M_{Dw} = \frac{(DL_{rodadura}) * L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DL_{rodadura})}{2} * x^2\right) = 32.78\ ton * m$$

$$Mt_{int} = 1.75 * M_{LL}int + 1.25 * M_{DC}int + 1.5 M_{DW}int = 1206.824\ ton * m$$

Factor de Resistencia para Varillas en Tensión $\emptyset_f = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$h_{viga} = h_{alma} + t_s = 2.05$ $rec.inf = 5cm$ Tabla 5.12.3.1

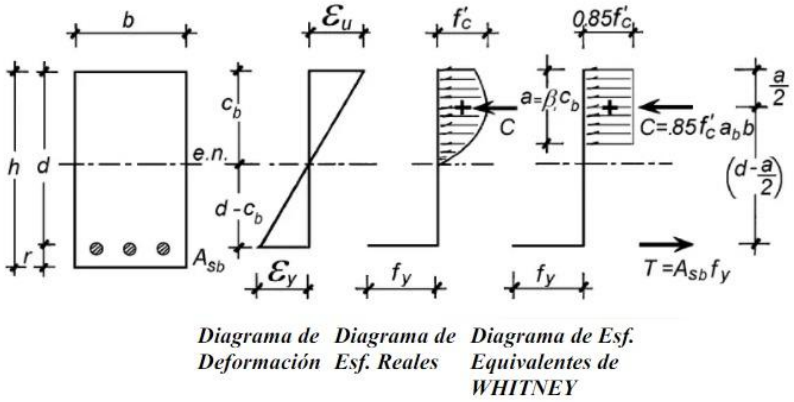
$Diam_{bar} = 25mm$

$S_{min} = \min(1.5 * Diam_{bar}, 1.5\ in) = 3.75\ cm$

$S_{dis} = 4cm$

Grafico 10

Par de Fuerzas Compresión y Tensión



Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

estribos 14mm

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - (4cm + Diam_{bar}) - 14mm = 189.9\ cm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f * de^2} = 12.863\ \frac{kg}{cm^2}$

$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'c}} = 0.003$

$A_s = \rho * d_e = 173.203\ cm^2$ Área de acero requerida por unidad de longitud (m).

$a = \frac{A_s * fy}{0.85 * f`c * b.int} = 0.133\,\frac{1}{m} * cm \quad t_s = 25cm$ Ok! Diseño como viga rectangular

$\text{Area}_{\text{bar}} = \frac{\pi * \text{Diam}_{\text{bar}}^2}{4} = 4.909\ \text{cm}^2$

$num = \frac{A_s int}{Area_{bar}} = 37.604$ Se escogen 40 varillas en 5

capas

Comprobación de Armado

$8 * (4\text{cm} + \text{Diam}_{\text{bar}}) + \text{Diam}_{\text{bar}} + 2 * \text{rec}_{\text{inf}} + 2 * 1.4\ \text{cm} = 67.3\ \text{cm}$

balma>Comprobación ok!

Diseño a Flexión de Vigas Exteriores

El momento máximo se encuentra en la mitad del puente. Momento Máximo No Mayorado + Impacto Dinámico de 33% (Sin factores de distribución de Carga Viva).

$$M_{LL}.ext = Mk_{max} * g_{ext} = 375.363\ ton * m$$

Momento Máximo por Carga Muerta a Zk.

$$M_{DC}ext = \frac{(DL_{losa}+DL_{secundario}+DL_{vigas})*L_{puente}}{2} * X + (-\frac{(DL_{losa}+DL_{secundario}+DL_{vigas})}{2} * x^2)$$

$$M_{DC}ext = 558.488\ ton * m$$

$$M_{Dw}ext = \frac{(DW)*L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DW)}{2} * x^2\right) = 35.168\ ton * m$$

$$MT_{ext} = 1.75 * M_{LL}int + 1.25 * M_{DC}int + 1.5M_{DW}int = 1.408 * 10^3\ ton * m$$

estribos 14mm

$$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - (4cm + Diam_{bar}) - 14mm = 189.9\ cm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f * de^2} = 15.54\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.004$$

$A_s = \rho * d_e = 203.293\ cm^2$ Área de acero requerida por unidad de longitud (m).

$a = \frac{A_s*fy}{0.85*f`c*b.int} = 0.138\frac{1}{m} * cm \quad t_s = 25cm$ Ok! Diseño como viga rectangular

$$\text{Area}_{\text{bar}} = \frac{\pi*\text{Diam}_{\text{bar}}^2}{4} = 4.909\ \text{cm}^2$$

$num = \frac{A_s int}{Area_{bar}} = 39.414$ Se escogen 40 varillas en 5 capas

Comprobación de Armado

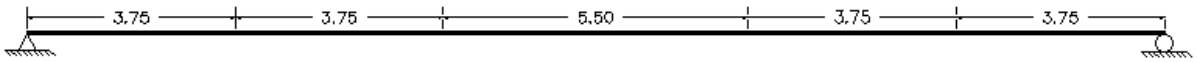
$$8 * (4\text{cm} + \text{Diam}_{\text{bar}}) + \text{Diam}_{\text{bar}} + 2 * \text{rec}_{\text{inf}} + 2 * 1.4\ \text{cm} = 67.3\ \text{cm}$$

balma>Comprobación ok!

5. Diseño a Corte de las Vigas

Grafico 11

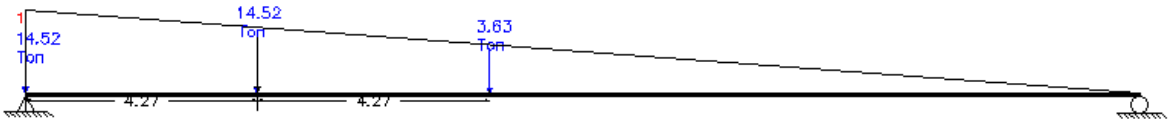
CAMIÓN HL-93



Tomado de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

Grafico 12

Sección 1-1



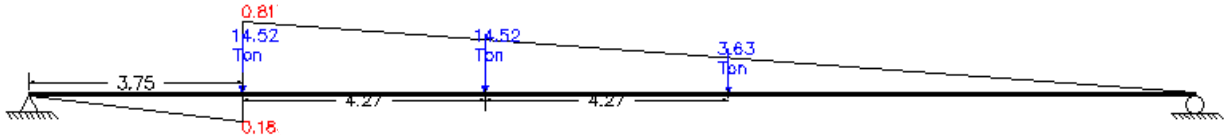
Tomado de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$V_1 = 0.95\frac{ton}{m} * \frac{1 * 29m}{2} + 14.52\ ton * 1 * 1.33 + 14.52\ ton * \left(\frac{28m - 4.27m}{28m}\right) * 1.33 + 3.63ton * \left(\frac{28m - 8.54m}{28m}\right) * 1.33$$

$$V_1 = 52.334\ ton$$

Grafico 13

Sección 2-2



Tomada de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

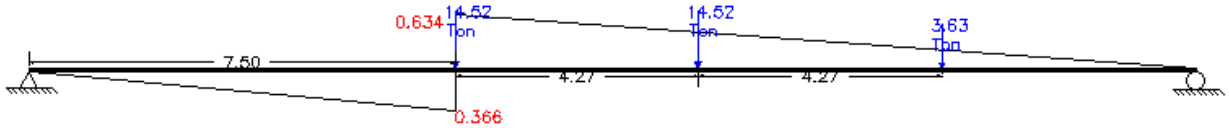
$$V_2 = -0.95\frac{ton}{m} * \frac{0.185 * 29m}{2} + 0.95\frac{ton}{m} * \left(\frac{0.8125 * 22.75m}{2}\right) + 14.52\ ton * 0.8125 * 1.33 +$$

$$14.52ton * 1.33 * \left(\frac{22.75m - 4.27m}{22.75m}\right) + 3.63ton * 1.33 * \left(\frac{22.75m - 8.54m)}{22.75m}\right.$$

$$V_2 = 42.706\ ton$$

Grafico 14

Sección 3-3



Tomado de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

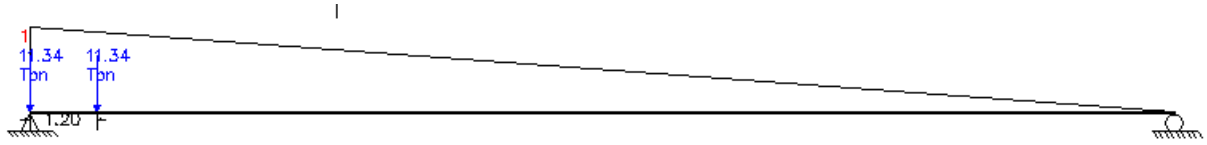
$$V_3 = -0.95\frac{ton}{m} * \left(\frac{0.375*10.5m}{2}\right) + \frac{0.95ton}{m} * \frac{0.675*17.5m}{2} + 14.52ton * 0.625 * 1.33 +$$

$$14.52ton * 1.33 * \left(\frac{17.5m-4.27m}{17.5m}\right) + 3.63ton * 1.33 * (\frac{17.5m-8.54m}{17.5m})$$

$$V_3 = 32.466\ ton$$

Grafico 15

Tandem



Tomado de (Tello & Lopez , Planos, 2021)

$$v = 0.95\frac{ton}{m} * \left(\frac{1*29m}{2}\right) + 11.34\ ton * 1 * 1.33 + 11.34ton * 1.33 * (\frac{29m-1.20m}{29m})$$

$$v = 42.818\ ton$$

El corte producido por el Camión HL-93 es mayor que el corte producido por el Tándem, se toman los valores de corte del Camión HL-93.

4.1 Diseño a Corte de Vigas Interiores

SECCIÓN 1-1

$$V_{LL}int = V_1 * g_{int} = 43.141\ ton$$

$$V_{DC}int = \frac{(DL_{losaint}+DL_{vigas})*L_{puente}}{2} = 72.21\ ton$$

$V_{DW}int = \frac{(DL_{barrera})*L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{INT} = 1.75 * V_{LLint} + 1.25 * V_{DC}int + 1.5V_{DW}int = 174.459\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$\mathrm{h_{viga}} = \mathrm{h_{alma}} + \mathrm{t_s} = 205\mathrm{cm}$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max\left(0.9d, 0.72 * h_{viga}\right) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 15.047\ \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280\ \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4\ \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$área_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\mathrm{fy.MPa} = \mathrm{fy} * \mathrm{g} = 411.879\ \mathrm{MPa}$

$\mathrm{s_v min} = \frac{2 * \mathrm{area_{bari}} * 411.879\ \mathrm{MPa}}{0.083 * \sqrt{27.459\ \mathrm{MPa}} * \mathrm{b_w}}$

$\mathrm{s_v min} = 761.621\ \mathrm{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 15.047 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f'c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1)

sv diseño menor al máximo, requisito ok

$S_v diseño = 250\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_S * A_S int} = 0.002$

$\beta = \frac{4.8}{(1+750*\epsilon s)} = 1.693$

$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 59.279\ ton$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.568$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$V_s = \frac{2*area_{bari}*fy*d_v*(\cot(\theta))}{s_v diseño} = 150.853\ ton$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 210.132\ ton$ $0.25 * f'c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f'c * b_w * d_v) = 210.132\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 0.992$

Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente. Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sint} * fy = 775.272\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 153.944\ ton$

Evaluación : Si $A_{sint} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sint} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

Sección 2-2

$V_{LL}int = V_1 * g_{int} = 35.204\ ton$

$V_{DC}int = \frac{(DL_{losaint} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} = 72.21\ ton$

$V_{DW}int = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{INT} = 1.75 * V_{LLint} + 1.25 * V_{DC}int + 1.5V_{DW}int = 160.57\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$h_{viga} = h_{alma} + t_s = 205cm$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max(0.9d, 0.72 * h_{viga}) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 13.849 \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4 \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$área_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\text{fy. MPa} = \text{fy} * \text{g} = 411.879\ \text{MPa}$

$s_v\text{min} = \frac{2 * \text{area}_{\text{bari}} * 411.879\ \text{MPa}}{0.083 * \sqrt{27.459\ \text{MPa}} * b_w}$

$s_v\text{min} = 761.621\ \text{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 13.849 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f´c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1)

sv diseño menor al máximo, requisito ok

$S_v diseño = 200\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_s * A_s int} = 0.002$

$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * \epsilon s)} = 1.709$

$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 60.288\ ton$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.439$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$V_s = \frac{2 * area_{bari} * fy * d_v * (\cot(\theta))}{s_v diseño} = 189.448\ ton$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 249.736\ ton$ $0.25 * f´c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f'c * b_w * d_v) = 249.736\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 0.714$

Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente.

Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sint} * fy = 775.272\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 109.303\ ton$

Evaluación : Si $A_{sint} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sint} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

Sección 3-3

$V_{LL}int = V_1 * g_{int} = 26.763\ ton$

$V_{DC}int = \frac{(DL_{losaint} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} = 72.21\ ton$

$V_{DW}int = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{INT} = 1.75 * V_{LLint} + 1.25 * V_{DC}int + 1.5V_{DW}int = 145.798\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$h_{viga} = h_{alma} + t_s = 205cm$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max(0.9d, 0.72 * h_{viga}) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 15.047 \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4 \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$área_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\text{fy. MPa} = \text{fy} * \text{g} = 411.879\ \text{MPa}$

$s_v \text{min} = \frac{2 * \text{area}_{\text{bari}} * 411.879\ \text{MPa}}{0.083 * \sqrt{27.459\ \text{MPa}} * b_w}$

$s_v \text{min} = 761.621\ \text{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 12.575 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f´c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1)

sv diseño menor al máximo, requisito ok

$S_v diseño = 150\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_S * A_S int} = 0.002$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750*\epsilon s)} = 1.727$$

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 61.408\ ton$$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.568$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$$V_s = \frac{2*area_{bari}*fy*d_v*(\cot(\theta))}{s_v diseño} = 253.855\ ton$$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 315.263\ ton$ $0.25 * f'c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f'c * b_w * d_v) = 210.132\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 0.514$$

Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente.

Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sint} * fy = 775.272\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 46.033 ton$

Evaluación : Si $A_{sint} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sint} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

4.2 Diseño a Corte de Vigas Exteriores

SECCIÓN 1-1

$V_{LL}ext = V_1 * g_{int} = 53.978\ ton$

$V_{DC}ext = \frac{(DL_{losaext} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} = 71.34\ ton$

$V_{DW}ext = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{ext} = 1.75 * V_{LLext} + 1.25 * V_{DC}ext + 1.5V_{DW}ext = 192.336\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$\mathrm{h_{viga}} = \mathrm{h_{alma}} + \mathrm{t_s} = 205\mathrm{cm}$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max(0.9d, 0.72 * h_{viga}) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 16.589 \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4 \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$\acute{a}rea_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\text{fy. MPa} = \text{fy} * \text{g} = 411.879\ \text{MPa}$

$\text{s}_\text{v}\text{min} = \frac{2 * \text{area}_\text{bari} * 411.879\ \text{MPa}}{0.083 * \sqrt{27.459\ \text{MPa}} * \text{b}_\text{w}}$

$\text{s}_\text{v}\text{min} = 761.621\ \text{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 16.589 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f´c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8 d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1) sv diseño menor al máximo, requisito ok

$S_v diseño = 250\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_s * A_s int} = 0.002$

$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * \epsilon s)} = 1.696$

$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 59.279\ ton$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.568$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$V_s = \frac{2 * area_{bari} * fy * d_v * (\cot(\theta))}{s_v diseño} = 151.006\ ton$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 210.285\ ton$ $0.25 * f´c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f´c * b_w * d_v) = 210.132\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 1.016$

Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente.

Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sext} * fy = 853.83\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 179.851 ton$

Evaluación : Si $A_{sext} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sext} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

SECCIÓN 2-2

$V_{LL}ext = V_2 * g_{int} = 44.048\ ton$

$V_{DC}ext = \frac{(DL_{losaext} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} = 71.34\ ton$

$V_{DW}ext = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{ext} = 1.75 * V_{LLext} + 1.25 * V_{DC}ext + 1.5 V_{DW}ext = 174.958\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$h_{viga} = h_{alma} + t_s = 205cm$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max(0.9d, 0.72 * h_{viga}) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 16.589 \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4 \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$área_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\text{fy. MPa} = \text{fy} * \text{g} = 411.879\ \text{MPa}$

$s_v \text{min} = \frac{2 * \text{area}_{\text{bari}} * 411.879\ \text{MPa}}{0.083 * \sqrt{27.459\ \text{MPa}} * b_w}$

$s_v \text{min} = 761.621\ \text{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 15.09 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f'c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1) sv diseño menor al máximo, requisito ok

$S_v diseño = 200\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_s * A_s int} = 0.002$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750*\epsilon s)} = 1.715$$

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 60.40\ ton$$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.568$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$$V_s = \frac{2*area_{bari}*fy*d_v*(\cot(\theta))}{s_v diseño} = 189.761\ ton$$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 250.161\ ton$ $0.25 * f'c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f'c * b_w * d_v) = 210.132\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 0.777$ Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente.

Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sext} * fy = 853.83\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 130.195\ ton$

Evaluación : Si $A_{sext} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sext} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

SECCIÓN 3-3

$V_{LL}ext = V_3 * g_{int} = 33.486\ ton$

$V_{DC}ext = \frac{(DL_{losaext} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} = 71.34\ ton$

$V_{DW}ext = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} = 5.8\ ton$

$VT_{ext} = 1.75 * V_{LLext} + 1.25 * V_{DC}ext + 1.5V_{DW}ext = 174.958\ ton$

Factor de resistencia para corte en Tensión $\emptyset v = 0.9$ S 5.5.4.2.1

$\mathrm{h_{viga}} = \mathrm{h_{alma}} + \mathrm{t_s} = 205\mathrm{cm}$ $rec_{in} = 5cm$

$d = h_{viga} - rec_{in} - Diam_{bar} - \left(4cm + \frac{Diam_{bar}}{2}\right) - 14mm = 190.85\ cm$

$b_w = 75cm$

$d_v = \max(0.9d, 0.72 * h_{viga}) = 171.765\ cm$ Distancia efectiva para corte S 5.8.2.9

$v = \frac{VT_{int}}{\emptyset v * b_w * d_V} = 13.496 \frac{kg}{cm^2}$

$f`c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$0.18 * f`c = 50.4 \frac{kg}{cm^2}$

$v < 0.18 * f`c$ Se puede usar otro método diferente al de puntal-tensor.

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$bari_{diam} = 16mm$ $E_s = 2.04 * \frac{10^6 kg}{cm^2}$

$área_{bari} = \frac{\pi * bari_diam^2}{4} = 2.011\ cm^2$

$f`c, MPa = f`c * g = 27.459\ MPa$

$\text{fy. MPa} = \text{fy} * \text{g} = 411.879\ \text{MPa}$

$s_v\text{min} = \frac{2*\text{area}_{\text{bari}}*411.879\ \text{MPa}}{0.083*\sqrt{27.459\ \text{MPa}}*b_w}$

$s_v\text{min} = 761.621\ \text{mm}$ (5.8.2.5-1) Máximo espaciamiento permitido entre estribos.

Como $v = 13.496 \frac{kg}{cm^2}$ es menor que $0.125 * f´c = 35 \frac{kg}{cm^2}$ se usa 0.8*dv y 24 in

$S_{max} = \min(0.8d_v, 600mm) = 600mm$ (5.8.2.7-1) sv diseño menor al máximo, requisito ok.

$S_v diseño = 150\ mm$ Se escoge un espaciamiento menor que el máximo permitido.

$\varepsilon s = \frac{\frac{MT_int}{d_v} + VT_{int}}{E_s * A_s int} = 0.002$

$\beta = \frac{4.8}{(1+750*\epsilon s)} = 1.736$

$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{27.459\ MPa} * b_w * d_v * \frac{MPa}{g} = 60.40\ ton$

$\vartheta = 29 + 3500 * \epsilon s = 37.237$ 5.83.4.2-1 ángulo de compresión diagonal.

$\alpha = 90$ S 5.8.3.1 ángulo en grados entre estribos y varillas longitudinales

$V_s = \frac{2*area_{bari}*fy*d_v*(\cot(\theta))}{s_v diseño} = 254.448\ ton$ C 5.8.3.3-1

$V_c + V_s = 316.082\ ton$ $0.25 * f´c * b_w * d_v = 901.766\ ton$

$V_n = \min(V_c + V_s. 0.25 * f´c * b_w * d_v) = 210.132\ ton$ (5.8.3.4.2-3) y (5.8.3.4.2-3)

Resistencia nominal al corte.

$\frac{VT_{int}}{\emptyset_v * V_n} = 0.55$ Si es menor que 1 evaluación satisfactoria, caso contrario iterar nuevamente.

Evaluación de la tensión longitudinal que genera el corte, la tensión es mayor en las regiones donde el corte es máximo (cerca de los apoyos para vigas simplemente apoyadas) y viceversa.

$A_{sext} * fy = 853.83\ ton$ $\left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta) = 61.361\ ton$

Evaluación : Si $A_{sext} * fy > \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio"

Si $A_{sext} * fy < \left(\frac{VT_{int}}{\emptyset_v} - 0.5 * V_s\right) * \cot(\theta)$ ¨Satisfactorio¨

Evaluación= Satisfactoria

6. ESTRIBOS

6.1. DISEÑO DE ESTRIBOS (SIN SISMO)

Altura del estribo $H = 4.5\ m$

Altura de la zapata $H_{zapata} = 1\ m$

Ancho de la zapata $B = 4.8\ m$

Ancho libre dedo $B_{dedo} = \frac{B}{3} = 1.6\ m$

Espesor de la pantalla $B_{pantalla} = 0.75\ m$

Ancho libre del talón $B_{talon} = B_{B_{dedo}} - B_{pantalla} = 2.45m$

Densidad del RELLENO $\gamma_s = 1550 \frac{kg}{m^3}$

Tabla 12

Combinaciones de Carga que se asumen críticas para este diseño.

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Datos del Relleno: SIN NIVEL FREATICO, SE CONSIDERA SOBRECARGA

Ángulo fricción del suelo, relleno granular.

$\emptyset = 31°$

Ángulo fricción entre la pantalla del estribo y el suelo, liso=0 grados. Tabla 3.11.5.3-1

$\delta = 24°$

Pantalla recta, ángulo de inclinación de la pantalla del estribo.

$\alpha = 0°$

Pendiente del acceso 0% (relleno o vía recta).

$\beta = 0°$

$\theta = 90°$

Empuje activo Sin Sismo

$$r = (1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset+\delta)*\sin(\emptyset-\beta)}{\sin(\emptyset-\delta)*\sin(\emptyset+\beta)}})^2 = 2.821 \qquad 3.11.5.3\text{-}1$$

$$k_{af} = \frac{\sin(\theta+\emptyset)^2}{r*(sin^2\theta*\sin(\emptyset-\beta)} = 0.285$$

$$k_a = \frac{\sin(90+31)^2}{2.821*((sin^2 90)*(\sin(90-24)))} \qquad 3.11.5.3\text{-}2$$

h (en este caso relleno recto)

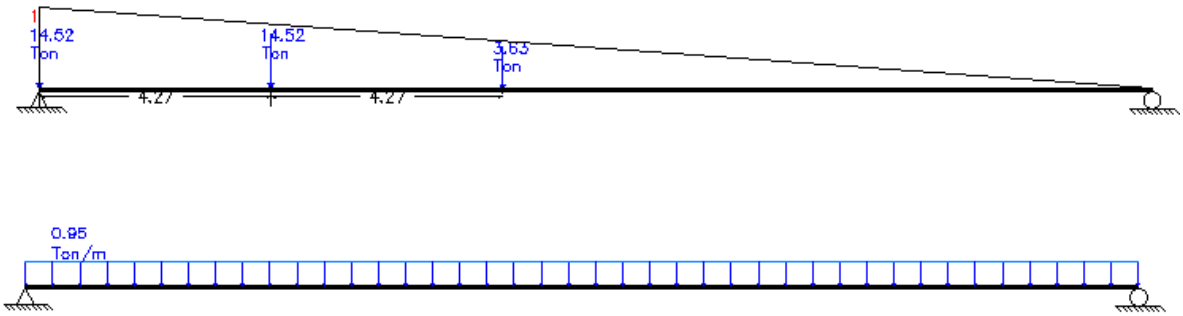
$h = H + B_{talon} * 0\% = 4.5m$

Cálculo de Pesos

$Ancho.puente = 8.50\ m$

Grafico 9

Líneas de influencia



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

Impacto_Dinamico=33%

$$LL = (1.33 * 14.52\ ton * 1) + \left(1.33 * 14.52\ ton * \frac{29m - 4.27m}{29m}\right) + (1.33 * 3.63\ ton * \frac{29m - 8.54m}{29m}$$

$$LL = 39.186\ ton$$

$$LL = 39.186\ ton * n_g * r_{int1} * \frac{2}{8.50m} = 22.803 \frac{ton}{m}$$

Cargas Permanentes

$$DC = \frac{(DL_{losa} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} * \frac{2}{8.50m} = 16.991\ ton$$

$$DW = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} * \frac{2}{8.50m} = 1.365\ ton$$

Fuerza de Frenado BR

25% Camión HL-93

$$BR = 0.25\left(\left(3.63 + (2 * 14.52)\right)ton\right) * 2 * 1 = 16.335\ ton$$

25% Tándem de Diseño

$$BR = 0.25(22.68ton) * 1 * 2 = 11.34\ ton$$

5% Camión HL-93 + Carril de Diseño

$$BR = \left(0.05(32.67\ ton) + 0.05\left(0.95\ \frac{ton}{m} * L_{puente}\right)\right) * 2 * 1 = 6.022\ ton$$

5% Tándem de Diseño + Carril de Diseño

$$BR = \left(0.05(22.68\ ton) + 0.05\left(0.95\ \frac{ton}{m} * L_{puente}\right)\right) * 2 * 1 = 5.023\ ton$$

$$BR = \frac{16.335ton}{2 * 8.50m} = 0.961 \frac{ton}{m}$$

Fuerza de Empuje Activo Sin Sismo

$$FT = \frac{1}{2}(\gamma_s) * h^2 * kaf = 4.473\ \frac{ton}{m}$$

$$EV = B_{talon} * \left(h - H_{zapata}\right) * \gamma_s = 13.291\ \frac{ton}{m}$$

$$V_1 = EV = 13.291\ \frac{ton}{m}$$

$$x_{V1} = B_{dedo} + B_{pantalla} + \frac{B_{talon}}{2} - \frac{B}{2} = 1.175\ m$$

$$W_1 = \left(h - H_{zapata}\right) * B_{pantalla} * W_c\right) = 6.3\,\frac{ton}{m}$$

$$x_{w1} = \frac{B}{2} - \left(B_{dedo} + \frac{B_{pantalla}}{2}\right) = 0.425\ m$$

$$W_2 = B * H_{zapata} * W_c = 11.52\ \frac{ton}{m}$$

Para simplificar el análisis, no se toma V2, genera un pequeño error.

Tabla 13

Altura Equivalente desde el suelo para Carga Vehicular en Estribos Perpendiculares al Trafico

Altura del Pilar (m)	h_{eq} (m)
1,53	1,22
3,06	0,92
≥6,12	0,61

Tabla 3.11.6.4-1 Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

$$h_{eq} = 0.6m$$

Sobrecarga Vehicular (LS)

$$LS = kaf * \gamma_s * h_{eq} * 1m = 0.265\ \frac{ton}{m}$$

Evaluación de Cargas sin Superestructura, RESISTENCIA IV

$e1 = 1.5 * FT * \cos(\beta) * \frac{h}{3} - 0.9 * FT * \sin(\beta) * \frac{B}{2} - EV * x_{v1} + 1.5 * W_1 * x_{w1} =$

$-01.537\ ton$

$R_1 = V_1 + 0.9 * W_1 + 0.9 * W2 + 0.9FT * \sin(90°) = 33.355 \frac{ton}{m}$

$e = \frac{e1}{R_1} = -0.046\ m$ estaría bien esta entre 1.5 y 3

$\frac{B}{3*2} = 0.8\ m$ $\frac{B}{2} - e = 2.446\ m$

Evaluación de Cargas con Superestructura, RESISTENCIA IV

$e2 = 1.5 * FT * \cos(\beta) * \frac{h}{3} - 0.9 * FT * \sin(\beta) * \frac{B}{2} - v_1 * x_{v1} + 1.25 * W_1 * x_{W1} +$

$1.75 * LL * x_{W1} + 1.25 * DC * X_{W1} + 1.5 * DW * x_{W1} + 1.75 * BR * H + 1.75 * LS *$

$\frac{h}{2} = 32.259\ ton$

$R_2 = V_1 + 0.9 * W1 + 0.9 * W2 + 0.9 * FT * \sin(90) + 1.75 * LL + 0.9 * DC +$

$0.65 * DW = 89.437\ \frac{ton}{m}$

$e = \frac{e_2}{R2} = 0.372\ m$ Estaría bien esta entre 1.5 y 3.

$\frac{B}{3*2} = 0.8\ m$ $\frac{B}{2} - e = 2.028m$

Evaluación de Esfuerzo de Contacto, RESISTENCIA I

$\sigma_v = \frac{V_1 + 0.9 * W_1 + 0.9 * W_2 + 0.9 * FT * \sin(\beta) + 1.75 * LL + 0.9 * DC + 0.65 * DW}{B - 2 * e} = 21.057\ \frac{ton}{m^2}$

SE CONSIDERA MAYOR CON SUPERESTRUCTURA POR LO QUE NO SE EVALÚA ESFUERZOS DE CONTACTO SIN SUPERESTRUCTURA.

Se asumió para el diseño un suelo con capacidad de 22 ton/m^2, sin sismo.

Evaluación L DESLIZAMIENTO S10.6.3.4

$\emptyset T = 0.8$

$\tan(\emptyset T) = 0.7$

Evaluación de Cargas con Superestructura, RESISITENCIA I

$V = V_1 + 0.9 * W_1 + 0.9 * W_2 + 0.9FTsin(90) + 1.75 * LL + 0.9 * DC + 0.65 *$

$DW = 89.437\ \frac{ton}{m}$

$RT = V * \tan(\emptyset T) = 89.437\ \frac{ton}{m}$ $FT * \cos(\beta) = 4.473\ \frac{ton}{m}$

$\emptyset T * RT = 62.606\ \frac{ton}{m}$

$\frac{1.5*FT*\cos(\beta)+1.75*BR}{\emptyset T*RT} = 0.168$ Menor que 1, Evaluación Satisfactoria.

Evaluación de Cargas sin Superestructura, RESISITENCIA IV

$\mathrm{V} = \mathrm{V}_1 + 0.9 * \mathrm{W1} + 0.9\mathrm{W2} + 0.9 * \mathrm{FT} * \sin(90) = 33.355\ \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}}$

$RT = V * \tan(\emptyset T) = 23.348\ \frac{ton}{m}$ $FT * \cos(\beta) = 4.473\ \frac{ton}{m}$

$\emptyset T * RT = 18.679 \frac{ton}{m}$

$\frac{1.5*FT*\cos(\beta)+1.75*BR}{\emptyset T*RT} = 0.449$ Menor que 1, Evaluación Satisfactoria.

6.2 DISEÑO DE ESTRIBOS (CON SISMO)

Tabla 14

Combinaciones de Carga

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomado *de* (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Datos del Relleno

Ángulo fricción del suelo, relleno granular.

$\emptyset = 31°$

Ángulo fricción entre la pantalla del estribo y el suelo, liso=0 grados. Tabla 3.11.5.3-1

$\delta = 24°$

Pantalla recta, ángulo de inclinación de la pantalla del estribo.

$\alpha = 0°$

Pendiente del acceso 0% (relleno o vía recta).

$\beta = 0°$

Valor de la aceleración máxima en roca esperada

Z=0.5

$kh = \frac{1}{2} * z = 0.25$

$kv = 0.5 * kh = 0.125$

Ángulo interno para sismo

$\theta = \text{atan}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = 0.278$

Constante de cálculo para encontrar el empuje activo, del sismo.

$\varphi = (1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset+\delta)*\sin(\emptyset-\theta-\beta)}{\cos(\emptyset+\theta+\alpha)*\cos(\beta-\alpha)}})^2 = 2.428$

Coeficiente de empuje activo del suelo con sismo.

$K_{AE} = \frac{\cos(\emptyset-\theta-\alpha)^2}{\varphi*\cos(\theta)*\cos(\beta)^2*\cos(\emptyset+\theta+\alpha)} = 0.585$

$\frac{K_{AE}}{kaf} = 2.053$

Pesos de la Superestructura por metro de Estribo

$LL = 22.803\frac{ton}{m}$

$BR = 0.961\frac{ton}{m}$

$DC = 16.991\frac{ton}{m}$

$DW = 1.365\frac{ton}{m}$

$FT = 0.5 * \gamma_s * h^2 * K_{AE} = 9.182\frac{ton}{m}$

$$V_1 = B_{talon} * \gamma_s * (H - H_{zapata}) = 13.291 \frac{ton}{m}$$

$$X_{V1} = B_{dedo} + B_{pantalla} + \frac{B_{talon}}{2} - \frac{B}{2} = 1.175 \frac{ton}{m}$$

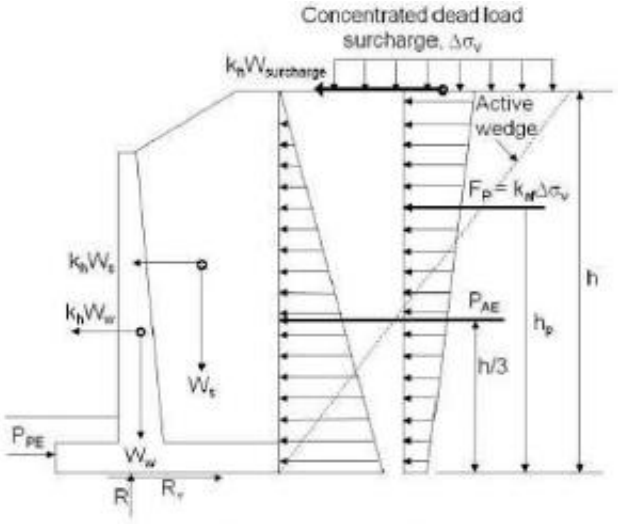
$$W_1 = B_{pantalla} * Wc * \left(H - H_{zapata}\right) = 6.3 \frac{ton}{m}$$

$$X_{w1} = \frac{B}{2} - (B_{dedo} + \frac{B_{pantalla}}{2}) = 0.425m$$

$$W_2 = B * H_{zapata} * W_c = 11.52 \frac{ton}{m}$$

Grafico 10

Esquema de Fuerzas Aplicadas en el Estribo



Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Peso para fuerza inercial del suelo de relleno

$$W_s = V_1 = 13.291 \ \frac{ton}{m}$$

Peso para la fuerza inercial del peso del estribo, solo lo que está por encima de la zapata

$$W_w = W_1 = 6.3 \ \frac{ton}{m}$$

$$\mathrm{HW} = \frac{\mathrm{H-H_zapata}}{2} + \mathrm{H_{zapata}} = 2.75 \ \mathrm{m}$$

Peso para la fuerza inercial de la superestructura.

$\mathrm{PAE} = \mathrm{FT} = 9.182\ \frac{ton}{m}$

Evaluación de Cargas con Superestructura

$\mathrm{Sup} = 1 * \mathrm{PAE} * \frac{\mathrm{h}}{3} + 1.35 * 50\% * \mathrm{kh} * \mathrm{W_s} * \mathrm{HW} + 1.5 * 50\% * \mathrm{kh} * \mathrm{W_w} * \mathrm{HW} +$

$1.25 * 50\%\mathrm{kh} * \mathrm{DC} * \mathrm{H} + 1.25 * 50\%\mathrm{kh} * \mathrm{DW} * \mathrm{H} - \mathrm{W_s} * \mathrm{X_{V1}} + 1.25 * \mathrm{W_W} * \mathrm{X_{W1}} +$

$1.25 * \mathrm{DC} * \mathrm{X_{W1}} + 1.5 * \mathrm{DW} * \mathrm{X_{W1}} = 33.721\ \mathrm{ton}$

$\mathrm{R_1} = 0.9 * \mathrm{W_w} + \mathrm{W_s} + 0.9\mathrm{W_2} + 0.9\mathrm{DC} + 0.65\mathrm{DW} = 45.508\ \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}}$

$\mathrm{e} = \frac{\mathrm{S_{up}}}{\mathrm{R_1}} = 0.741$ Entre 1.5 y 3 ok!

$\frac{\mathrm{B}}{3*2} = 0.8\ \mathrm{m}$ $\frac{\mathrm{B}}{2} - \mathrm{e} = 1.659\ \mathrm{m}$

Evaluación del Esfuerzo de Contacto

Se asumió para el ejercicio un suelo capacidad de 22 toneladas/m2 sin sismo y con sismo.

$\sigma_\mathrm{v} \frac{0.9\mathrm{W_w} + \mathrm{W_s} + 0.9\mathrm{W_2} + 0.9 * \mathrm{DC} + 0.65 * \mathrm{DW}}{\mathrm{B} - 2 * \mathrm{e}} = 13.715\ \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m^2}}$ Ec. (11.6.3.2-1)

Evaluación al DESLIZAMIENTO S10.6.3.4

$\emptyset T = 1$

$\tan(\emptyset) = 0.7$

Evaluación de Cargas con Superestructura

$V = 0.9 * W_w + W_s + 0.9W_2 + 0.9 * DC + 0.65 * DW = 45.508 \frac{ton}{m}$

$R_T = V * \tan(\emptyset) = 31.855\ \frac{ton}{m}$

$\emptyset T * R_r = 31.855\ \frac{ton}{m}$

$$\frac{PAE+1.5*50\%kh*Ws+1.5*50\%kh*W_w+1.25*50\%kh*DC+1.25*50\%kh*DW}{\emptyset T*R_t} = 0.494$$

Diseño del Refuerzo Vertical del Estribo

$\emptyset = 1.0$ Factor de reducción de resistencia, Evento Extremo.

Resistencia a la compresión del hormigón

$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$

$A_g = B_{pantalla} = 7500 \frac{cm^2}{m}$

$0.1 * \emptyset * f'c * A_g = 210 \ \frac{ton}{m}$

$1.25 * DC + 1.5 * DW = 23.285 \frac{ton}{m}$

La fuerza axial es menor al 10% de la resistencia del hormigón, solo se evalúa flexión.

$FT = 9.182 \ \frac{ton}{m}$ $H - H_{zapata} = 3.5 \ m$

$M_u = 1.0 * FT * \frac{H-H_{zapata}}{3} = 10.712 \ \frac{ton*m}{m}$

$Bar_{diam} = 22mm$

$Bar_{Area} = \frac{\pi*Bar_diam^2}{4} = 3.801 \ cm^2$

$d_e = B_{pantalla} - rec_{sup} - \frac{Bar_{diam}}{2} = 68.9 \ cm$

Factor de resistencia en Tensión

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f*de^2} = 2.507 \ \frac{kg}{cm^2}$ S 5.5.4.2.1

$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 6.001 * 10^{-4}$

$A_s = \rho * d_e = 26.384\ \frac{cm^2}{m}$

$Espa_{requi} = \frac{Bar_{area}}{A_s} = 144.076.88\ mm$

$espa_{diseño} = 140\ mm$

Evaluación del Refuerzo Mínimo a Flexión

$f´c * g = 3.983\ ksi$ $f_r = \frac{0.24*\sqrt{3.983}ksi}{g} =$

$33.676\ \frac{kg}{cm^2}$

Momento de Inercia de 1m de pantalla de estribo.

$Ig = \frac{B_pantalla^3}{12} = 3.516 * 10^6\ \frac{cm^4}{m}$

$y_t = \frac{B_{pantalla}}{2} = 0.375\ m$

Factor de variabilidad de rotura. Sección 5.7.3.3.2

$\gamma 1 = 1.6$

Factor de relación entre fluencia y rotura, acero GR 60. Sección 5.7.3.3.2

$\gamma 3 = 0.75$

$M_{cr} = \gamma 1 * \gamma 3 * \left(f_r * \frac{Ig}{yt}\right) = 37.885\ \frac{ton*m}{m}$ menor que $1.33 * Mu = 14.247\ \frac{ton*m}{m}$

el M_cr rige el diseño de acero mínimo.

Factor de Resistencia en Tensión

$\emptyset_f = 0.9$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f*de^2} = 8.867\ \frac{kg}{cm^2}$ S 5.5.4.2.1

$$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.002$$

$$A_s = \rho * d_e = 14.828\ \frac{cm^2}{m}$$

$$Espa_{requi} = \frac{Bar_{area}}{A_s} = 256.362\ mm$$

$$espa_{diseño} = 200\ mm$$

Acero Mínimo Temperatura y Flujo Plástico, Acero Sentido Horizontal

$0.11\ \frac{in^2}{ft} = 2.328\ \frac{cm^2}{m}$ Acero mínimo

El factor 0.0018*fy representa el 1.3 de la fórmula en sistema U.S.

$$\mathrm{A_s} = \frac{0.0018*\mathrm{fy}*1\mathrm{m}*\mathrm{B_{pantalla}}}{2(1\mathrm{m}+\mathrm{B_{pantalla}})*\mathrm{fy}} = 3.857\,\frac{\mathrm{cm^2}}{\mathrm{m}}$$

$$bar_{diame} = 14mm$$

$$bar_{are} = \frac{\pi*bar_diame^2}{4} = 1.529\ cm^2$$

$$Espacio_{reque} = \frac{bar_{are}}{A_s} = 399.099\ mm$$

Se escoge un espaciamiento de 300mm porque no puede ser mayor a 12 in. (Sección 5.10.8).

$$esp_{diseño} = 300mm$$

Diseño a Corte

$\beta = 2.0$ $3.983\ \frac{ksi}{g} = 280.033\,\frac{kg}{cm^2}$

$$d_v = \min(0.9 * de, 0.72 * B_{pantalla}) = 0.54\ m$$

$V_c = 0.0316 * \beta * \sqrt{3.983} * d_v * \frac{ksi}{g} = 47.887 \frac{ton}{m}$

$1.5 * FT = 13.773 \frac{ton}{m}$

$V_n = V_c = 47.887 \frac{ton}{m}$ No se considera el refuerzo, no hay estribos

$\emptyset = 1.0$ $\emptyset * V_n = 47.887 \frac{ton}{m}$

Apéndice C – Opción 2 de Diseño

DISEÑO PUENTE CHAUPI-PULIZA / OPCIÓN 2 - TABLERO HORMIGÓN ARMADO / VIGAS METALICAS

Especificaciones que Rigen: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Second Edition, 1998, including interims for 1999 through 2002).

- Metodología de Diseño: Load and Resistance Factor Design (LRFD).

- Requerimientos de Carga Viva: HL-93.

1. DATOS GENERALES

Ancho de Losa $Wlosa = 8.50\ m$

Espaciamiento entre vigas longitudinales $lvigas = 2.90\ m$

Ancho de vía $Wvia = 3.5\ x\ 2 = 7000mm$

Largo del Puente $Lpuente = 29m$

Recubrimiento mínimo superior de la losa $rec.sup = 0.05m$

Recubrimiento mínimo inferior de la losa $rec.inf = 0.05m$

Numero de vigas longitudinales $n_g = 3$

Limite elástico del Acero Estructurales $F_Y = 3520\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia a la Tracción del Acero $F_u = 4600\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia del Refuerzo $f_Y = 4200 \frac{Kg}{cm^3}$

Densidad del Acero $W_S = 7850\ \frac{Kg}{m^3}$

Densidad del Hormigón $W_S = 2400\ \frac{Kg}{cm^3}$

Resistencia a la compresión del Hormigón $f`c = 280\ \frac{Kg}{cm^2}$

Altura de la Viga $H_{viga} = 1.45m$

Base de la viga $B_{viga} = 0.44\ m$

Angulo de Sesgo $Skew = 0deg$

Superficie de Uso Futura $W_{fws} = 2550\ \frac{Kg}{m^3}$

Futuro de espesor de la Superficie de Uso $t_{fws} = 5\ cm$

El primer conjunto de factores de diseño se aplica a todos los efectos de fuerza y es el S1.3.2.1 representado por la letra griega η (eta) en las Especificaciones. Estos factores están relacionados con la ductilidad, redundancia y la importancia del funcionamiento de la estructura. Se requiere una única eta combinada para cada estructura. Cuando un factor de carga máximo de la Tabla S 3.4.1-2 es utilizado, la carga factorizada se multiplica por eta, y cuando existe una carga mínima se utiliza el factor, la carga factorizada se divide por esta. Todas las demás cargas, factorizados de acuerdo con la tabla S 3.4.1-1, se multiplican por eta si se desea un efecto de fuerza máxima y se dividen por eta si se desea un efecto mínimo de fuerza. En este diseño, se supone que todos los factores eta son iguales a 1.0.

$\eta_D = 1.0$ $\eta_R = 1.0$ $\eta_l = 1.0$

Para cargas que su valor máximo de γi es apropiado:

$\eta = \eta_D * \eta_r * \eta_l$ y $\eta \geq 0.95$ S EQ. 1.3.2.1-2

Para cargas que el valor mínimo de γi es apropiado:

$\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_l}$ y $\eta \leq 1$ S EQ. 1.3.2.1-3

Por lo tanto, para este diseño, use:

$\eta = 1.0$

El siguiente es un resumen de otros factores de diseño de las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD. Adicional la información se proporciona en las Especificaciones y en la sección específica.

Tabla 1

Combinaciones de Carga y Factores de Carga

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA								
Estado Estados	**FACTORES DE CARGA**							
	DC		**DW**		**LL**	**IM**	**WS**	**WS**
	Max.	Min.	Max.	Min.				
Resistencia I	1,25	0,90	1,50	0,65	1,75	1,75	-	-
Resistencia III	1,25	0,90	1,50	0,65	-	-	1,40	-
Resistencia V	1,25	0,90	1,50	0,65	1,35	1,35	0,40	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00
Servicio II	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	1,30	-	-
Fatiga	-	-	-	-	0,75	0,75	-	-

Nota: La tabla muestra las combinaciones y factores de carga. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Tabla 2

Factores de Resistencia

FACTORES DE RESISTENCIA		
Material	**Tipo De Resistencia**	**Factor De Resistencia, Φ**
Acero Estructural	Flexión	φf= 1,00
	Corte	φv= 1,00
	Compresión Axial	φc= 0,90
	Pandeo	φb= 1,00

Material	Tipo De Resistencia	Factor De Resistencia, Φ
Concreto Reforzado	Flexión Y Tensión	φf= 0,90
	Corte Y Torsión	φv= 0,90
	Compresión Axial	φa= 0,75
	Compresión Con Flexión	φ= 0,75 a 0,90 (interpolación lineal)

Nota: La tabla muestra los factores de Resistencia de los materiales. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Tabla 3

Factores Multipresencia

FACTORES MULTIPRESENCIA	
Número de Carriles Cargados	***Factor Multipresencia* m**
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Nota: La tabla muestra los factores multipresencia. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Tabla 4

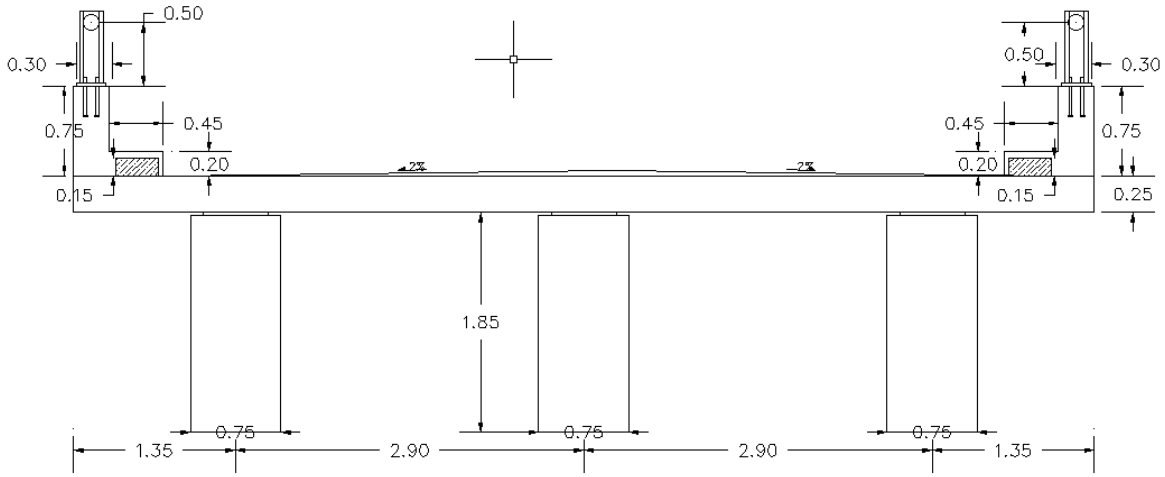
Tolerancia de Carga Dinámica

TOLERANCIA DE CARGA DINÁMICA	
Estado Límite	**Tolerancia De Carga Dinámica, IM**
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Nota. La tabla muestra la tolerancia dinámica. Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Grafico 1

Sección Transversal Puente Sección Mixta



Nota. Geometría de la sección transversal del puente de sección mixta donde se especifica todos sus componentes principales. Tomado de (Tello & López, 2021)

2. DISEÑO DE BARRERA

En este capítulo se desarrollará el diseño de la losa de hormigón de sección transversal de

8.5 metros y de longitud de 29 m.

2.1 Datos

Espacio Vigas $S = l_{vigas} = 2.9\ m$

Numero de Vigas $n_g = 3$

Cubertura Superior de la Losa $rec.sup = 50\ mm$

Cobertura Inferior de la Losa $rec.inf = 50\ mm$

Densidad del Concreto $W_C = 2400\ mm$

Superficie de Uso $W_{fws} = 2250\ \frac{kg}{m^3}$

$w_{losa} = 8.50\ m$

$w_{via} = 3.5\ m * 2 = 7m$

$$L_{puente} = 29\ m$$

$$t_s = 25\ cm$$

$$t_o = t_s = 25\ cm$$

2.2 Diseño de la Barrera de Hormigón

PESOS

Barrera

$H_{barrera} = 0.75\ m$

$B_{barrera} = 0.25\ m$

$H_{acera} = 0.05\ m$

$P_{barrera} = H_{barrera} * B_{barrera} * w_c = 450\ \frac{kg}{m}$

Acera

$P_{acera} = \left(1m * H_{acera} * W_c + 80\frac{kg}{m}\right) = 200\frac{kg}{m}$

Losa

$p_{losa} = t_o * 1m * Wc = 600\frac{kg}{m}$

$\emptyset = 1.2\ cm$ $\qquad Area\emptyset 12mm = \frac{(\pi*(\emptyset)^2)}{4} = 1.131\ cm^2$

TIPO DE BARRERA DE TRÁFICO= TL-3 (S.13.7.2)

Fuerzas de Colisión para TL-3 (Tabla A 13.2-1).

$FT = 24.5\ ton$ Fuerza Transversal

$Fl = 8.15\ ton$ Fuerza Longitudinal

$Fv = 2.04\ ton$ Fuerza Vertical

$\mathrm{Lt} = 1220\ \mathrm{mm} = 1.22\mathrm{m}$

$\mathrm{LL} = \mathrm{Lt} = 1.22\ \mathrm{m}$

Lv = 5485 mm = 5.485 m

He = 610 mm = 0.61 m Altura mínima de la baranda.

Hh = 750 mm = 0.75 m Altura de hormigón en la barrera, desde la losa.

HT = 1250 mm = 1.25 m

Cálculo del Momento Resistente de la Barrera cerca de la Junta.

$\emptyset = 1.2\ cm$

Área del refuerzo transversal de la barrera 1 varilla 12mm @ 25cm.

$\mathrm{Area.Trans} = \frac{(\pi*(\emptyset)^2)}{4} = 1.131\ \mathrm{cm}^2$

Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón.

$\alpha = \frac{(Area.Trans*f_y)}{0.85*f`c*25\ cm}$ =0.798 cm

Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción.

$dref.trans = 30\ cm - 5cm - \frac{1.2\ cm}{2} = 24.4\ cm$

Momento resistente (por unidad de longitud de la barrera con respecto a un eje longitudinal.

$M_c = Area.trans * fy * \left(dref.trans - \frac{a}{2}\right) * \frac{1}{25\ cm} = 4.56\ ton * \frac{m}{m}$

$Area.long = \frac{(\pi*(1.2)^2)}{4} = 1.131\ cm^2$

Área del refuerzo longitudinal de la barrera 4 varillas 12mm @ 22cm.

$\alpha = \frac{(4*Area.Trans*f_y)}{0.85*f`c*Hh}$ Profundidad del bloque rectangular a compresión del hormigón.

$\alpha = \frac{(4*1.131\ cm^2*4200)}{0.85*280\ \frac{kg}{cm^2}*75\ cm} = 1.064\ cm$

Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la varilla en tracción.

$dref.long = 30\ cm - 5cm - 1.2cm - \frac{1.2\ cm}{2} = 23.2\ cm$

Momento resistente (por unidad de longitud) de la barrera con respecto a un eje vertical.

$M_w = 4 * Area.long * fy * (dref.long - \frac{a}{2}) = 4.307\ ton * m$

Capacidad para colisiones de una Región Interior de la Barrera de Hormigón

$L_{ci} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{(\frac{L_t}{2})^2 + \frac{8*H_h*M_w}{M_c}} = 3.074\ m$

Longitud de la línea de fluencia (falla) para una región interior (A 13.3.1-2).

Resistencia Interior $R_{wi} = \frac{2}{2*L_{ce}-L_t} * \left(8 * M_w + \frac{M_c*L_{ci}^2}{H_h}\right) = 37.377\ ton$

Capacidad para colisiones de una Región cerca de las Juntas

$L_{ce} = \frac{L_t}{2} + \sqrt{(\frac{L_t}{2})^2 + \frac{H_h*M_w}{M_c}} = 1.649\ m$

Longitud de la línea de fluencia (falla) para una región exterior (cerca de la junta).

Resistencia Interior $R_{we} = \frac{2}{2*L_{ce}-L_t} * \left(M_w + \frac{M_c*L_{ce}^2}{H_h}\right) = 20.059\ ton$

Datos y Propiedades del tubo de 4,5"

Diámetro. $D_{tubo} = 111mm$

Espaciamiento entre postes. $L_{poste} = 1.8\ m$

Espesor. $t_{tubo} = 6mm$

Distancia de la barrera al centro del tubo. $h_{tubo} = 50\ cm$

Módulo de sección

$W_{tubo} = (\frac{\left(D_{tubo}+\frac{t_{tubo}}{2}\right)^3}{6} - \frac{(D_{tubo}-\frac{t_{tubo}}{2})^3}{6}$ $f_{y-perfil} = 2520\ \frac{kg}{cm^2}$

$w_{tubo} = 37263\ mm^3$ $M_p = f_{y-perfil} * W_{tubo} = 0.939\ ton * m$

Momento plástico de la sección. $M_p = 0.94\ ton * m$

Datos y Propiedades del Poste IPN140

Modulo Plástico de la sección. $W_{IPN140} = 95200\ mm^2$

Fuerza Resistente a colisiones del sistema de acero IPN de la barrera.

$P_p = \frac{W_{IPN140} * f_{y-perfil}}{h_{tubo}} = 4.798\ ton$

Fuerza resistente de colisión del Sistema Poste-Tubo cerca de la junta.

$R_r = \frac{2*M_p+2P_P*L_{poste}*1}{2*1*L_{poste}-L_t} = 8.047\ ton$

Fuerza resistente de colisión del Sistema Poste-Tubo en una Región Interna de la Barrera

$R`_R = \frac{16*M_p}{2*1*L_{poste}-L_t} = 6.313\ ton$

Evaluación del Sistema Barrera de Hormigón-Baranda de Acero

Altura Mínima para Fuerzas de Colisión R. $H_e = 0.61\ m$

Impacto en una Región Interior

Resultante para regiones interiores. $R_{total.interior} = R'_R + R_{wi} = 43.689\ ton$

$F_t = 24.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.interior} > F_t$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.interior} < F_t$ ¨ No Cumple"

Altura de la resultante del sistema barrera-baranda, interior.

$Y_{total.interior} = \frac{R´_R * H_T + R_{Wi} * H_h}{R_{total.interior}} = 822.433\ mm$ $H_e = 610$ mm

Evaluación : Si $Y_{total.interior} > H_e$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Y_{total.interior} < H_e$¨ No Cumple"

Impacto en una Región Exterior, Cerca de las Juntas

Resultante para regiones exteriores.

$R_{total.exterior} = R_R + R_{we} = 28.106\ ton$

$F_t = 14.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.exterior} > F_t$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.exterior} < F_t$¨ No Cumple"

Altura de la resultante del sistema barrera-baranda, interior.

$Y_{total.exterior} = \frac{R_R * H_T + R_{We} * H_h}{R_{total.exterior}} = 893.161\ mm$ $H_e = 610\ mm$

Evaluación : Si $Y_{total.exterior} > H_e$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si Si $Y_{total.exterior} < H_e$¨ No Cumple"

Impacto en el Poste cerca de las Juntas

$R´_w = \frac{R_{we} * H_h - P_p * Ht}{H_h}$ =12.084 ton

$R_{total.poste} = R_R + P_P + R´_W = 24.908\ ton$

$F_t = 24.5\ ton$

Evaluación : Si $R_{total.poste} > F_t$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $R_{total.poste} > F_t$¨ No Cumple"

$Y_{total.poste} = \frac{P_P * H_T + R_R * H_T + R'_W * H_h}{R_{total.poste}} = 1007.864\ mm$ $H_e = 610\ mm$

Evaluación : Si $Y_{total.poste} > H_e$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Y_{total.poste} < H_e$¨ No Cumple"

3. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN CON EL MÉTODO DE LA FRANJA EQUIVALENTE

Los momentos son calculados asumiendo que las vigas son soportes rígidos en sus ejes longitudinales. El refuerzo es el mismo en todas las luces. La sección de losa en cantiléver se diseña para las Cargas Muertas y Cargas Vivas además de la Carga de Colisión.

Factores de Carga para Losa y Barreras:

$\gamma pDCmin = 0.90$ Mínimo S.3.4.1

$\gamma pDCmax = 1.25$ Máximo S.3.4.1

Peso de losa por metro cuadrado $w = W_c * (t_o + 30mm) = 0.672\ \frac{ton}{m^2}$

Momento Negativo y Positivo Mayorado de Carga Muerta (DC) de la Losa:

$M_{u_{pos.muerta}} = \gamma pDCmax * \left(\frac{w * l^2_{vigas}}{10}\right) = 0.706\ \text{ton} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$M_{u_{neg.muerta}} = M_{u_{pos.muerta}}$ Para Vanos Interiores

Nota. Momento *aproximado*, se asume que es válido ya que el peso propio de la losa se considera pequeño comparado con las cargas vehiculares. El valor 10 es un valor entre apoyo rígido (12) y apoyo simple (8) para el cálculo de momentos.

Distancia Desde el Eje Longitudinal hasta la Sección de Diseño.

Ancho del ala superior de las vigas longitudinales: $b_{ala} = 320\ mm$

Distancia a la sección de diseño: $X_1 = \frac{b_{ala}}{4} = 80\ mm$ Medido desde el eje longitudinal de las vigas

Cálculo de Momentos Positivos en la Losa.

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1, en el Apéndice A4 para encontrar los valores de los momentos positivos y negativos en la losa por los efectos de Carga Viga (LL). Se consideran estos valores apropiados para el diseño puesto que la losa cumple todos los requisitos especificados en el Apéndice A4.

Espaciamiento entre vigas: $l_{vigas} = 2.9m$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

$M_{u_{pos.viva}=}$ $\gamma LL * 2.97\ \text{ton} = 5.198\ \text{ton}\frac{m}{m}$ Tabla A4.1-1

Momento positivo total de diseño para vanos interiores.

$M_{u_{pos.total}} = M_{u_posmuerta} + M_{u_posviva} = 5.904\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo de Momentos Negativos en la Losa

La Norma LRFD permite el uso de la Tabla A 4.1-1, ídem a los momentos positivos.

Espaciamiento entre vigas: l_{vigas}=2.9 m

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

$M_{u_negviva} = \gamma LL * 2.84\ ton = -4.87\ ton\frac{m}{m}$

Momento negativo total de diseño para vanos interiores.

$M_{u_{neg.total}} = M_{u_negmuerta} + M_{u_negviva} = 5.676\ ton\frac{m}{m}$

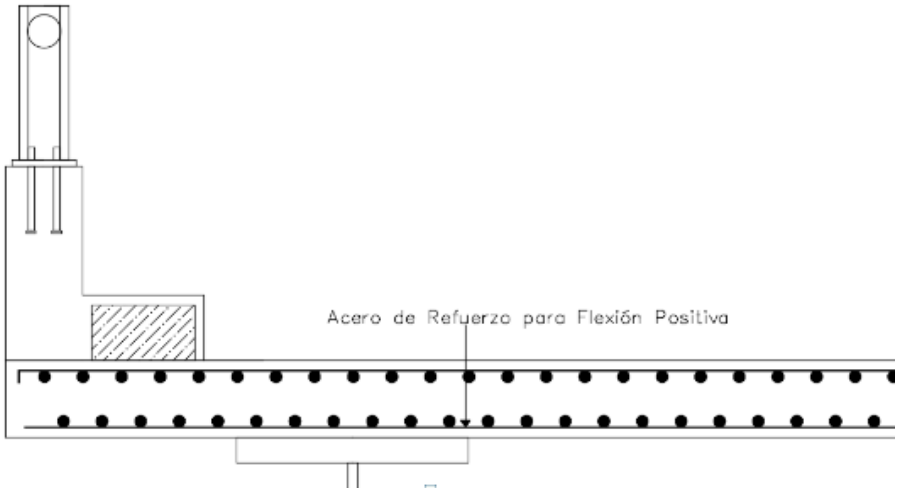
3.1 - Diseño del Refuerzo Positivo Transversal de la Losa

El primer paso para diseñar el acero de flexión positiva es asumir un fi de la barra. A partir de este tamaño de barra, el área requerida de acero (As) se puede calcular. Una vez que se conoce el

área requerida de acero, la barra requerida se puede calcular el espaciado.

Grafico 2

Acero de refuerzo para Flexión Positiva



Nota. En el grafico se muestra el acero de refuerzo para flexión positivo. Tomada de (G. Tello y C. López, 2020)

Se asume barra fi 14

Diam_bar= 14mm

Área de la varilla de 14 mm $\text{área.barr} = \frac{(\pi * (\text{Diam} - \text{bar})^2)}{4} = 1.539\ \text{cm}^2$

Distancia efectiva desde la fibra en $d_e = t_s - rec.inf - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ mm$

compresión al centro de la varilla d_e=193 mm

Factor de Resistencia en Tensión S 5.5.4.2.1 $\emptyset f = 0.9$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal. $R_n = \frac{M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 17.611\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.004$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 8.427\ \frac{cm^2}{m}$

Espaciamiento requerido de refuerzo positivo.

$$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 182.899\ mm$$

Se escoge un espaciamiento de 150 mm en las áreas de momento positivo.

Espaciamiento_Diseño.pos= 150mm

Evaluación del Agrietamiento por Refuerzo Positivo para Cargas de Servicio

Momento positivo no mayorado $M_{S_{postotal}} = \frac{Mu_posmuerta}{\gamma pDCmax} + \frac{Mu_posviva}{\gamma LL} = 3.535\ ton\frac{m}{m}$

Refuerzo por unidad de longitud $A_s = \frac{área_bar}{Espaciamiento_Diseñopos} = 1.026\ \frac{mm^2}{mm}$

Cuantía de refuerzo por unidad de longitud. $\rho = \frac{A_s}{d_e} = 0.005$

Razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón. n=8

$B = \frac{1}{n*A_s} = 121.802\ \frac{m}{m^2}$

$k = \frac{\sqrt{2*B*d_e+1}-1}{(B*d_e)} = 0.252$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón. $k * d_e = 48.68\ mm$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro.

$I_t = \frac{1}{3} * (k * d_e)^3 + n * A_s * (d_e - k * d_e)^2 = 209453.654\ \frac{mm^4}{mm}$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión.

$y = d_e - k * d_e = 144.32\ mm$

$f_{ss} = \frac{n*Ms_{postotal}*y}{It} = 1948.663\ \frac{kg}{cm^2}$

Espaciamiento Mínimo para el Control de Agrietamiento

$\beta_s = 1 + \frac{rec.inf}{0.7(t_s - rec.\text{inf})} = 1.357$ S 5.7.3.4

$\gamma e = 0.75$ Factor de intemperie S 5.7.3.4

$S_\min = \frac{12.6\frac{ton}{mm}*\gamma e}{\beta_s * f_{ss}} = 357.33\ mm$ Ec. (5.7.3.4-1)

Espaciamiento en la zona del momento positivo máximo

Espaciamiento_Diseño.pos= 300 mm

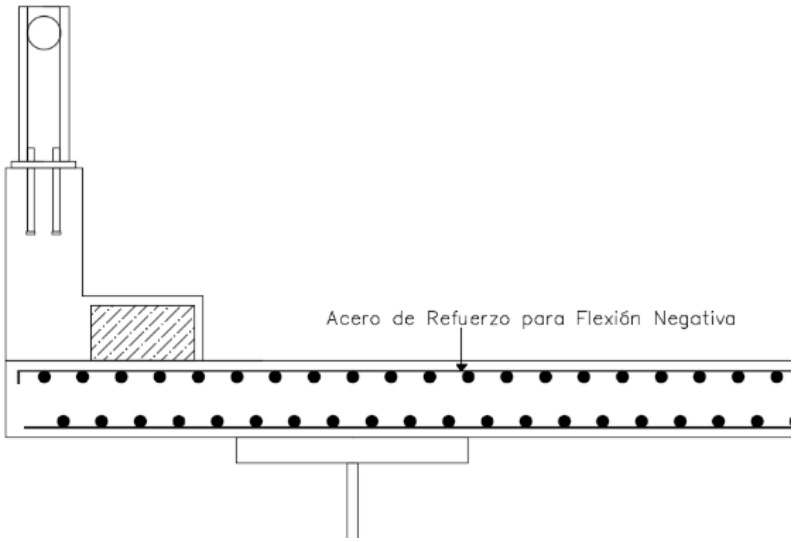
Evaluación : Si $S_{min} > \text{Espaciamiento}_{\text{Diseño}}.\text{pos}$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $S_{min} < \text{Espaciamiento}_{\text{Diseño}}.\text{pos}$¨Satisfactorio¨ No Cumple"

3.2 - Diseño del Refuerzo Negativo Transversal en la Losa

Grafico 3

Acero de Refuerzo para Flexión Negativa



Nota. En este grafico se muestra el acero de refuerzo para flexión negativa. Tomada de (G. Tello y C. López, 2020)

Diam_bar= 14mm Se escoge una varilla de 14 mm para el diseño.

Área de la varilla de 14 mm $\text{área.barr} = \frac{(\pi*(\text{Diam}-\text{bar})^2)}{4} = 1.539\ \text{cm}^2$

Distancia efectiva desde la fibra en $d_e = t_s - \text{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ \text{mm}$

compresión al centro de la varilla d_e=193 mm

Factor de Resistencia en Tensión S 5.5.4.2.1 $\emptyset f = 0.9$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal.

$$R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 16.932\ \frac{kg}{cm^2}$$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.004$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.808\ \frac{mm^2}{m}$

Espaciamiento requerido de refuerzo negativo.

$$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 190.535\ mm$$

Se escoge un espaciamiento de 150 mm en las áreas de momento negativo.

Espaciamiento_Diseño.neg= 150mm

Evaluación del Agrietamiento por Refuerzo Negativo para Cargas de Servicio

Momento negativo no mayorado.

$$M_{S_{negtotal}} = \frac{Mu_negmuerta}{\gamma pDCmax} + \frac{Mu_negviva}{\gamma LL} = -2.275\ ton\frac{m}{m}$$

Refuerzo por unidad de longitud $A_s = \frac{área_bar}{Espaciamiento_Diseñopos} = 1.026\ \frac{mm^2}{mm}$

Cuantía de refuerzo por unidad de longitud. $\rho = \frac{A_s}{d_e} = 0.005$

Razón entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón. n=8

$$B = \frac{1}{n*A_s} = 121.802\ \frac{m}{m^2}$$

$$k = \frac{\sqrt{2*B*d_e+1}-1}{(B*d_e)} = 0.252$$

Altura de la sección rectangular a compresión del hormigón. $k * d_e = 48.68\ mm$

Inercia de una sección de hormigón agrietado con respecto a su eje neutro.

$$I_t = \frac{1}{3} * (k * d_e)^3 + n * A_s * (d_e - k * d_e)^2 = 209453.654\ \frac{mm^4}{mm}$$

Distancia desde el eje neutro al acero en tensión.

$$y = d_e - k * d_e = 144.32\ mm$$

$$f_{ss} = \frac{n*Ms_{postotal}*y}{It} = 1253.952\ \frac{kg}{cm^2}$$

Espaciamiento Mínimo para el Control de Agrietamiento

$$\beta_s = 1 + \frac{rec.inf}{0.7(t_s - rec.\text{inf})} = 1.357$$ S 5.7.3.4

$$\gamma e = 0.75$$ Factor de intemperie S 5.7.3.4

$$S_\min = \frac{12.6\frac{ton}{mm}*\gamma e}{\beta_s * f_{ss}} = 555.297\ mm$$ Ec. (5.7.3.4-1)

Espaciamiento en la zona del momento negativo máximo

Espaciamiento_Diseño.neg= 450 mm

EvaluacióN: Si $S_{min} >$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$. neg¨Satisfactorio"

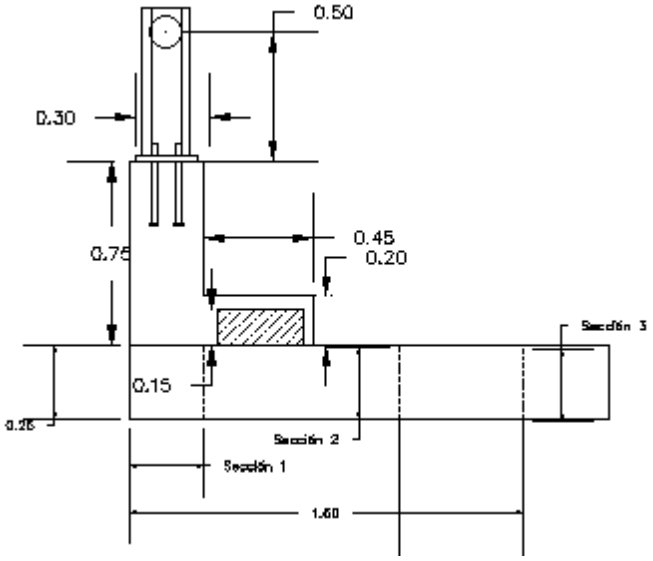
Evaluación= Satisfactoria

Si $S_{min} <$ Espaciamiento$_{\text{Diseño}}$. neg¨Satisfactorio¨ No Cumple"

3.3 - Diseño del Acero de Refuerzo Transversal del Volado de la Losa

Grafico 3

Sección volada de la losa



Nota. En el presente grafico se muestra el volado de la losa. Tomado de (Tello & López, 2021)

Peso de la Barrera

Peso aproximado de la barrera por metro. El factor 1.1 para incluir el peso de la baranda de metal.

$P_{barrera} = H_{barrera} * B_{barrera} * W_c * 1.1 = 495\ \frac{kg}{m}$

$P_{acera} 1\ m * 0.05 * W_c + 80 \frac{kg}{m} = 200\ \frac{kg}{m}$ Peso acera, incluido bloques

Peso de la losa, incluye un espesor medio de 30 mm de la capa de rodadura.

$P_{losa} = (t_o + 30mm) * Wc = 672\ \frac{kg}{m^2}$

Diam_bar= 14mm $\text{área. bar} = \frac{(\pi * (\text{Diam} - \text{bar})^2)}{4} = 1.539\ \text{cm}^2$

Diseño para Cargas Horizontales de Colisión.

Evaluación en la Cara Interna de la Barrera (Sección 1)

Factor de carga para Evento Extremo S 1.3.2.1 $\emptyset_{ext} = 1.0$

$\gamma\text{pDCmax} = 1.25$ Factor de Carga para Peso Propio Tabla 3.4.1-2

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la losa

$M_{DC} losa = \gamma\text{pDCmax} * \frac{P_{losa} * (250)^2}{2} = 0.026\ ton \frac{m}{m}$

Momento mayorado en la sección 1 por el peso propio de la barrera.

$M_{DC} losa = \gamma\text{pDCmax} * \frac{P_{barrera} * (250)^2}{2} = 0.077\ ton \frac{m}{m}$

Momento mayorado total en la sección 1.

$M_U . total = M_u + M_\text{DC. losa} + \text{M_DC. barrera} = 4.664\ \ \text{ton} \frac{m}{m}$

Cálculo de la Tensión Axial

$T = \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h}, \frac{R_{we}}{L_{ce}*2*H_h}\right) = 8.167\ \frac{ton}{m}$ S A13.4.2

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla.

$\mathrm{d_e} = \mathrm{t_s} - \mathrm{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ \mathrm{mm}$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\,pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 12.521\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.003$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.591\ \frac{mm^2}{m}$

Espaciamiento requerido de refuerzo negativo.

$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 260.311\ mm$

Se escoge un espaciamiento de 200 mm en las áreas de momento negativo.

Espaciamiento_Diseño.neg= 200mm

Resistencia Nominal con Tensión

$A_s = \frac{Área_bar}{Espaciamiento_{diseño.neg}} = 0.77\ \frac{mm^2}{mm}$

$T_a = A_s * fy = 32.327 \frac{ton}{m}$

$a = \frac{C}{0.85*f'c} = 10.151\ mm$

$Mn = T_a * \left(d_e - \frac{a}{2}\right) - T * \left(\frac{d_e}{2} - \frac{a}{2}\right) = 5.328\ ton\frac{m}{m}$

$Mr = \emptyset_{ext} * Mn = 5.328\ ton\frac{m}{m}$

$Mu.total = 4.664\ ton\frac{m}{m}$

Evaluación : Si $Mr >$ Mu. total ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Mr <$ Mu. total ¨Satisfactorio¨ No Cumple"

Evaluación para Fluencia del Acero de Refuerzo

$\beta_1 = 0.85$

$c = \frac{a}{\beta_1}$ S 5.7.2.2

$\frac{c}{d_e} = 0.062$ S 5.7.3.3.1

Evaluación : Si $\frac{c}{d_e} > 0.42$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{c}{d_e} < 0.42$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple"

El acero fluye antes de la falla a compresión del hormigón

Evaluación a 1/4 del ala de eje longitudinal de la viga (Sección 2)

Nota. Se considera que la longitud de colisión (Lc) aumenta en 30 grados a cada lado de la barrera.

Momento resistente de la barrera por colisión

$Mc.sec2 = \frac{Mc*L_{ci}}{L_{ci}+(2*(1.35m-0.30m-x_1)*\tan(30))} = 3.341\ ton$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Losa

$M_{DC}.losa =$ γpDCmax $* \frac{P_{losa}*(1.35m-x_1)^2}{2} = 0.677\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Barrera y Acera

$M_{DC}.barrera = \gamma pDCmax * \left(p_{barrera} * \left(1.35m - \frac{0.25m}{2} - x_1\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m - X_1)\right)$

$M_{DC}.barrera = 0.857\ ton\frac{m}{m}$

Momento mayorado total en la sección 2

$Mu.total = Mc + M_{DC}.losa + M_{DC}.barrera = 6.095\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo de la Tensión Axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grados a cada lado de la barrera hasta la sección 2.

$l.adic = 2 * (1.35m - 0.25m - X_1) * tan(30) = 1.178\ m$

$T = \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h+l.adic}, \frac{R_{we}}{L_{ce}+2*H_h+l.adic}\right) = 6.493\ \frac{ton}{m}$ S A13.4.2

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla

$d_e = t_s - rec.inf - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ mm$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\ pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 16.363\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.004$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.78\ \frac{mm^2}{m}$

$Area_{bar} = 1.539\ cm^2$

$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 197.43\ mm$

Espaciamiento_Diseño.neg= 150 mm

Evaluación a 1/4 del Ala de Eje Longitudinal de la Viga para un Vano Interior (Sección 3)

Se considera que la longitud de colisión (Lc) aumenta en 30 grados a cada lado de la barrera. Se asume que el momento transmitido a la viga interior es igual al 40% de la viga exterior.

$Mc.inter = 0.4 * Mc = 1.824\ ton\frac{m}{m}$ $Mc = 4.56\ ton\frac{m}{m}$

$Mc.3 = (Mc + Mc.inter) * \frac{(lvigas - X_1)}{lvigas} - Mc.inter = 4.384\ ton\frac{m}{m}$

Relación entre el momento en la sección 3 y el momento en el voladizo. $\frac{Mc.3}{Mc} = 0.961$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3.

$Mc.sec3 = \frac{Mc.3 * L_{ci}}{L_{ci} + (2(1.35m - 0.25m + X_1) * \tan(30))} = 3.036\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Losa

$M_{DC}.losa = \gamma pDCmax * (\frac{P_{losa}(1.35)^2}{2}) = 0.727\ ton\frac{m}{m}$

Momento Mayorado en la Sección 2 por el Peso Propio de la Barrera y Acera

$M_{DC}.barrera = 0.95 * \gamma pDCmax * (p_{barrera} * \left(1.35m - \frac{0.25m}{2}\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m))$

$M_{DC}.barrera = 0.88\ ton\frac{m}{m}$

Momento Positivo por Peso Muerto en el Primer Vano

Momento positivo en la sección 3

$M_{DC}.vano = \gamma pDCmax * \left(0.4 * P_{losa} * lvigas * x_1 - \frac{p_{losa} * x_1^2}{2}\right) = 0.075\ ton\frac{m}{m}$

Momento mayorado total en la sección 3

$$Mu.total = Mc.sec3 + M_{DC}losa + M_{DC}barrera + M_{DC}vano = 4.719\ ton\frac{m}{m}$$

Cálculo de la Tensión Axial

Longitud adicional considerando un aumento en 30 grados a cada lado de la barrera hasta la sección 2.

$$l.adic = 2 * (1.35m - 0.25m + x_1) * \tan(30) = 1.363m$$

$$T = max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci}+2*H_h+l.adic}, \frac{R_{we}}{L_{ce}+2*H_h+l.adic}\right) = 6.291\ \frac{ton}{m} \qquad \text{S A13.4.2}$$

Distancia efectiva desde la fibra en compresión al centro de la varilla.

$$\mathrm{d_e} = \mathrm{t_s} - \mathrm{rec.inf} - \frac{Diam.bar}{2} = 193\ \mathrm{mm}$$

Coeficiente de resistencia de esfuerzo nominal $R_n = \frac{-M_{u\,pos.total}}{\emptyset f * d_e^2} = 12.668\ \frac{kg}{cm^2}$

Cuantía de refuerzo $\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n}{0.85*f'c}} = 0.003$

Área de acero requerida por unidad de longitud (m). $A_s = \rho * d_e = 0.598\ \frac{mm^2}{m}$

$$Espaciamento - Requerido = \frac{área-bar}{A_s} = 257.212\ mm$$

Se escoge un espaciamiento de 200 mm en las áreas de momento negativo.

Espaciamiento_Diseño.sec2= 200mm

Diseño del Voladizo por Carga Viva (LL) y Carga Muerta (DC)

Para volados <1200mm y espaciamientos entre vigas <3600mm el diseño no es controlado por carga viva o carga muerta. Por esta razón el refuerzo calculado en las secciones anteriores rige el diseño.

3.4 Longitud de Corte para el Acero de Refuerzo Transversal

bar_diám=14 mm

$\text{Area}_{\text{bar}} = 1.539\ \text{cm}^2$

Espaciamiento_Diseño.neg=200mm

Cuantía de acero para determinar el lugar de corte de las varillas de refuerzo negativo

$A_s = \frac{Area_bar}{2 * Espaciamiento_Diseñoneg} = 3.848\ \frac{cm^2}{m}$

$\emptyset f = 0.9$ Factor de carga para flexión

$T = As * fy = 16.163 \frac{ton}{m}$

$a = \frac{T}{0.85 * f'c} = 6.791\ mm$

$d_e = 193\ mm$

Momento nominal con varillas espaciadas a 200mm.

$Mn = T * \left(d_e - \frac{a}{2}\right) = 3.065\ ton \frac{m}{m}$

Momento resistente con varillas espaciadas a 200mm.

$Mr = \emptyset f * Mn = 2.758\ ton \frac{m}{m}$

Factor de Carga Viva (LL) - RESISTENCIA I $\gamma LL = 1.75$ Tabla 3.4.1-1

Momentos Factorados Tabla A4-1, momentos negativos a 610mm, 450mm, 305mm y 230 mm respectivamente.

$\left(1.53\ ton \frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 2.678\ \text{ton} \frac{m}{m}$ 610mm

$\left(1.66\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 2.905 \text{ton}\frac{m}{m}$ 450mm

$\left(1.82\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 3.185\ \text{ton}\frac{m}{m}$ 305mm

$\left(2.10\ ton\frac{m}{m}\right) * \gamma LL = 3.675\ \text{ton}\frac{m}{m}$ 230mm

Comparando el valor del momento resistente encontramos que es igual al momento de diseño a 610mm. En consecuencia, la longitud de corte es a 610mm desde el apoyo con respecto a momentos negativos en los vanos interiores.

$Mr = 2.758\ ton\frac{m}{m}$

Cálculo para la Longitud de Corte para Cargas de Colisión en el Vano Interior en la Región de las Vigas Exteriores

Nota. El cálculo de los momentos totales es igual que el de la sección 3. La sección con momento de diseño menor que el resistente se encuentra iterando con distancia X corte desde la viga.

Distancia a la sección donde el momento de diseño es menor al momento resistente.

x.corte=1000mm

$Mc = 4.56\ ton\ \frac{m}{m}$ $Mc.inter = 0.4 * Mc = 1.824\ ton\frac{m}{m}$

$Mc.3 = (Mc + Mc.inter) * \left(\frac{lvigas - x.corte}{lvigas}\right) - Mc.inter = 2.359\ ton\frac{m}{m}$

Relación entre el momento a x.corte de la viga exterior y el momento en el voladizo

$relacion = \frac{Mc.3}{Mc} = 0.517$

Momento resistente de la barrera por colisión en la sección 3.

$$Mc.sec3 = \frac{Mc.3 * L_{ci}}{L_{ci} + (2 * (1.35m - 0.3m + x.corte) * \tan(30)} = 1.331\ ton$$

Momento Mayorado en la Sección x.corte por el Peso Propio de la Losa.

$$M_{DC}losa = relacion * \ \gamma pDCmax * \left(\frac{plosa * (1.35m)^2}{2}\right) = 0.396\ ton\frac{m}{m}$$

Momento Mayorado en la Sección x.corte por el Peso Propio de la Barrera y Acera.

$$M_{DC}.barrera = relacion * \gamma pDCmax * \left(1.35\text{m} - \frac{0.25m}{2}\right) + P_{acera} * (1.35m - 0.675m)$$

$$M_{DC}.barrera = 0.479\ ton\frac{m}{m}$$

Momento Positivo por Peso Muerto en el Primer Vano.

Momento positivo en la sección 3.

$$M_{DC}.vano = \gamma pDCmax * \left(0.4 * \text{Plosa} * \text{lvigas} * \text{x. corte} - \frac{plosa * x.corte^2}{2}\right) =$$

$$0.554\ ton\frac{m}{m}$$

Momento mayorado total en la sección x.corte.

$$Mu.total = Mc.3 + M_{DC}losa + M_{DC}.barrera - M_{DC}vano = 2.68\ ton\frac{m}{m}$$

Mr=2.758 ton

El momento resistente es mayor al de diseño en una sección a 1000mm de distancia (x.corte) de la viga exterior. Adicionalmente se necesita una distancia mayor desde el punto de corte teórico de las varillas, como se describe a continuación:

1. Mayor a: $d_e = 193\ mm$
2. Mayor a 15 veces el ∅ de las varillas: $15 * bar_{diam} = 210mm$

3. Mayor a 1/20 de la luz $\frac{lvigas}{20} = 145\ mm$

Distancia total de las varillas de refuerzo negativo en el 1 vano, medido desde el centro de las vigas:

$1000mm + 210mm = (1.21 * 10^3)$ 1210 mm para varillas sobre vigas exteriores.

$610mm + 210mm = 820mm$ 820 mm para varillas sobre vigas interiores.

Distancia Total de las Varillas de Refuerzo Positivo en los Vanos

Las varillas adicionales para el refuerzo positivo cobren la mitad el vano lvigas/2

$\frac{lvigas}{2} = 1450\ mm$

3.5 Diseño del Refuerzo Longitudinal de la Losa

Refuerzo Inferior

$S_e = lvigas - 2 * X_1 = 2740\ mm$ Longitud efectiva entre vigas. S 9.7.2.3

El refuerzo longitudinal se calcula como un porcentaje del acero de refuerzo principal, referencia S 9.7.3.2

$$A_S inf.porcen = \min\left(\frac{3840}{\sqrt{\frac{S_e}{mm}}}, 67\%\right) = 0.67$$ S 9.7.3.2

bar_diam=14 mm

Espaciamiento_Diseño.pos=150mm

$Espa_{Secun}.inf = \frac{Espaciamiento_{Diseño}.pos}{A_S.inf.porc} = \frac{1.1310}{1.5394} = 164.485\ mm$

Espaciamiento_Secun.inf= 150 mm Varrillas de 14 mm@ 150mm

Refuerzo Superior

$t_s = 250mm$

$A_g = t_s = 250\ \frac{mm^2}{mm}$ $fy = 4200\ \frac{kg}{cm^2}$

$A_s = \frac{0.75}{2*fy} * (t_s + 30mm) * \left(9.81 \frac{kg}{cm^2}\right) = 2.453 \ \frac{cm^2}{m}$ S 5.10.8 Incluye 30 mm por el espesor medio de la capa de rodadura.

El área de refuerzo para temperatura y contracción se distribuye en partes iguales en la parte inferior y en la parte superior.

$A_s.req = \max(A_s, 0.233mm) = 2.453 \ \frac{cm^2}{m}$ S 5.10.8

$\grave{A}rea_{bar} = 1.529 \ cm^2$ Área de varilla de 14 mm.

Para el acero superior se escoge un espaciamiento de 300mm entre las varillas superiores, cumpliendo con el espaciamiento máximo de 450mm especificado por el código.

$A_s sup = \frac{\grave{A}rea_bar}{300mm} = 5.131 \ \frac{cm^2}{m}$

Para el acero inferior, se cumple con la cuantía mínima y máxima de refuerzo.

$A_s.inf = \frac{\grave{A}rea_bar}{150mm} = 10.263 \ \frac{cm^2}{m}$

4. DISEÑO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

4.1 Base del Diseño

4.1.1. General

Ancho de la Losa: $w_{LOSA} = 8500mm$

Espaciamiento entre Vigas Longitudinales: $lvigas = 2900mm$

Ancho de la Vía: $w_{via} = 7000mm$

Largo del Puente: $Lpuente = 29000 \ mm$

Recubrimiento Mínimo en la Parte Superior de la Losa: $rec.sup = 50mm$ Tabla 5.12.3-1

Recubrimiento Mínimo en la Parte Inferior de la Losa: $rec.inf = 50mm$ Tabla 5.12.3-1

Número de Vigas Longitudinales: $ng = 3$

Densidad del Hormigón: $W_c = 2400\frac{kg}{m^3}$ Tabla 3.5.1-1

Densidad del Acero: $W_s = 7850\frac{kg}{m^3}$ Tabla 3.5.1-1

Resistencia a la Compresión del Hormigón: $f`c = 280\frac{kg}{cm^2}$ S 5.4.2.1

Resistencia del Refuerzo $fy = 4200\frac{kg}{cm^2}$ S 5.4.3 - S 6.10.3.7

Resistencia de Perfiles de Acero $fy.perfil = 2520\frac{kg}{cm^2}$

Espesor de la Losa: $t_s = 250\ mm$ >mínimo 175 mm (S 9.7.1.1)

Espesor de la Losa en el Volado: $t_o = 250mm$ > mínimo 200 mm (S 13.7.3.1.2)

Largo del Volado: $lvolado = 1350\ mm$

Espaciamiento entre Diafragmas: $L_b = 5860mm$ S 6.7.4

Resistencia a la Fluencia de las $fy.vigas = 3500\ \frac{kg}{cm^2}$ Tabla 6.4.1-1

Peso de la Barrera: $P_{barrera} = 495\ \frac{kg}{m}$

Peso de la Acera: $P_{acero} = 200\ \frac{kg}{m}$

Peso de la Losa: $Plosa = 672\ \frac{kg}{m^2}$

Número de camiones de diseño para cálculo sobre vigas:

$$ADDTT_{SL} = 0.85 * 1500 * 0.15 = 191.25$$ Ec. (3.6.1.4.2-1)

Factores de Mayoración de Carga

A continuación, se enumeran y describen las combinaciones de carga y los factores de mayoración de carga que se toman en cuenta en esta sección. Tabla 3.4.1-1 & Tabla 3.4.1-2.

Cargas Permanentes

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

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

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES = Sobrecarga de suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Cargas Transitorias

EQ = Sismo.

LL = Sobrecarga vehicular.

WL = Viento sobre la sobrecarga.

WS = Viento sobre la estructura.

Tabla 5

Combinaciones de Carga

	MIN	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomado de. (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014).

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

Factores de Reducción de Resistencia

A continuación, se enumeran y describen los factores por sobrecarga y los factores de resistencia que se toman en cuenta en esta sección. S 6.5.4.2 & Tabla 3.6.2.1-1.

Tabla 6

Factores Multipresencia

FACTORES MULTIPRESENCIA	
Número de Carriles Cargados	***Factor Multipresencia* m**
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

Tabla 7

Tolerancia Dinámica

TOLERANCIA DE CARGA DINÁMICA	
Estado Límite	**Tolerancia De Carga Dinámica, IM**
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demas Estados Límites	33%

Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

Computo de las Propiedades de la Sección para Vigas Interiores S 4.6.2.6

Módulo de elasticidad del hormigón S 5.4.2.4.

$$Ec = 0.043 * (\frac{Wc}{\frac{kg}{m^3}})^{1.5} * \sqrt{28}\, MPa = (2.675 * 10^4) MPa$$

Módulo de elasticidad del hormigón, en kg/cm^2.

$$Ec = \frac{Ec}{g} = 272799.555 \frac{kg}{cm^2}$$

Módulo de elasticidad del acero.

$$Es = 2.04 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

Relación entre módulos. n=8

La relación entre módulos se considera con un valor de 8 para f'c 280kg/cm^2.

C 6.10.2.1.1b.

El ancho de Hormigón para Vigas se calcula a continuación:

$$b.ala = 320\ mm$$

S 4.6.2.6

Ancho de la sección de hormigón para el cálculo de las vigas compuestas interiores.

$$b_{int} = \min\left(\frac{L_{puente}}{4}, 12 * t_s + b.ala, lvigas\right) = 2900mm$$

Computo de las Propiedades de la Sección para Vigas Exteriores

El ancho de hormigón es el menor de los valores calculados a continuación:

S 4.6.2.6

Ancho de la sección de hormigón para el cálculo de las vigas compuestas exteriores.

$$b_{ext} = \min\left(\frac{L_{puente}}{8}, 6 * t_s + \frac{b_{ala}}{2}, lvolado\right) + \frac{lvigas}{2} = 2800\ mm$$

Propiedades de la Secciones de las Vigas

Tabla8

Propiedades de la Sección

t.s	**=**	**250**	**mm**	Altura de la losa de hormigón
b.int	**=**	**2900**	**mm**	Ancho de la sección de horm. Para vigas int.
b.ext	**=**	**2800**	**mm**	Ancho de la sección de horm. Para vigas ext.
b.ala.sup	**=**	**320**	**mm**	Ancho del ala superior de las vigas de acero
b.ala.inf	**=**	**440**	**mm**	Ancho del ala inferior de las vigas de acero
t.ala.sup	**=**	**20**	**mm**	Espesor del ala superior
t.ala.inf	**=**	**30**	**mm**	Espesor del ala inferior
h.alma	**=**	**1400**	**mm**	Altura del alma de las vigas de acero
h.viga	**=**	**1450**	**mm**	Altura de las vigas de acero
t.alma	**=**	**10**	**mm**	Espesor del alma
hr	**=**	**0**	**mm**	Capa de hormigón sobre vigas
n	**=**	**8**		Relación modular

Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

Area_vigas=33600 mm^2

Tabla 9

Sección Mayor-Vigas Interiores

SECCION MAYOR - VIGAS INTERIORES						
Sección	Área A (mm2)	Centroide d (mm)	A*d (mm3)	I_o (mm4)	A*y2 (mm2)	I_{total} (mm4)
Viga acero						
Ala superior	6400	1440	9216000	213333	4685728458	4685941791
Alma	14000	730	10220000	2286666667	297014335	2583681002
Ala inferior	13200	15	198000	990000	4278832802	4279822802
Total	33600	584	19634000	2287870000	9261575595	11549445595
S. Compuesta (3n)						
Viga acero	33600	584	19634000	11549445595	7390650546	18940096142
Losa	30208	1575	47578125	157335069	8220442208	8377777277
Total	63808	1053	67212125	11706780665	15611092754	27317873419
S. Compuesta (n)						
Viga acero	33600	584	19634000	11549445595	17549387706	29098833301
Losa	90625	1575	142734375	472005208	6506586780	6978591988
Total	124225	1307	162368375	12021450804	24055974485	36077425289
Módulos	**y.inf**	**y.sup**	**y.losa**	**S.acero.inf**	**S.acero.sup**	**S.losa**
Viga acero	584	866		19764764	13341861	
S. Compuesta (3n)	1053	397	647	25934427	68870440	42244831
S. Compuesta (n)	1307	143	393	27602162	252379193	91811912

Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

$S_{acer}inf = 19764754\ mm^3$ $S_{acer}inf.3n = 25934427\ mm^3$

$S_{acero}inf.n = 27602162mm^3$

$S_{acer}sup = 13341861\ mm^3$ $S_{acer}sup.n = 68870440\ mm^3$

$S_{acer} sup.n = 2574787601\ mm^3$

$S_{losa}.3n = 42244831\ mm^3$ $S_{losa} n = 91811912\ mm^3$

Tabla 10

Sección Mayor-Vigas Externas

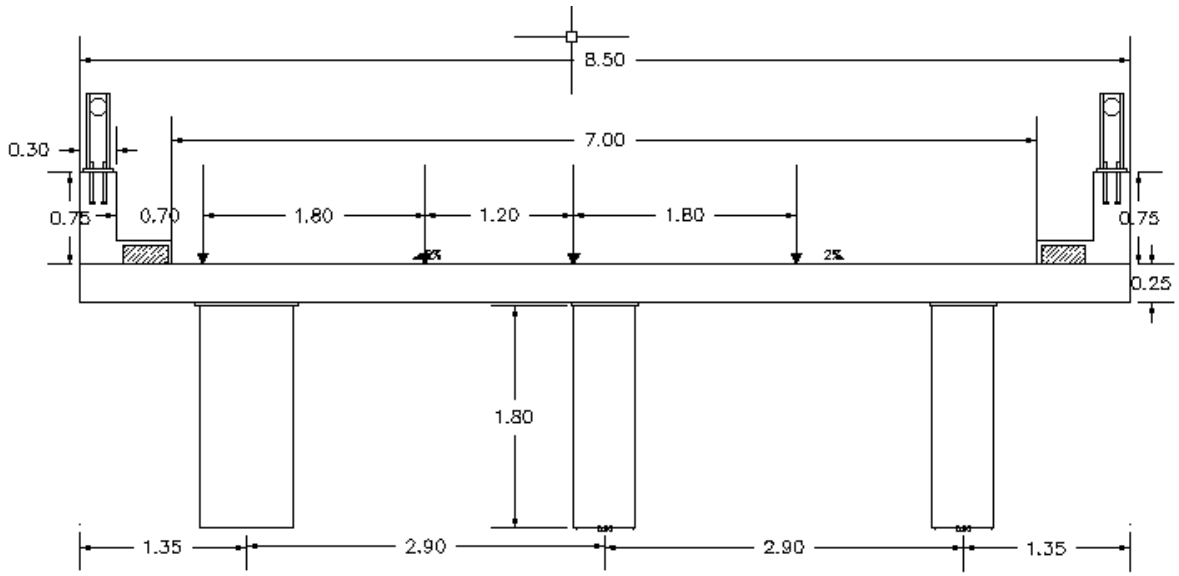
SECCION MAYOR - VIGAS EXTERIORES						
Sección	Área, A (mm2)	Centroide, d (mm)	A*d (mm3)	I_o (mm4)	A*y2 (mm2)	I_{total} (mm4)
Viga acero						
Ala superior	6400	1440	9216000	213333	4685728458	4685941791
Alma	14000	730	10220000	2286666667	297014335	2583681002
Ala inferior	13200	15	198000	990000	4278832802	4279822802
Total	33600	584	19634000	2287870000	9261575595	11549445595
S. Compuesta (3n)						
Viga acero	33600	584	19634000	11549445595	7120318266	18669763862
Losa	29167	1575	45937500	151909722	8202606643	8354516365
Total	62767	1045	65571500	11701355317	15322924909	27024280227
S. Compuesta (n)						
Viga acero	33600	584	19634000	11549445595	17215187613	28764633208
Losa	87500	1575	137812500	455729167	6610632043	7066361210
Total	121100	1300	157446500	12005174762	23825819657	35830994419
Módulos	**y.inf**	**y.sup**	**y.losa**	**S.acero.inf**	**S.acero.sup**	**S.losa**
Viga acero	584	866		19764764	13341861	
S. Compuesta (3n)	1045	405	655	25868312	66675034	41238716
S. Compuesta (n)	1300	150	400	27559415	239090472	89608009

Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

4.1.2 Factores de Distribución de Carga Viva

Grafico 4

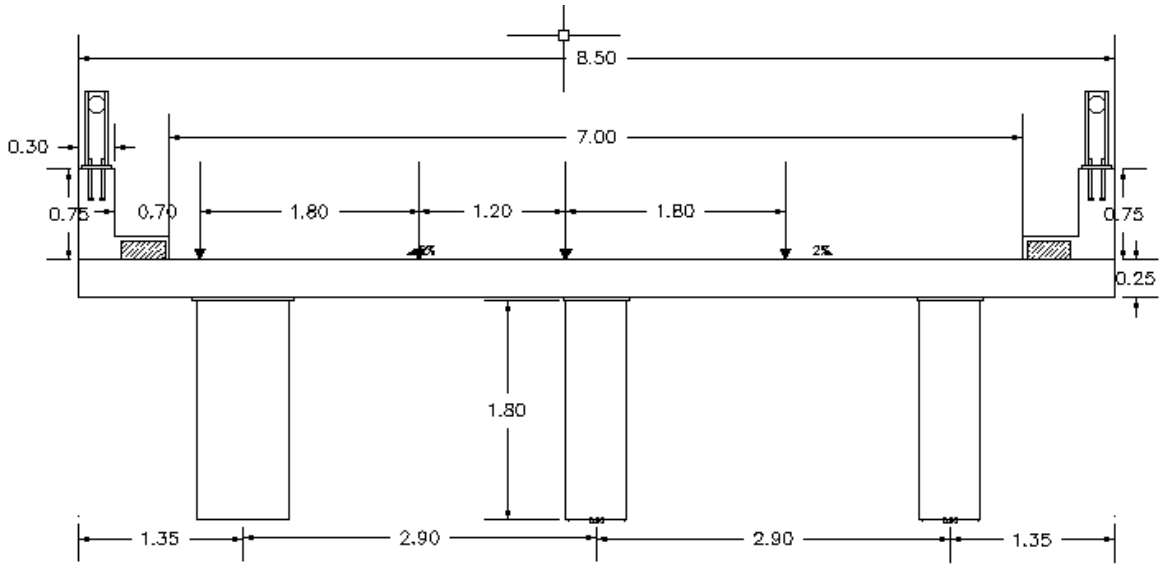
Distribución de carga para vigas interiores



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

Grafico 5

Distribución de Cargas para Vigas Interiores



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Exteriores, con una sola línea de Carga

m.carga1=1.2 Factor de Carga para una Sola Línea de Carga

$r_{ext} = 0.5\left(\frac{1.20m+0.10m}{2.90m}\right) + 0.5 * \left(\frac{1.20m+0.1m+1.80m}{2.90m}\right) = 0.759$

$r_{ext1} = m.carga1 * r_{ext} = 0.91$ Cargas para vigas exteriores

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Exteriores, con una sola Línea de Carga.

m.carga2=1.0 Factor de Carga para una Sola Línea de Carga

$r_{ext} = 0.5\left(\frac{1.20m+0.10m}{2.90m}\right) + 0.5 * \left(\frac{1.20m+0.1m+1.80m}{2.90m}\right) + 0.5 * (\frac{0.10m}{2.90m}) = 0.776$

$\mathrm{r_{ext}}.2 = \mathrm{m.carga2} * \mathrm{r_{ext}} = 0.776$ Carga para vigas exteriores

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Interiores, con una sola Línea de Carga

m.carga1=1.2 Factor de carga para una sola línea de carga

$r_{ext.ext} = 0.5\left(\frac{1.80m}{2.90m}\right) = 0.31$ Carga para vigas exteriores.

$\mathrm{r_{ext}}.\mathrm{izq1} = \mathrm{m.carga1} * \mathrm{r_{ext}}.\mathrm{izq} = 0.372$

$\mathrm{r_{ext}}.\mathrm{int1} = \mathrm{m.carga1} * \mathrm{r_{ext}}.\mathrm{izq1} = 0.828$ Carga para vigas interiores

Cálculo de Distribución de Carga para las Vigas Interiores, con dos Líneas de Carga

m.carga2=1.0 Factor de carga para dos líneas de carga

$r_{ext}der = \left(\frac{0.5+1.20m}{2.90m}\right) + \left(\frac{0.5(1.20m+1.80m}{2.90m}\right) = 0.724$ Carga para vigas interiores.

$r_{ext}der2 = m.carga2 * r_{ext}der = 0.724$

$r_{ext}\ izq = \frac{0.5*180m}{2.90m} = 0.31.$

$r_{ext}.izq2 = m.carga2 * r_{ext}.izq = 0.31$ Carga para vigas exterior.

$r_{int}.2 = m.carga2 * 2 - r_{ext}.der2 - r_{ext}izq2 = 0.966$ Carga para vigas interior.

Nota. Los factores de distribución de carga son los mismo para momento o para corte. Los cálculos de los factores se rigen a la metodología para puentes de tres vigas citada en C 4.6.2.2.1

4.1.3 Cálculo de las Cargas Muertas del Puente, para las Diferentes Etapas de Construcción y Operación.

ng=3 Número de Vigas en el Puente.

Peso de la Losa

$lvigas = 2.9m$ Espaciamiento entre Vigas.

$Wc = 2400\ \frac{kg}{m^3}$ Peso del hormigón.

$t_s = 25\ cm$ Ancho de la Losa de Hormigón

$.DL_{losa} = \frac{Wc * w_{losa} * t_s}{ng} = 1700 \frac{kg}{m}$ Carga Muerta de Losa para Vigas

Encofrado

Se asume un peso del encofrado de 80 kg/m^2

$w_{encofrado} = 80\ \frac{kg}{m^2}$

$DL_{encofrado} = \frac{W_{losa} * w_{encofrado}}{ng} = 226.667 \frac{kg}{m}$ Carga Muerta del encofrado

Acero Estructural Secundario

Nota. Acero estructural secundario incluye estructuras de acero para arriostramiento transversal y longitudinal, atiesadores de cargas puntuales y apoyos para las vigas longitudinales.

Se asume un peso del encofrado de 80 kg/m^2

$DL_{secundario} = 80\ \frac{kg}{m}$

Barreras y Aceras

Se asume que la carga de barreras y aceras se distribuye uniformemente a todas las vigas.

$DL_{barrera} = \frac{P_{barrera} * P_{acera}}{ng} * 2 = 463.333\ \frac{kg}{m}$ Carga Muerta por Barreras

Capa de Rodadura

Se asume un valor medio de capa de rodadura de 5cm de espesor, esta capa tiene un espesor menor cerca de las aceras (2cm) y mayor en la mitad del puente (8cm) para permitir una caída de 2% en la capa de rodadura. Se considera que esta carga se distribuye uniformemente a todas las vigas.

$DL_{rodadura} = \frac{w_{via} * 3\ cm * Wc}{ng} = 168\ \frac{kg}{m}$ Carga Muerta de la Capa de Rodadura

Vigas de Acero

Área. vigas=33600 mm^2

$W_s = 7850 \frac{kg}{m^3}$ Densidad del Acero.

$DL_{vigas} = Área.vigas * W_S = 264\ \frac{kg}{m}$ Peso Propio de la Vigas.

Momento Máximo 1 Línea de Carga HL-93 (Sentido Longitudinal)

L=Lpuente=29m

q= 0.95 $\frac{ton}{m}$

Coef_Imp.Dina= 33%+100%=1.33

R= (3.63+2*14.52) ton*Coef_Imp.Dina=43.451 ton

$$Ck = \frac{(14.52\ ton*4.27\ m*1.33)+(14.52\ ton*8.54*1.33)}{R} - 4.27m = 1.423\ m$$

$$Zk = \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right)*(L-Ck)+\left(\frac{q*L}{2}\right)\right)^2}{\left(\frac{2*R}{L}\right)+q} = 13.96\ m$$

$$Mk.max = \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right)*(L-Ck)+\left(\frac{q*L}{2}\right)\right)^2}{\left(\frac{4*R}{L}\right)+2q} - (3.63\ ton * 4.27m * 1.33) = 363.928\ ton *\ m$$

$M_{LL} = Mk.max * r_{int2} = 351.378\ ton * m$ Momento Máximo por Carga Muerta a Zk.

4.1.4 Momentos de Diseño para las Diferentes Solicitaciones de Carga

El momento máximo se encuentra en la mitad del puente. Momento máximo no mayorado más impacto dinámico de 33% (sin factores de distribución de carga viva):

Momento Máximo por Carga Muerta a 13.96m

$M_{LL} = 351.378\ ton * m$

Abscisa donde se encuentra el momento máximo positivo.

X=13.96m

$$M_{DC}1 = \frac{(DL_{losa}+DL_{secundario}+DL_{vigas})*L_{puente}}{2} * X + (-\frac{(DL_{losa}+DL_{secundario}+DL_{vigas})}{2} * x^2)$$

$M_{DC}1 = 214.552\ ton * m$

$$M_{DC}2 = \frac{(DL_{barrera})*L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DL_{barrera})}{2} * x^2\right) = 48.64\ ton * m$$

$$M_{DC}3 = \frac{(DL_enconfrado)*L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DL_{encofrado})}{2} * x^2\right) = 23.795\ ton * m$$

$$M_{Dw} = \frac{(DL_{rodadura})*L_{puente}}{2} * X + \left(-\frac{(DL_{rodadura})}{2} * x^2\right) = 17.637\ ton * m$$

4.1.5 Carga de Viento en Vigas Exteriores

Por lo general la carga de viento sobre los vehículos se considera no critica en el diseño de vigas a flexión ya que se aplica a las vigas exteriores solamente. Las vigas exteriores tienen menor distribución de carga viva, además si comparamos las combinaciones Resistencia I y Resistencia V (combinación con carga de viento vehicular) podemos apreciar que los factores de carga son mucho menores, 1.35 en vez de 1.75 para carga viva. A continuación, se comparan los momentos entre las vigas exteriores e interiores, para cuantificar la acción del viento.

$fviento = 150\ \frac{kg}{m}$ Presión del Viento sobre Vehículos S 3.8.1.3

$h_{viento} = 1.8m$ Altura de Aplicación de la Carga del Viento S 3.8.1.3

$lvigas = 2.9\ m$ Espaciamiento entre vigas

La carga transmitida a las vigas exteriores es igual al momento producido en los vehículos divido para la distancia entre vigas exteriores, como se muestra a continuación:

Fuerza línea vertical transmitida a las vigas longitudinales

$$P_{WL} = fviento * \frac{h_{viento}}{2*lvigas} = 0.047\ \frac{ton}{m}$$

$$M_{WL} = \frac{P_{WL}*L_{puente}}{2} * x - \left(\frac{P_{wl}}{2} * x^2\right) = 4.887\ ton * m$$

Relación en porcentaje del momento por viento y el momento por carga viva.

$\frac{M_{WL}}{M_{LL}} = 0.014$

Relación en porcentaje de la distribución de carga ente vigas exteriores e interiores.

$r_{int2} - r_{ext1} = 0.055$

Relación incluyendo factores de mayoración entre Resistencia I y V.

$(r_{int2} - r_{ext1}) * \left(\frac{1.75}{1.35}\right) - \left(\frac{M_{WL}}{M_{LL}}\right) = 0.058$

Solo con la comparación de cargas transitorias (vivas y viento) entre las vigas interiores y exteriores es evidente que la carga en vigas exteriores es mucho menor (5.8%). Además, la capacidad de las vigas exteriores es muy aproximada a la de las vigas interiores como se puede apreciar en las tablas de las propiedades de las secciones que se muestra en las secciones a continuación. Con lo que se concluye que el diseño a flexión se rige por las vigas interiores.

Fuerza Lateral por Viento Transmitida a los Apoyos

Presión del viento sobre vigas, Tabla 3.8.1.2.1-1

$PB = 245\ \frac{kg}{m^2}$

Velocidad base para el cálculo de la presión, S 3.8.1.2.

$V_B = 160\ \frac{Km}{hr}$

Velocidad del viento, se asume 90 km/hr

$VDZ = 90 \frac{km}{hr}$

Presión del viento sobre la estructura, Ec. 3.8.1.1-1

$PD = (PB)(\frac{VDZ}{VB})^2 = 77.52 \frac{KG}{m^2}$

Reacción Lateral en el Apoyo para Resistencia V por Viento.

Altura total de la superficie plana en contra del viento, incluye la altura de la barrera.

$H_{total} = 2.95m$

Fuerza total en el apoyo por viento.

$$R_{WL.V} = 1.0 * \left(\frac{fviento * Lpuente}{2}\right) * 0.4 \left(\frac{PD * H_{TOTAL} * L_{puente}}{2}\right) = 3.501\ ton$$

Reacción Lateral en el Apoyo para Resistencia III por Viento

Fuerza total transmitida al apoyo durante la vida útil

$$R_{WL}.III = 1.4 * \left(\frac{PD * H_{total} * L_{puente}}{2}\right) = 4.642\ ton$$

Altura total perpendicular al viento durante la construcción.

$h_{ws}.const = 1.50\ m$

Fuerza lateral transmitida al apoyo durante la construcción por la viga.

$$R_{ws}.const = 1.4 * \left(\frac{PD * H_{WS}.const * L_{puente}}{2}\right) = 2.36\ ton$$

4.2 Evaluación de las Propiedades de la Sección

Almas sin atiesadores longitudinales

Dalma=1400mm Altura del Alma

talma=10mm Espesor del Alma

Evaluación : Si $\frac{Dalma}{talma} < 150$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{Dalma}{talma} > 150$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple" S 6.10.2.2

Alas

Ancho del ala superior $bala.sup = 320mm$

Espesor del ala superior $tala.sup = 20\ mm$

Ancho ala inferior $bala.inf = 440mm$

Espesor del ala inferior para secciones con menor capacidad $tala.inf = 30\ mm$

Evaluación : Si $\frac{bala.sup}{2*tala.sup} < 12$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{bala.sup}{2*tala.sup} > 12$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-1

Evaluación : Si $\frac{bala.inf}{2*tala.inf} < 12$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{bala.inf}{2*tala.inf} > 12$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-1

$\frac{D_{alma}}{6} = 233.333\ mm$

Evaluación : Si $bala.sup > \frac{\mathrm{D_{alma}}}{6}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $bala.sup < \frac{\mathrm{D_{alma}}}{6}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-2

Evaluación : Si $bala.inf > \frac{\mathrm{D_{alma}}}{6}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $bala.ing < \frac{\mathrm{D_{alma}}}{6}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-2

$1.1 * t_{alma} = 11\ mm$

Evaluación : Si $tala.sup > 1.1 *$ talma ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $tala.sup < 1.1 *$ talma ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-3

Inercia del ala superior con respecto a un eje vertical.

$I_{yc} = \frac{tala.sup*bala.sup^3}{12} = (5.461 * 10^7)mm^4$

Inercia del ala superior con respecto a un eje vertical.

$I_{yt} = \frac{tala.inf * bala.inf^3}{12} = (8.192 * 10^7) mm^4$

$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.667$

Evaluación : Si $\frac{I_{yc}}{I_{yt}} => 0.1$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{I_{yc}}{I_{yt}} =< 0.1$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-4

Evaluación : Si $\frac{I_{yc}}{I_{yt}} < 10$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{I_{yc}}{I_{yt}} > 10$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple S 6.10.2.2-4

3.3 Momento Plástico de la Sección - Para Momentos Positivos

Ala inferior en tensión

$fy.vigas = 3500 \frac{kg}{cm^2}$

Ancho ala inferior $bala.inf = 440mm$

Espesor del ala inferior para secciones con menor capacidad $tala.inf = 30\ mm$

Capacidad a tensión del ala inferior.

$P_t = bala.inf * tala.inf * fy.vigas = 462\ ton$

Alma

$P_{alma} = dalma * talma * fy.vigas = 490\ ton$

Ala superior en Compresión

bala. sup = 320 mm tala. sup = 20 mm

$p_c = bala.sup * tala.sup * fy.vigas = 224\ ton$

Losa de Hormigón en Compresión

f´c=280 $\frac{kg}{cm^2}$

b.int=2900 mm Ancho de la capa de losa a compresión.

$t_s = 250\ mm$ Espesor de la losa de hormigón.

$p_{c.losa} = 0.85 * f´c * bint * ts = 1725.5\ \ ton$

Cálculo del eje neutro plástico de la sección Apéndice D6

$P_t + P_{alma} + P_c = 1176\ ton$

$P_{closa} = 1725.5\ ton$

El eje neutro se encuentra dentro de la losa

$Y = t_s * \left(\frac{P_t + P_{alma} + P_c}{P_{closa}}\right) = 170.385\ mm$ Tabla D6.1-1

Evaluación para el equilibrio de fuerzas, tensión y compresión

$\text{Compresion} = 0.85 * \text{f´c} * \text{b.int} * \text{Y} = 1176\ \text{ton}$

$\text{Tension} = \text{P}_\text{t} + \text{P}_\text{alma} + \text{P}_\text{c} = 1176\ \text{ton}$ Satisfactoria

Distancia del eje neutro plástico al eje del ala superior.

$d_c = \frac{tala.sup}{2} + t_s - Y = 90mm$

Distancia del eje neutro plástico al eje del alma.

$d_{alma} = tala.sup + \frac{Dalma}{2} + t_s - Y = 800mm$

Distancia del eje neutro plástico al eje del ala inferior.

$$d_t = tala.sup + Dalma + \frac{tala.inf}{2} + t_s - Y = 1515mm$$

Tabla D6.1-1

Momento plástico de la sección compuesta.

$$Mp = \frac{Y^2 * p_{closa}}{2 * t_s} + (P_t * d_t + palma * dalma + Pc * dc) = 1211.8\ ton * m$$

Atura total de la sección compuesta.

$$D_t = 1650\ mm$$

Resistencia nominal a flexión

$$Mn = Mp = 1211.8\ ton * m$$ S 6.10.7.1.2

3.3.1 Clasificación de Sección Compacta o No Compacta

El eje neutro plástico se encuentra en la sección de hormigón de la losa, por lo cual la sección se considera una sección compacta ya que no existe compresión en ninguna porción del alma.

4.3 Momento Plástico de la Sección - Para Momentos Positivos

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$$\gamma LL = 1.75$$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$$\gamma DC = 1.30$$

Factor de carga para capa de rodadura.

$$\gamma DW = 1.50$$

Momento de fluencia para el ala inferior

$S_{nc} = Sacer.inf = 19764764\ mm^3$ Módulo de la sección no compuesta (Solo viga de acero).

$S_{LT} = Sacer.inf.3n = 25934427 mm^3$ Módulo de la sección compuesta a largo plazo

$S_{ST} = Sacer.inf.n = 27602162\ mm^3$ Módulo de la sección compuesta a corto plazo.

$$M_{AD} = (fy.vigas - \frac{(M_{DC1} + M_{DC3}) * \gamma DC}{S_{nc}} + \frac{M_{DC2} * \gamma DC}{S_{LT}} + \frac{M_{DW}}{S_{LT}})) * \frac{S_{ST}}{\gamma LL}$$

$M_{AD} = 250.23\ ton * m$ Ec. (D6.2.2-1)

Momento de fluencia para el ala inferior

$M_y.inf = ((M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3}) * \gamma DC + (M_{DW} * \gamma DW) + (M_{AD} * \gamma LL)$

$M_y inf = 837.442\ ton * m$ Ec. (D6.2.2-2)

Momento de fluencia para el ala superior

$S_{acer}.sup = 13341861\ mm^3$

$S_{acer}.sup.3n = 68870440\ mm^3$

$S_{acer}.sup.n = 252379193\ mm^3$

$S_{nc} = Sacer.inf = 13341861\ mm^3$ Módulo de la sección no compuesta (Solo viga de acero).

$S_{LT} = Sacer.inf.3n = 68870440\ mm^3$ Módulo de la sección compuesta a largo plazo

$S_{ST} = Sacer.inf.n = 252379193\ mm^3$ Módulo de la sección compuesta a corto plazo.

$$M_{AD} = \left(fy.vigas - \left(\frac{(M_{DC1}+M_{DC3})*\gamma DC}{S_{nc}}\right) + \left(\frac{M_{DC2}*\gamma DC}{S_{LT}}\right) + \left(\frac{M_{DW}*\gamma DW}{S_{LT}}\right)\right) * \frac{S_{ST}}{\gamma LL}$$

$M_{AD} = 1886.098\ ton * m$ Ec. (D6.2.2-1)

Momento de fluencia para el ala superior

$M_y.sup = ((M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3}) * \gamma DC + (M_{DW} * \gamma DW) + (M_{AD} * \gamma LL)$

$M_y.sup = 3700.211\ ton * m$ Ec. (D6.2.2-2)

Momento a la fluencia de la sección compuesta

$M_{yt} = \min(M_y.\inf, M_y.\sup) = 837.442\ \text{ton} * \text{m}$

$R_{PT} = \frac{Mn}{M_{yt}} = 1.447$

$M_{NT} = R_{PT} * M_{YT} = 1211.8\ ton * m$

Momento Último

$M_u = ((M_{DC1}) * \gamma DC + (M_{DC2} * \gamma DC) + (M_{DW} * \gamma DW) + (M_{AD} * \gamma LL * r_{int2})$

$Mu = 962\ ton * m$

Evaluación de la sección con respecto al ala inferior.

Nota. Se considera al ala inferior como discretamente arriostrada. Apéndice A6.1.2

Módulo elástico de la sección con respecto del eje principal.

$S_{xt} = \frac{M_{yt}}{fy.vigas} = 23926900.3\ mm^3$

Momento último mayorado con efectos por flexión lateral.

$Mu = 962\ ton * m$

Factor de resistencia, ver tabla en páginas anteriores.

$\emptyset f = 1.0$

Evaluación : Si $Mu < \emptyset f * M_{nt}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $Mu > \emptyset f * M_{nt}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple Ec. (6.1.2-1)

4.4 Diseño a Flexión para Combinaciones de Cargas de Servicio

Esta combinación de carga se utiliza para el control de fluencia del acero.

Límite de esfuerzo en las alas. Ec.(6.10.4.2.2-1 & 6.10.4.2.2-2)

$f_f = 0.95 * fy.vigas = 3325\ \frac{kg}{cm^2}$

3.4.1 Esfuerzos en las Vigas de Acero a 13.5m para Servicio II

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma LL = 1.30$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma DC = 1.00$

Factor de carga para capa de rodadura.

$\gamma DW = 1.00$

Se considera que f. l (esfuerzo lateral) es cero ya que las vigas son horizontales con arrostramiento horizontales en toda su longitud C6.10.4.2.2

Ala Superior

$$\sigma_{alasup} = \left(\frac{M_{DC1}*\gamma DC}{S_{acersup}}\right) + \left(\frac{M_{DC2}*\gamma DC}{S_{acersup3n}}\right) + \left(\frac{M_{DW}*\gamma DW}{S_{acersup3n}}\right) + (\frac{M_{LL}*\gamma LL*r_{int2}}{S_{acersupn}})$$

$$\sigma_{alasup} = 1879.1\ \frac{kg}{cm^2}$$

Ala Inferior

$$\sigma_{alainf} = \left(\frac{M_{DC1}*\gamma DC}{S_{acerinf}}\right) + \left(\frac{M_{DC2}*\gamma DC}{S_{acerinf3n}}\right) + \left(\frac{M_{DW}*\gamma DW}{S_{acerinf3n}}\right) + (\frac{M_{LL}*\gamma LL*r_{int2}}{S_{acerinfn}})$$

$\sigma_{alasup} = 2938.9\ \frac{kg}{cm^2}$ Máximo

Hormigón

$$\sigma_{hor} = \left(\frac{M_{DC2}*\gamma DC}{S_{losa3n}n}\right) + \left(\frac{M_{DW}*\gamma DW}{S_{losa3n}n}\right) + (\frac{M_{LL}*\gamma LL*r_{int2}}{S_{losan}n})$$

$\sigma_{hor} = 79.66\ \frac{kg}{cm^2}$ Maximo

Evaluación : Si $\sigma_{alainf} < f_f$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\sigma_{alainf} > f_f$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple

3.4.2 Evaluación de Deflexiones para Carga de Servicio I

Esta combinación de carga se utiliza para el control de deflexiones en el puente:

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma LL = 1.00$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma DC = 1.00$

Factor de carga para capa de rodadura.

$\gamma DW = 1.00$

Se consideran las propiedades de la sección compuesta con cargas a corto plazo (n) en los cálculos de las deformaciones. Los factores de carga por ser igual a 1 no se incluyen en los cálculos a continuación.

Deflexión máxima permitida para puentes vehiculares en general: S 2.5.2.6.2

$\Delta_{permitido} = \frac{-L_{puente}}{800} = -36.25\ mm$

Inercia del puente, con las menores secciones compuestas a corto plazo, 2 vigas exteriores más 1 viga interior.

$I_{totaln} = 27317873419 + 2 * 27024280227) mm^4$

Las deflexiones máximas ocurren cuando el eje posterior del camión se encuentra en los 18.8, el eje interior a 13.5 metros y el eje delantero a 10.2 metros de un extremo del puente, la posición se basa en la posición del camión en la cual ocurre el momento máximo en las líneas de influencia. A continuación, se calculan las deflexiones de cada una de las cargas y se suman las deformaciones. Las fórmulas de cálculo utilizadas son para vigas horizontales en rango elástico. Referencia de las fórmulas, cualquier bibliografía con fórmulas teóricas para vigas horizontales en campo elástico. Se considera que el puente está cargado en 2 vías. El cálculo de deflexiones se muestra a continuación.

Carga Lineal HL-93

$q = 0.95 \frac{ton}{m}$ Línea de Carga.

Deflexión máxima en la mitad del puente con 2 líneas de carga.

$Y_{lineacarga} = \frac{-q * {L_{puente}}^4 * 5}{Es * I_{totaln} * 384} * 2 = -10.542\ mm$

Camión de Diseño HL-93 en el Centro del Puente

$Eje_{trasero} = 14.8\ ton$

$Eje_{intermedio} = 14.8\ ton$

$Eje_{delantero} = 3.6\ ton$

$y_{ejedelantero1} = \frac{-Eje_{deltantero} * L_{puente}^3}{48 * Es * I_totaln} = -1.102\ mm$

$$y_{ejeintermedio1} = \frac{-Eje_{intermedio} * L_{puente}^3}{48 * Es * I_totaln} = -4.53\ mm$$

$$y_{ejetrasero1} = \frac{-Eje_{trasero} * L_{puente}^3}{48 * Es * I_totaln} = \text{-4.53 mm}$$

Deformación causada por los ejes desde el apoyo izquierdo del puente.

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 2 * 4.27m = 20.46\ m$

$a = L_{puente} - b = 8.54\ m$

$x = \frac{a}{2} = 4.27\ m$

$$y_{ejedelantero2} = \frac{-Eje_{deltantero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0.44\ mm$$

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 4.27m = 24.73\ m$

$a = L_{puente} - b = 4.27\ m$

$x = \frac{a}{2} = 2.135\ m$

$$y_{ejeintermedio2} = \frac{-Eje_{intermedio} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0.608\ mm$$

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} = 29\ m$

$a = L_{puente} - b = 0\ m$

$x = \frac{a}{2} = 0\ m$

$$y_{ejetrasero2} = \frac{-Eje_{transero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0\ mm$$

Deformación causada por los ejes a los 13.5m medidos desde el apoyo izquierdo de la losa.

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 13.5m = 15.5\ m$

$a = L_{puente} - b = 13.5\ m$

$x = \frac{a}{2} = 6.75\ m$

$y_{ejedelantero3} = \frac{-Eje_{delantero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0.724\ mm$

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 9.23m = 19.77\ m$

$a = L_{puente} - b = 9.23\ m$

$x = \frac{a}{2} = 4.615\ m$

$y_{ejeintermedio3} = \frac{-Eje_{intermedio} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -2.005\ mm$

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 4.96m = 24.04\ m$

$a = L_{puente} - b = 4.96\ m$

$x = \frac{a}{2} = 2.48\ m$

$y_{ejetrasero3} = \frac{-Eje_{trasero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0.785\ mm$

Deformación causada por los ejes en el apoyo derecho

$L_{puente} = 29m$

$b. = L_{puente} - 28m = 1\ m$

$a = L_{puente} - b = 28\ m$

$x = \frac{a}{2} = 14\ m$

$y_{ejedelantero4} = \frac{-Eje_{delantero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -0.112\ mm$

$b. = L_{puente} - 23.73m = 5.27\ m$

$a = L_{puente} - b = 23.73\ m$

$x = \frac{a}{2} = 11.865\ m$

$y_{ejeintermedio4} = \frac{-Eje_{intermedio} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} (x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x) = -2.155\ mm$

$b. = L_{puente} - 29.46m = 9.54\ m$

$a = L_{puente} - b = 19.46\ m$

$x = \frac{a}{2} = 9.73\ m$

$y_{ejetrasero4} = \frac{-Eje_{trasero} * b}{6 * Es * I_{totaln} * L_{puente}} \left(x^3 + b^2 * x - L_{puente}^2 * x\right) = -3.117mm$

$Y_{totaldelantero} = y_{ejedelantero1} + y_{ejedelantero2} + y_{ejedelantero3} + y_{ejedelantero4} = -2.379mm$

$Y_{totalintermedio} = y_{ejeintermedio1} + y_{ejeintermedio2} + y_{ejeintermedio3} + y_{ejeintermedio4} = -9.298\ mm$

$Y_{totaltraceero} = y_{ejetracero1} + y_{ejetracero2} + y_{ejetracero3} + y_{ejetracero4} = -8.432mm$

$Y_{totalejer} = Y_{totaldelantero} + Y_{totalintermedio} Y_{totaltrasero} = -20.109\ mm$

$Y_{admisible} = \frac{L_{puente}}{240} = 120.833\ mm$

$Eje_{trasero} = 14.8\ ton$

$Eje_{intermedio} = 14.8\ ton$

$Eje_{delantero} = 3.6\ ton$

Eje Trasero

$x = \frac{L_{puente}}{2} = 14.5$ m

Reacción en el apoyo izquierdo, por ejes traseros de 2 camiones, incluye impacto dinámico adicional de 33% (1.33)

$R_A = \frac{2*Eje_{trasero}*1.33}{L_{puente}} * \left(L_{puente} - a\right) = 13.847\ ton$

Rotación de la viga en el apoyo izquierdo, en radianes.

$\theta_A = \frac{-2*Eje_{trasero}*1.33*a}{6*Es*I_{totaln}*L_{puente}} * \left(2 * L_{puente} - a\right) * \left(L_{puente} - a\right) = -0.001025$

Deflexión en la mitad de puente por carga del eje trasero de 2 camiones en la posición a (desde el extremo izquierdo).

$Y_{ejetrasero} = \theta_A * x + \frac{R_A*x^3}{6*Es*I_{totaln}} = -10.618$

Eje Intermedio

Posición del eje trasero, con respecto del extremo izquierdo del puente.

$a = 13.5m$

Se asume que las deflexiones máximas ocurren en la mitad del puente

$x = \frac{L_{puente}}{2} = 14.5\ m$

Reacción en el apoyo izquierdo, por ejes intermedios de 2 camiones, incluye impacto dinámico adicional de 33% (1.33).

$$R_A = \frac{2*Eje_{intermedio}*1.33}{L_{puente}} * \left(L_{puente} - a\right) = 21.042\ ton$$

Rotación de la viga en el apoyo izquierdo, en radianes

$$\theta_A = \frac{-2*Eje_{intermedio}*1.33*a}{6*Es*I_{totaln}*L_{puente}} * \left(2 * L_{puente} - a\right) * \left(L_{puente} - a\right) = -0.001269$$

Deflexión en la mitad de puente por carga de los ejes intermedios de 2 camiones en la posición a (desde el extremo izquierdo).

$$Y_{ejetrasero} = \theta_A * x + \frac{R_A*x^3}{6*Es*I_{totaln}} - \frac{2*Eje_{intermedio}*1.33}{6*Es*I_{totaln}} * (x - a)^3 = -11.967\ mm$$

Eje Delantero

Posición del eje trasero, con respecto del extremo izquierdo del puente

$$a = 10.2\ m$$

Se asume que las deflexiones máximas ocurren en la mitad del puente.

$$x = \frac{L_{puente}}{2} = 14.5\ m$$

Reacción en el apoyo izquierdo, por ejes intermedios de 2 camiones, incluye impacto dinámico adicional de 33% (1.33).

$$R_A = \frac{2*Eje_{delantero}*1.33}{L_{puente}} * \left(L_{puente} - a\right) = 6.208\ ton$$

Rotación de la viga en el apoyo izquierdo, en radianes

$$\theta_A = \frac{-2*Eje_{delantero}*1.33*a}{6*Es*I_{totaln}*L_{puente}} * \left(2 * L_{puente} - a\right) * \left(L_{puente} - a\right) = -0.000304$$

Deflexión en la mitad de puente por carga de los ejes intermedios de 2 camiones en la posición a (desde el extremo izquierdo).

$$Y_{ejetrasero} = \theta_A * x + \frac{R_A * x^3}{6 * Es * I_{totaln}} - \frac{2 * Eje_{delantero} * 1.33}{6 * Es * I_{totaln}} * (x - a)^3 = -2.583\ mm$$

Deflexión Máxima del Puente.

$$Y_{max} = Y_{lineacarga} + Y_{ejetrasero} + Y_{ejedelantero} + Y_{ejeintermedio} = -35.71$$

Satisfactorio, la deflexión real es menor ya que se usó las propiedades de la sección menor en el cómputo de deflexiones para simplificar el análisis.

4.5 Diseño a Flexión para la Etapa de Construcción

4.5.1 Bases del Diseño

Factor de los gradientes de momento en la sección en consideración. Ec. (6.10.8.2.3-6)

$$C_b = 1.0$$

Nota. Cb=1 porque la relación entre el momento en el extremo de la sección en consideración (f1) y el el otro extremo (f2) es igual a 1 por simetría.

Longitud sin arriostrar.

$$L_b = 4.73\ m$$

$$d_1 = \big((420mm * 30mm) * 15mm\big) + ((1350mm * 10mm)(705mm) + ((300mm * 20mm) * 1390mm)$$

$$d_1 = (1805 * 10^7)mm^3$$

$$d_2 = \frac{d_1}{((420mm * 30mm) + (1350mm * 10mm) + (300mm * 20mm))} = 562\ mm$$

Sección del alma en compresión para la sección no compuesta.

$$D_c = 1350mm - 562\ mm = 788\ mm$$

Coeficiente de resistencia para placas, alma

$$K_{alma} = \frac{9}{(\frac{D_c}{D_{alma}})^2} = 28.408$$

Esfuerzo crítico de pandeo en el alma.

$$F_{crw} = \frac{0.9 * E_s * k_{alma}}{(\frac{D_{alma}}{talma})^2} = 2661 \ \frac{kg}{cm^2}$$

Ancho del ala en compresión, ala superior.

$$bala.sup = 0.32m$$

Radio de giro. Ec.(6.10.8.2.3-9)

$$r_t = \frac{balasup}{\sqrt{12 * (1 + \frac{1}{3} * (\frac{D_c * talma}{bala.sup * tala.sup}))}} = 78\ mm$$

Rb 1 para la etapa de construcción. S 6.10.1.10.2

$$R_b = 1.0$$

Para secciones homogéneas. S 6.10.4.3.1

$$R_h = 1.0$$

Factor de cargar para carga muerte, ver tabla factores de carga para combinaciones.

$$\gamma DC = 1.25$$

Factor de cargar para la capa de rodadura.

$$\gamma DW = 1.50$$

Sección crítica para el cálculo de esfuerzo máximos en la etapa de construcción.

X=14 m

$$M_{DC1} = \left(\frac{(DL_{losa}+DL_{encofrado}+DL_{secundario}+DL_{vigas})*L_{puente}}{2} * x\right) +$$

$$\left(-\frac{(DL_{losa}+DL_{encofrado}+DL_{secundario}+DL_{VIGAS}}{2} * x^2\right)$$

$$M_{DC1} = 238.395\ ton.m$$

3.5.2 Resistencia al Pandeo Local del Ala Superior

Esfuerzo último en la etapa de construcción, se considera que las barreras, aceras y capa de rodadura se construyen después que la losa ha adquirido su resistencia máxima, cuando la viga son compuestas.

$$f_{bu} = \frac{M_{DC1}*\gamma DC}{S_{acersup}} = 2234\frac{kg}{cm^2}$$

Bala.sup=320 mm

Tala.sup= 20mm

Relación de esbeltez. Ec. (6.10.8.2.2-3)

$$\lambda_f = \frac{\text{bala.sup}}{2*\text{bala.sup}} = 8$$

Limite de esbeltez para secciones compactas. Ec. (6.10.8.2.2-4)

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E_s}{f_{y.vigas}}} = 9.174$$

Momento de fluencia para el ala superior.

$$M_{yc} = fy.vigas * S_{acersup} = 467\ ton * m$$

Momento de fluencia para el ala inferior.

$$M_{yc} = fy.vigas * S_{acersup} = 467\ ton * m$$

Módulo elástico de la sección para compresión.

Apéndice A.6.3.2

$$S_{xc} = \frac{M_{yc}}{fy.vigas} = 13341861\ mm^3$$

Módulo elástico de la sección para tensión.

Apéndice A.6.3.2

$$S_{xt} = \frac{M_{yt}}{fy.vigas} = 19764764\ mm^3$$

Apéndice A.6.3.3

$$F_{yr} = \min\left(0.7 * fy.vigas, R_h * fy.vigas * \frac{S_{xt}}{S_{xc}}, F_{crw}\right) = 2450\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{yr} = \max\left(0.5 * fy.viga, F_{yr}\right) = 2450\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_f = 8$$

$$\lambda_{pf} = 9.174$$

Límite de esbeltez para secciones no compactas. Ec.(6.10.8.2.2-5)

$$\lambda_{pf} = 0.46 * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yr}}} = 16.159$$

Resistencia al pandeo local del ala superior en compresión. Ec.(6.10.8.2.2.3-5).

$$F_{nc}FLB = R_b * R_h * fy.vigas = 3500\ \frac{kg}{cm^2}$$

Área del ala superior.

$$A_s = tala.sup * bala.sup = 6400mm^2$$

Resistencia a la fluencia del ala superior.

$$Pc = A_{sup} * fy.vigas = 224\ ton$$

Dalma=1400mm

Área del alma.

$A_{alma} = D_{alma} * t_{alma} = 14000mm^2$

Resistencia a la fluencia del alma

$P_w = A_{alma} * fy.vigas = 490\ ton$

Área del ala inferior.

$A_{inf} = tala.inf * bala.inf = 13200\ mm^2$

Resistencia a la fluencia del ala inferior.

$P_t = A_{inf} * fy.vigas = 13200\ mm^2$

Tabla D6.1-1

Distancia desde la parte superior del alma hasta el eje neutro plástico.

$Y_{acer} = \frac{D_{alma}}{2} * \left(\frac{P_t - P_c}{P_w} + 1\right) = 1040\ mm$

Distancia del eje neutro plástico al eje del ala superior.

$d_c = Y_{acer} + \frac{tala.inf}{2} = 1050mm$

Distancia del eje neutro plástico al eje del ala inferior.

$d_t = D_{alma} - Y_{acero} + \frac{tala.inf}{2} = 375mm$

Momento plástico de la sección de acero.

$M_p = \frac{p_w}{2*Dalma} * \left(Y_{acer}{}^2 + (Dalma - Y_{acero})^2\right) + Pc * d_C + p_T * d_t = 620\ ton * m$

Coeficiente para pandeo local. Ec. (A6.3.2-6)

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{Dalma}{talma}}} = 0.338$$

Límite de esbeltez para secciones no compactas.

Ec. (A6.3.2-5)

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{E_s * K_s}{F_{yr}}} = 15.9$$

Factor de plastificación para el ala en compresión.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} = 1.329$$

Factor de plastificación para el ala en compresión.

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} = 0.897$$

$$\lambda_f = 8$$

$$\lambda_{pf} = 9.174$$

Como λf < λpf se usa la Ecuación (A6.3.2-1) para encontrar la resistencia al pandeo con respecto al ala en compresión.

Ec. (A6.3.2-2)

Resistencia al pandeo local con respecto del ala en compresión.

$$M_{nc}FLB = R_{pc} * M_{yc} = 620\ ton * m$$

3.5.3 Resistencia al Pandeo Lateral Torsional del Ala Superior

$$L_p = 1.0 * r_t * \sqrt{\frac{E_s}{fyvigas}} = 1.878\ m$$

$$L_r = \pi * r_t * \sqrt{\frac{E_s}{f_{yr}}} = 7.051\ m$$

$$L_p + \frac{(1-\frac{1}{Cb})}{(1-\frac{F_{yr}}{R_h * fy.vigas})} * (L_r - L_p) = 1.878\ m$$

$$L_b = 4.73\ m$$

Como Lb > Lp (limite pandeo lateral torsional) se calcula la resistencia con la ecuación: (D.6.4.1-3).

$$F_{nc}LTB = C_b * \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h * fy.vigas}\right) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) * (R_b * R_h * fy.vigas) = 2921\ \frac{kg}{cm^2}$$

Ec. (D.6.4.1-3)

Distancia entre los centros de área de las alas.

$$h = Dalma + \frac{tala.sup}{2} + \frac{tala.inf}{2} = 1425\ mm$$

Constante de torsión. Ec. (A.6.3.3-9)

$$J_{acer} = \frac{D_{alma} * talma^3}{3} + \frac{bala.sup * tala.sup^3}{3} * \left(1 - 0.63 * \frac{talasup}{balasup}\right) + \frac{bala.inf * tala.inf^3}{3} * \left(1 - 0.63 * \frac{talainf}{balainf}\right)$$

$$\mathrm{J_{acer}} = 508\mathrm{cm}^4$$

$$L_r = 1.95 * r_t * \frac{E_s}{F_{yr}} * \sqrt{\frac{J_{acer}}{S_{xc} * h}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{F_{yr}}{E_s} * \frac{S_{xc} * h}{J_{acer}}\right)^2}} = 7m$$ Ec. (A6.3.3-5)

Lp=1.878 m Lb=4.73 m Lr= 7 m

Como Lp < Lb < Lr que el valor anterior la resistencia al pandeo lateral torsional se calcula con la ecuación: (D.6.3.3-2)

$$M_{nc}LTB = C_b * \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_{pc}} * \frac{S_{xc}}{M_{yc}}\right) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) * (R_{pc} * M_{yc}) = 468\ ton * m$$

Ec. (A.6.3.3-2)

Evaluación de la sección en la Etapa de Construcción

$$F_{nc} = \min(F_{nc}FLB.F_{nc}LBT) = 2921\frac{kg}{cm^2}$$

$f_{bu} = 2234\ \frac{kg}{cm^2}$

$\emptyset_f = 1$ Factor de resistencia a flexión.

$\emptyset_{f*} * F_{nc} = 2921\ \frac{kg}{cm^2}$

Evaluación : Si $f_{bu} < \emptyset_f * \mathrm{F_{nc}}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Ec. (6.10.8.1.1-1)

Si $f_{bu} > \emptyset_{f_*} \mathrm{F_{nc}}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple

$M_{nc} = \min(M_{nc}FLB, M_{nc}LTB) = 468\ ton * m$

$\emptyset_f = 1$ Factor de resistencia a flexión.

$M_u = M_{DC1} * \gamma DC = 298\ ton * m$

$\emptyset_f * M_{nc} = 468\ ton * m$

Evaluación : Si $M_{DC1} * \gamma DC < \emptyset_f * \mathrm{M_{nc}}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $M_{DC1} * \gamma DC > \emptyset_{f_*} \mathrm{M_{nc}}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple Ec. (6.1.1-1)

4.6 Diseño al Corte - Resistencia I

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma LL = 1.00$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma \mathrm{DC} = 1.00$

Factor de carga para capa de rodadura.

$\gamma \mathrm{DW} = 1.00$

Factor de resistencia para corte. S 6.5.4.2

$\emptyset_v = 1.00$

$\frac{Dalma}{talma} = 140$ Esbeltez del alma.

$3 * Dalma = 4.2m$ Límite de espaciamiento.

$d_o = \frac{L_b}{2} = 2.9\ m$ Se pone un atiesador transversal en la mitad de la longitud no arriostrada.

$k_{corte} = 5 + \frac{5}{(\frac{d_o}{Dalma})^2} = 6.142$ $C_{corte} = \frac{1.57}{(\frac{Dalma}{talma})^2} * \frac{E_s * K_{corte}}{fy.vigas} = 0.287$

$V_p = 0.58 * fy.vigas * Dalma * talma = 284\ ton$

$V_n = V_p * \left(C_{corte} + \frac{0.87*(1-C_{corte})}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{Dalma}\right)^2}} \right) = 157.5\ ton$

$\emptyset_v * V_n = 157.5\ ton$

$V_{LL} = 52\ ton$ Corte por carga viva, HL-93, Líneas de Influencia.

$V_{DC} = \frac{L_{puente}}{2} * (DL_{losa} + DL_{encofrado} + DL_{secundario} + DL_{vigas})$

$V_{DC} = 40\ ton$

$V_{DW} = \frac{L_{puente}}{2} * DL_{rodadura} = 2.4\ ton$

$V_u = \lambda_{LL} * V_{LL} * r_{int2} + \lambda DC * V_{DC} + \lambda DW * V_{DW} = 143\ ton$

Carga última, viga interior.

Evaluación : Si $V_u < \emptyset_v *$ Vn ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $V_u >_* \emptyset_v *$ Vn ¨Satisfactorio¨ No Cumple Ec. (6.10.9.1-1).

5. DISEÑO DE LOS CONECTORES DE CORTE DE LA LOSA

5.1 Bases del Diseño

$fy.perfil = 2520\frac{kg}{cm^2}$ Fluencia de los perfiles de acero.

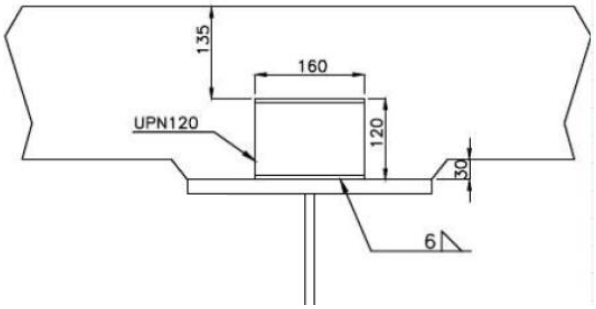
$fu.perfil = 4000\frac{kg}{cm^2}$ Resistencia a la tensión de los perfiles de acero

Tipos de Conectores: UPN 100

Altura del perfil	$h.perfil = 100mm$	
Ancho del perfil.	$b.perfil = 160\ mm$	
Espesor del ala	$tala.perfil = 8.5\ mm$	
Espesor del alma.	$talma.perfil = 6.0\ mm$	
Altura mínima embebida en la losa:	50 mm	S 6.10.10.1.4
Distancia mínima al borde del ala:	25 mm	S 6.10.10.1.3
Recubrimiento mínimo en la parte superior de la losa:	50mm	S 6.10.10.1.4

Grafico 6

Detalles de conectores para la losa



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

Espesor del hormigón entre losa y viga

$A_{connec} = 00mm$

Longitud embebida del conector.

$B_{connec} = 120mm$

Distancia a la fibra extrema superior de la losa.

$$C_{connec} = 130mm$$

Separación entre Conectores S 6.10.10.1.2

Inercia de la sección compuesta a corto plazo, ver tabla de propiedades de la sección menor.

$I_{st} = 27317873419\ mm^4$

$Q = \frac{250mm*2900mm}{8} * (1574mm - 1325mm) = 2.266 * 10^7 mm^3$

Espaciamiento máximo entre conectores en 5m exteriores del puente:

Máximo rango de corte para fatiga, en los extremos del puente.

$V_{LL}fat = 31\ ton$

Factor de resistencia para fatiga.

$\lambda_{fat} = 0.75$

Rango de corte por carga viva para fatiga

$V_f = \lambda_{fat} * V_{LL}fat * r_{int1} = 19.2\ ton$

Ec. (10-59). Ref. AASHTO 2002, Standard Specifications for Highway Bridges

$$z_r = 2100 \frac{lb}{in} * b_{perfil} = 6\ ton$$

Ec. (6.10.10.1.2-1 & -2 & -3), espaciamiento máximo entre conectores 600 mm S 6.10.10.1.2.

$$P_{ext} = \min\left(\frac{z_r * I_{ST}}{V_{f*Q}}, 600mm\right) = 376\ mm$$

Espaciamiento máximo entre conectores en 5m hasta los 10m del extremo del puente.

Máximo rango de corte para fatiga a los 5m de los extremos del puente.

$$V_{LL}fat = 26\ ton$$

Factor de resistencia para fatiga.

$$\lambda_{fat} = 0.75$$

Rango de corte por carga viva para fatiga

$$V_f = \lambda_{fat} * V_{LL}fat * r_{int1} = 16\ ton$$

Ec. (10-59). Ref. AASHTO 2002, Standard Specifications for Highway Bridges.

$$z_r = 2100 \frac{lb}{in} * b_{perfil} = 6\ ton$$

Ec. (6.10.10.1.2-1 & -2 & -3), espaciamiento máximo entre conectores 600 mm S 6.10.10.1.2.

$$P_{4.65m} = \min\left(\frac{z_r * I_{ST}}{V_{f*Q}}, 600mm\right) = 448\ mm$$

Espaciamiento máximo entre conectores en el tercio medio del puente.

Inercia de la sección compuesta a corto plazo, ver tabla de propiedades de la sección mayor.

$I_{ST} = 36077425289mm^4$

Máximo rango de corte para fatiga a los 5m de los extremos del puente.

$V_{LL}fat = 23\ ton$

Factor de resistencia para fatiga.

$\lambda_{fat} = 0.75$

Rango de corte por carga viva para fatiga.

$V_f = \lambda_{fat} * V_{LL}fat * r_{int1} = 14.3\ ton$

Ec. (10-59). Ref. AASHTO 2002, Standard Specifications for Highway Bridges.

$z_r = 2100\frac{lb}{in} * b_{perfil} = 6\ ton$

Ec. (6.10.10.1.2-1 & -2 & -3), espaciamiento máximo entre conectores 600 mm S 6.10.10.1.2.

$P_{int} = \min\left(\frac{z_r * I_{ST}}{V_f * Q}, 600mm\right) = 448\ mm$

5.2 Diseño de los Conectores para Resistencia I

Factor de resistencia para conectores de corte S 6.5.4.2.

$\emptyset_{sc} = 0.85$

Resistencia a la compresión del hormigón.

$f'c = 280\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad del hormigón, calculado en secciones anteriores.

$Ec = (2.728 * 10^5)\frac{kg}{cm^2}$

$Q_r = \emptyset_{sc} * Q_n = 32\ ton$ Resistencia al corte

Dimensiones, losa de hormigón

Ancho efectivo de la losa para vigas interiores

$b_s = 2900\ mm$

Espesor de la losa de hormigón

$t_s = 250mm$

Cálculo del corte longitudinal en la losa en el punto de máximo momento, incluido impacto.

$P_{1p} = 0.85 * f´c * b_s * t_s = 1725.5\ ton$ Ec. (6.10.10.4.2-2)

Dimensiones, vigas de acero:

Ancho del ala inferior

$bala.inf = 440\ mm$

Altura del alma.

$Dalma = 1400$

Espesor del ala superior

$tala.sup = 20mm$

Ancho del ala superior.

$bala.sup = 320mm$

Espesor del alma.

$talma = 10mm$

Espesor del ala inferior.

$tala.inf = 30mm$

$P_{2p} = f_Y viga * (Dalma * talma + bala.inf * tala.inf + bala.sup * tala.\text{sup}) =$

$1176\ ton$ Ec. (6.10.10.4.2-3).

Corte longitudinal en la losa.

$P_p = \min(P_{1p}, P_{2p}) = 1176\ ton$

Corte radial, igual a cero para vigas rectas, S 6.10.10.4.2.

$F_P = 0\ N$

Corte nominal total. Ec. (6.10.10.4.2-1)

$P = P_P$

Número de conectores de corte desde la mitad del puente hasta el extremo.

$n_{connec} = \frac{P}{Qr} = 27$

Espaciamiento entre conectores en los tercios exteriores, ver cálculo de conectores para fatiga.

$P_{ext} = 376\ mm$

Se escoge un espaciamiento de 250mm, en los 5m extremos del puente.

$P_{ext} = 250\ mm$

Espaciamiento de 4.65m a 9.3m desde el extremo del puente.

$P_{4.65m} = 448\ mm$

Se escoge un espaciamiento de 500mm, en la sección de 5m a 10m de los extremos.

$P_{4.65m} = 500\ mm$

$P_{ext} = 250\ mm$

$P_{int} = 600\ mm$

Se considera un espaciamiento de 500mm en el tercio medio de 9.3m del puente

$P_{int} = 500\ mm$

Número de conectores en una mitad del puente.

*ceil=comando de redondeo hacia arriba

$$n_{diseño} = \text{ceil}\left(\frac{4.65m}{P_{ext}}\right) + \text{ceil}\left(\frac{4.65m}{P_{4.65m}}\right) + \text{ceil}(\left(\frac{4.65m}{P_{int}}\right) - 2 = 37$$

Evaluación : Si $n_{diseño} >_* n_{conect}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $n_{diseño} <_* n_{conect}$ ¨Satisfactorio¨ No Cumple

6. DISEÑO DE LOS ATIESADORES EN LOS APOYOS

6.1 Bases del Diseño

Distancia mínima entre la conexión ala-alma y el borde del atiesador.

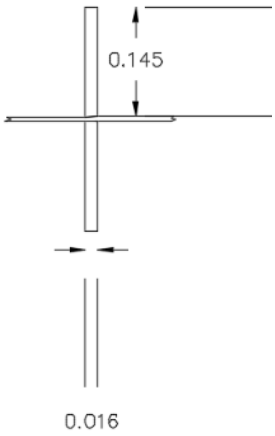
$$4 * talma = 40mm$$

Distancia máxima entre la conexión ala-alma y el borde del atiesador

$$\min(6 * talma, 100mm) = 60mm$$

Grafico 7

Detalle de Atiesador Transversal



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

6.2 Evaluación en la Relación de Esbeltez

$$0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E_s}{fy.placas}} = 185\ mm$$

Evaluación : Si $b_t <_* 0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E_s}{fy.placas}}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $b_t > 0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E_s}{fy.placas}}$¨Satisfactorio¨

6.3 Resistencia de los Atiesadores - Resistencia I

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$$\gamma LL = 1.75$$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$$\gamma \mathrm{DC} = 1.30$$

Factor de carga para capa de rodadura.

$$\gamma \mathrm{DW} = 1.50$$

Factor de resistencia para atiesadores, aplastamiento.

$\emptyset_b = 1.00$

Área de los atiesadores.

$A_{pm} = 2 * (b_t - 4 * talma) * tp = 3360\ mm^2$

Resistencia nominal de los atiesadores. Ec. (6.10.11.2.3-2)

$R_{snn} = 1.4 * A_{`pn} * f_y placas = 165\ ton$

Resistencia de los atiesadores. Ec. (6.10.11.2.3-1)

$R_{snr} = \emptyset_b * R_{sbn} = 165\ ton$

Corte en el apoyo por carga viva, Ref. Anexos, Línea de influencia para corte.

$V_{DC} = \frac{L_{puentes}}{2} * (DL_{losa} + DL_{secundario} + DL_{encofrado} + DL_{barrera} + DL_{vigas}$

$V_{DC} = 39.6\ ton$

$V_{DW} = \frac{L_{puente}}{2} * DL_{rodadura} = 2.4\ ton$

$V_u = \gamma LL * V_{LL} * r_{int2} + \gamma DC * V_{DC} + \gamma DW * V_{vw} = 143\ ton$

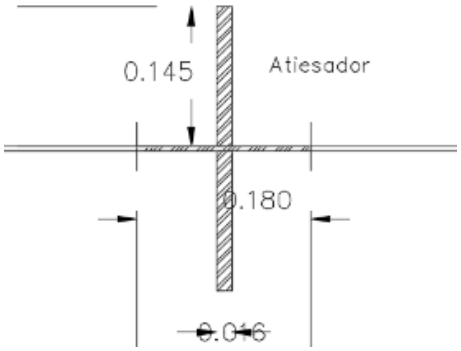
Reacción en el apoyo viga.

Evaluación : Si $V_u <_*$ R_{sb}. r ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $V_u >$ R_{sb}. r¨Satisfactorio¨

Grafico 8

Sección efectiva del atiesador



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

El ancho efectivo del alma a cada lado del atiesador es igual a 9 espesores del alma (90 mm), S 6.10.11.2.4b

Factor de resistencia para compresión axial

$\emptyset_c = 0.90$

Relación de esbeltez S 6.9.4.2

$\frac{b_t}{t_p} = 9.1$

Coeficiente de pandeo de placas. Tabla 6.9.4.2.1

$k = 0.45$

$k * \sqrt{\frac{E_s}{fy_{placas}}} = 10.9$

Evaluación : Si $\frac{b_t}{t_p} <_* k * \sqrt{\frac{E_s}{fy_{placas}}}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{b_t}{t_p} > k * \sqrt{\frac{E_s}{fy_{placas}}}$¨Satisfactorio¨ Ec. (6.9.4.2-1)

Factor de longitud efectiva, se toma como 0.75 para atiesadores S 6.10.11.2.4a

$K_p = 0.75$

Inercia de la sección efectiva, ver dimensiones en la figura

$I_s = \frac{16mm(320)^3 + 180mm*(10mm)^3}{12} = (4.371 * 10^7)mm^4$

Área de la sección efectiva.

$A_s = 16mm * 320mm + 180mm * 10mm = (6.92 * 10^3)mm^2$

Radio de giro.

$r_s = \sqrt{\frac{I_S}{A_s}} = 70mm$

Ec. (6.9.4.1-3) $\lambda = (\frac{k_p * D_{alma}}{r_s * \pi})^2 * \left(\frac{f_y placas}{E_s}\right) = 0.03$

Como λ es menor a 2.25 la resistencia a la compresión se calcula con Ec. (6.9.4.1-1)

$P_n = 0.66^{\lambda} * fy.placas * A_s = 239\ ton$ Ec. (6.9.4.1-1) Resistencia nominal a la compresión.

$P_r = \emptyset_c * P_n = 215\ ton$ Ec. (6.9.2.1-1) Resistencia a la compresión axial.

$V_u = 143\ ton$ Reacción en el apoyo viga.

Evaluación : Si $V_u <_* P_r$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $V_u > P_r$¨Satisfactorio¨

6.4 Fatiga

6.4.1 Fatiga Superior

Tabla 11

Constante A Tabla 6.6.1.2.5-1

AASHTO LRFD 2014, Sección 6.	
Detalle de Categoría	Constante, A por 10^8 (ksi)
A	250,0
B	120,0
B'	61,0
C	44,0
C'	44,0
D	22,0
E	11,0
E'	3.9
Pernos A325 en Tensión Axial	17.1
Pernos A490 en Tensión Axial	31.5

Tabla 6.6.1.2.5-1 - Constante de Categoría de Detalle A

Obtenido de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 1.2 B

$A = 12 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{11} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 55.16\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 2.2 B

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}) = 98.574\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 2.5 B

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$ $A_g = 33600\ mm^2$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$ $C = 58.435\ cm$

$n = 1$ $x = 140cm - C$

$ADTT_{SL} = 150$ $U = (1 - \frac{X}{L})$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$ $A_e = U * Ag$

$N_1 = 4106250$ $A_e = 32654.971\ mm^2$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}) = 98.574\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 3.1 B

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 98.574\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 4.1 C

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 14.4 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 82.74\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 70.519\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $\qquad$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 4.3 C - R 6.30 in

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 70.554\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 5.1 B' - $F_y \geq 100\ ksi$

$A = 61 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.999 * 10^{12}(MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 82.74\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = (\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right)$

$\Delta F_n = \max(\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 78.671\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.1 C - 24in. > R

$A = 120 * 10^8(ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{12}(MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 98.574\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.2 (Weld not removed) C - 24in. > R

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 98.574\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.4 - Condición 5.4 Categoría C

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$$\Delta F_n = (\Delta F) * (\left(\frac{0.65-0.59*(1)+0.72*\left(\frac{w}{t_p}\right)}{t_p^{0.167}}\right)) \leq \Delta F$$

$$\Delta F_n = 51.77\ MPa \leq 68.95\ MPa$$

$$\Delta F_n = 51.77\ MPa$$

Ecuación 1

Ec.(6.6.1.2.5-4)

AASHTO LRFD 2014, Sección 6.

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{0{,}65 - 0{,}59\left(\frac{2a}{t_p}\right) + 0{,}72\left(\frac{w}{t_p}\right)}{{t_p}^{0{,}167}}\right) \leq (\Delta F)_n^c$$

Dónde:	
$(\Delta F)_n^c$	Resistencia nominal a la fatiga para detalle de Categoría C (ksi).
2a	Longitud de la cara de la raíz no soldada en dirección del espesor de la placa cargada (plg). Para conexiones de filete soldadas, la cantidad de (2a/tp) se tomará igual a 1,0.
tp	Espesor de la placa cargada (plg).
w	Tamaño del refuerzo o contorno del filete, si lo hay, en dirección del espesor de la placa cargada (plg).

Ec. (6.6.1.2.5-4)

Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 7.1 E $t \leq 1$ *in*

$A = 11 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.605 * 10^{11} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 31.03\ MPa$

$S_{supgdr} = 68870440\ mm^3$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 44.446\ MPa$

$f_{supgdr} = \frac{M_{camionfatiga}}{S_{supgdr}}$ $\qquad$ $f_{supgdr} = 28{,}194\ MPa$

Evaluación : Si $f_{supgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{supgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

5.4.2 FATIGA INFERIOR

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 2.2 B

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 98.574\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 2.5 B

$A = 120 * 10^8 (ksi)^3$ $A_g = 32100\ mm^2$

$A = 3.933 * 10^{12} (MPa)^3$ $C = 56.22\ cm$

$n = 1$ $x = 140cm - C$

$ADTT_{SL} = 150$ $U = (1 - \frac{X}{L})$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$ $A_e = U * Ag$

$N_1 = 4106250$ $A_e = 31172.642\ mm^2$

$$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$$

$$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$$

$$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$$

$$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\Big) = 98.574\ MPa$$

$$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$$

$$\mathrm{M_{camionfatiga}} = 198\ \mathrm{ton} * \mathrm{m}$$

$$\mathrm{II} = 11549445595\ \mathrm{mm^4}$$

$$\mathrm{n_g} = 3$$

$$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g} \qquad f_{botgdr} = 32.747\ MPa$$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 4.1 C

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 82.74\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 70.554\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 4.3 C - R 6.30 in

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} \Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2} \Delta F_{TH}\right) = 70.554\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 5.1 B' - $Fy < 100ksi$

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 110.32\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 98.574\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.1 C - R 6.30 in

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 70.554\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.2 (Weld not removed) C - R 6.30 in.

$A = 44 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 1.442 * 10^{12} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 70.554\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.3 (Weld not removed) E - R 6.30 in.

$A = 11 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.605 * 10^{11} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$C = \frac{(44cm*3cm*1.5cm)+(140cm*1cm*73cm)+(32cm*2cm*144cm)}{(44cm*3cm)+(140cm*1cm)+(32cm*2cm)} = 58.435\ cm$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ cm$

$M_{camionfatiga} = 198\ ton * m$

$II = 11549445595\ mm^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}\Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 44.446\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 6.4 - Condición 5.4 Categoría C

$A = 11 * 10^8 (ksi)^3$

$A = 3.605 * 10^{11} (MPa)^3$

$n = 1$

$ADTT_{SL} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * ADTT_{SL}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{TH} = 68.95\ MPa$

$t_p = 0.31\ in$

$w = 0.24\ in$

$\Delta F_n = (\Delta F) * (\left(\frac{0.65 - 0.59 * (1) + 0.72 * \left(\frac{w}{t_p}\right)}{t_p^{0.167}}\right)) \leq \Delta F$

$\Delta F_n = 51.77\ \text{MPa} \leq 68.95\ \text{MPa}$

$\Delta F_n = 51.77\ \text{MPa}$

$d_{infgdr} = C = 58.435\ \text{cm}$

$M_{camionfatiga} = 198\ \text{ton} * \text{m}$

$II = 11549445595\ \text{mm}^4$

$n_g = 3$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $\qquad f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

TABLA S 6.6.1.2.3-1

Caso 7.1 E $t > 1$

$= 3.605 * 10^{11} (\text{MPa})^3$

$n = 1$

$\text{ADTT}_{\text{SL}} = 150$

$N_1 = (365) * (75) * n * \text{ADTT}_{\text{SL}}$

$N_1 = 4106250$

$\Delta F_{\text{TH}} = 31.03\ \text{MPa}$

$C = \frac{(44\text{cm} * 3\text{cm} * 1.5\text{cm}) + (140\text{cm} * 1\text{cm} * 73\text{cm}) + (32\text{cm} * 2\text{cm} * 144\text{cm})}{(44\text{cm} * 3\text{cm}) + (140\text{cm} * 1\text{cm}) + (32\text{cm} * 2\text{cm})} = 58.435\ \text{cm}$

$d_{\text{infgdr}} = C = 58.435\ \text{cm}$

$M_{\text{camionfatiga}} = 198\ \text{ton} * \text{m}$

$II = 11549445595\ \text{mm}^4$

$n_g = 3$

$\Delta F_n = ((\frac{A}{N_1})^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} \Delta F_{TH})$

$\Delta F_n = \max((\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2} \Delta F_{TH}\right) = 44.446\ MPa$

$f_{botgdr} = \frac{M_{camionfatiga} * d_{infgdr}}{II * n_g}$ $f_{botgdr} = 32.747\ MPa$

Evaluación : Si $f_{botgdr} \leq_* \Delta F_n$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

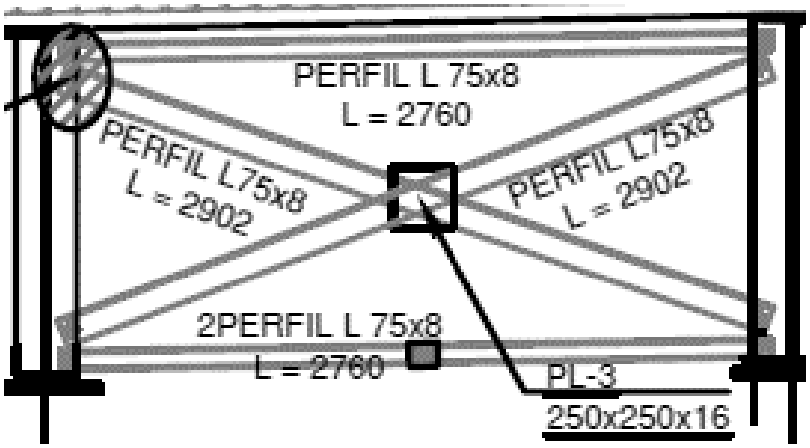
Si $f_{botgdr} > \Delta F_n$ ¨¨Satisfactorio¨

7. DISEÑO DE DIAFRAGMAS

7.1 Bases del Diseño

Grafico 8

Detalle de diafragmas



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

Número de vigas longitudinales.

$n_g = 3$

Carga lateral mínima de diseño para cada punto de conexiones en los diafragmas.

S 6.6.1.3.1.

$F_{diseño} = 9\ ton$

Se usa pernos 20mm para las conexiones a las vigas longitudinales.

$d_{perno} = 20mm$

Perfiles L75x75x8 son los perfiles que se usan en los diafragmas

7.2 Diseño de los Elementos y Conexiones Empernadas del Diafragma

Área de los ángulos para los diafragmas, perfil L75x75x8.

$A_s = 11.4cm^2$

Espesor del ángulo.

$t_{perfil} = 8mm$

Capacidad de ángulos a compresión, mayor que el mínimo de 9 toneladas.

$R_{perfil} = A_{perfil} * 0.9 * fy.perfil = 25.9\ ton$

Factor de resistencia al aplastamiento.

$\emptyset_b = 1.0$

Resistencia a la tensión última del acero.

$f_u perfil = 4000 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia al aplastamiento. Ec. (6.13.2.9-1).

$R_b.u = 2.4 * d_{perno} * t_{perfil} * fuperfil * \emptyset_b = 15.4\ ton$

Resistencia al aplastamiento de 2 pernos en cada ángulo.

$2 * R_{bu} = 30.7\ ton$

Factor de resistencia al corte en pernos.

$\emptyset_s = 0.80$

Planos de corte en los pernos

$N_s = 1.0$

$f_{uperno} = 8400 \frac{kg}{cm^2}$

$A_{perno} = \frac{\pi * d_{perno}^2}{4} = 3.142\ cm^2$

$R_{vu} = 0.38 * Aperno * f_{uperno} * N_s * \emptyset_s = 8\ ton$ Ec. (6.13.2.7-2).

Resistencia al corte de 2 pernos en cada ángulo, esta evaluación rige el diseño.

$$2 * R_{vu} = 16\ ton$$

7.3 Evaluación del Pandeo de los Ángulos

Ancho del elemento en pandeo, Tabla 6.9.4.2-1

$bperfil = (75\ mm - 8mm) = 67mm$

Espesor del ángulo.

$tperfil = 8mm$

Relación de esbeltez. S 6.9.4.2

$\frac{bperfil}{tperfil} = 8.375$

Coeficiente de pandeo. Tabla 6.9.4.2-1

$k = 0.56$ $k * \sqrt{\frac{Es}{fyperfil}} = 15.9$

Evaluación : Si$\frac{bperfil}{tperfil} = \leq_* \ k * \sqrt{\frac{Es}{fyperfil}}$ ¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{bperfil}{tperfil} > k * \sqrt{\frac{Es}{fyperfil}}$ ¨¨Satisfactorio¨ Ec. (6.9.4.2-1).

Coeficiente de la longitud de pandeo de los ángulos. S 4.6.2-5.

$K_{perfil} = 1.0$

Inercia del ángulo (Eje Débil).

$I_s = 59.1\ cm^4$

Área de la sección efectiva.

$A_S = 11.4cm^2$

Radio de giro

$r_{perfil}\sqrt{\frac{I_S}{A_S}} = 23mm$

Longitud sin arriostrar, para arriostramiento longitudinal.

$L_{perfil} = 3100\ mm$

$\frac{k_{perfil}*L_{perfil}}{r_{perfil}} = 136.2$

Evaluación : Si$\frac{k_{perfil}*L_{perfil}}{r_{perfil}} \leq_* 140$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\frac{k_{perfil}*L_{perfil}}{r_{perfil}} > k * 140$¨¨Satisfactorio¨ S 6.9.3

$\lambda = (\frac{k_{perfil}*L_{perfil}}{r_{perfil}*\pi})^2 * \left(\frac{fy.perfil}{E_S}\right) = 2.32$ Ec. (6.9.4.1-3)

Ec. (6.9.4.1-2) Resistencia nominal a la compresión.

$P_n = \frac{0.88*fyperfil*A_{PERFIL}}{\lambda} = 10.9\ ton$

Factor de resistencia a la compresión axial.

$\emptyset_c = 0.90$

$P_r = \emptyset_c * P_n = 9.8\ ton$

Fuerza de diseño para las conexiones empernadas de diafragmas y arriostramientos, se considera que es suficiente para proporcionar estabilidad a la estructura durante la etapa de construcción, además es mucho mayor que la transmitida por cargas de vientos.

Evaluación : Si $F_{diseño} \leq_{*}$ P$_r$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $F_{diseño} > P_r$¨Satisfactorio¨

7.4 Evaluación de Fatiga en las Conexiones entre Diafragma y Vigas Longitudinales

Se considera que la unión entre los diafragmas y vigas longitudinal es el detalle que rige la evaluación de la fatiga. El detalle a evaluar es la soldadura transversal entre los atiesadores y el ala inferior. El ala inferior tiene los mayores esfuerzos longitudinales.

Fatiga:

$\gamma_{fat} = 0.75$ Tabla 3.4.1-1. Factor de carga para fatiga

Momento de fatiga a los 12.6 m del apoyo donde se encuentran los diafragmas interiores, incluye 15% de amplificación dinámica. Ref. ver líneas de influencia para momentos en anexos.

$M_{llfat} = 189\ ton * m$

Módulo de la sección del ala inferior.

$S_{ST} = 27602162\ mm^3$

Esfuerzo del ala inferior para el momento de fatiga.

$\Delta_{finf} = \gamma_{fat} * \frac{M_{LLfat} * r_{int1}}{S_{ST}} = 425\ \frac{kg}{cm^2}$

Constante de fatiga para categoría C'. Tabla 6.6.1.2.5-1

$A = 14.4 * 10^{11} (MPa)^3$

Tabla 6.6.1.2.5-2.

$n_{fat} = 1.0$

Promedio del número de camiones por día que pasan por el puente.

$ADTT_{SL} = 130$

Número de ciclos de carga.

$N_1 = 365 * 75 * n_{fat} * ADTT_{SL} = 3.559 * 10^6$

Esfuerzo de resistencia a la fatiga.

Límite de fatiga para amplitud constante, Tabla 6.6.1.2.5-3

$\Delta F_n = \max(\left(\frac{A}{N_1}\right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2}\Delta F_{TH}\right) = 73.963\ MPa$

Esfuerzo de resistencia a la fatiga, en kg/cm2.

$\Delta F_n = \frac{\Delta F_n}{g} = 754\ \frac{kg}{cm^2}$

Evaluación : Si $\Delta_{finf} \leq_* \Delta F_n$¨Satisfactorio" Evaluación= Satisfactoria

Si $\Delta_{finf} > \Delta F_n$Satisfactorio¨

8. DISEÑO DE LAS SOLDADURAS DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

Las vigas longitudinales se fabrican con placas de acero estructural, la unión entre el alma y las alas se realiza con una soldadura de filete en cada lado del alma. La sección critica en este diseño es el corte máximo cerca de los apoyos.

Factor de carga para carga viva, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma LL = 1.75$

Factor de carga para carga muerta, ver tabla de factores de carga para combinaciones.

$\gamma DC = 1.30$

Factor de carga para capa de rodadura.

$\gamma DW = 1.50$

Corte por carga viva, HL-93, ver líneas de influencia para corte en anexos.

$V_{LL} = 52\ ton$

Corte por carga muerta por viga.

$V_{DC1} = \frac{L_{puente}}{2} * \left(DL_{losa} + DL_{secundario} + DL_{barrera} + DL_{vigas}\right) = 36.4\ ton$

Corte por carga encofrado por viga.

$V_{DC2} = \frac{L_{puente}}{2} * \left(DL_{encofrado}\right) = 3.3\ ton$

Corte por carga de capa de rodadura por viga

$V_{Dw} = \frac{L_{puente}}{2} * (DL_{rodadura}) = 2.4\ ton$

Corte para Resistencia I, viga interior.

Apoyos.

$V_u = \gamma_{LL} * V_{LL} * r_{int2} + \gamma_{DC} * V_{DC1} + \gamma_{DW} * V_{DW} = 139\ ton$

Corte para Resistencia I, viga interior para construcción.

Apoyos.

$V_{cons} = \gamma_{DC} * V_{DC2} + \gamma_{DC} * V_{DC1} + \gamma_{DW} * V_{DW} = 55\ ton$

Inercia de la sección compuesta a largo plazo, sección menor

$I_{total3n} = 27317873419\ mm^4$

Inercia de la sección de acero (sección no compuestas por etapas de construcción).

$I_{acero} = 11549445595\ mm^4$

S 6.10.10.1.

Momento del área de hormigón para la sección compuesta a corto plazo.

$Q_{hormigon} = \left(\frac{250mm*2900mm}{3*8}\right) * (1575mm - 1410mm) = 4984.375\ cm^3$

Momento del área del ala superior para la sección compuesta a corto plazo.

$Q_{acero} = 6400mm^2(1440 - 1420)mm = 192\ cm^3$

Espesor mínimo de la suelda: 6mm Suelda de filete. Tabla 6.13.3.4-1.

Esfuerzo en la suelda para Resistencia I, los esfuerzos en la suelda filete de 6mm (mínimo espesor recomendado por el código) son muy pequeños.

Evaluación "Satisfactoria".

Momento del área del ala superior para la sección de acero.

$Q_{acerocons} = 6400\ mm^2 * (1440 - 710)mm = 4672 cm^3$

Esfuerzo en la suelda en la etapa de construcción.

$\tau_{sueldacons} = \frac{V_{cons} * Q_{acerocons}}{I_{acero} * 2 * 6mm * \sqrt{2}} = 132\ \frac{kg}{cm^2}$

9. CONTROL DE TEMPERATURA

Se evalúa si el espacio para las juntas es suficiente para permitir que el puente se pueda expandir libremente por temperatura.

Coeficiente de expansión térmica en grados

$\alpha_{temp} = 15 * 10^{-6}$

Cambio de temperatura de 30 grados.

$\Delta_T = 30$

Elongación o contracción del puente.

$\Delta_L = \alpha_{temp} * L_{puente} * \Delta_T = 13.05\ mm$

La elongación es muy pequeña por lo cual el diseño y dimensiones de la junta se rigen a las propiedades y geometría del tipo de junta que se escoja. La junta se muestra en los planos de construcción.

10. ESTRIBOS

10.1 DISEÑO DE ESTRIBOS (SIN SISMO)

Altura del estribo $H = 4.5\ m$

Altura de la zapata $H_{zapata} = 1\ m$

Ancho de la zapata $B = 4.8\ m$

Ancho libre dedo $B_{dedo} = \frac{B}{3} = 1.6\ m$

Espesor de la pantalla $B_{pantalla} = 0.75\ m$

Ancho libre del talón $B_{talon} = B_{B_{dedo}} - B_{pantalla} = 2.45m$

Densidad del RELLENO $\gamma_s = 1550 \frac{kg}{m^3}$

Tabla 12

Combinaciones de Carga que se asumen críticas para este diseño.

	MIN	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**	**MIN**	**MAX**
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Datos del Relleno: SIN NIVEL FREATICO, SE CONSIDERA SOBRECARGA

Ángulo fricción del suelo, relleno granular.

$\emptyset = 31°$

Ángulo fricción entre la pantalla del estribo y el suelo, liso=0 grados. Tabla 3.11.5.3-1

$\delta = 24°$

Pantalla recta, ángulo de inclinación de la pantalla del estribo.

$\alpha = 0°$

Pendiente del acceso 0% (relleno o vía recta).

$\beta = 0°$

$\theta = 90°$

Empuje activo Sin Sismo

$$r = (1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset+\delta)*\sin(\emptyset-\beta)}{\sin(\emptyset-\delta)*\sin(\emptyset+\beta)}})^2 = 2.821 \qquad 3.11.5.3\text{-}1$$

$$k_{af} = \frac{\sin(\theta+\emptyset)^2}{r*(sin^2\theta*\sin(\emptyset-\beta)} = 0.285$$

$$k_a = \frac{\sin(90+31)^2}{2.821*((sin^2 90)*(\sin(90-24)))} \qquad 3.11.5.3\text{-}2$$

h (en este caso relleno recto)

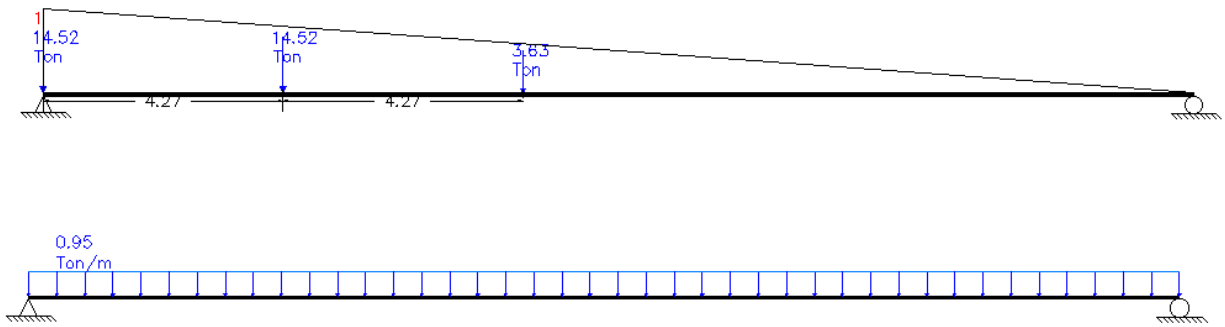
$h = H + B_{talon} * 0\% = 4.5m$

Cálculo de Pesos

$Ancho.puente = 8.50\ m$

Grafico 9

Líneas de influencia



Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021)

Impacto_Dinamico=33%

$$LL = (1.33 * 14.52\ ton * 1) + \left(1.33 * 14.52\ ton * \frac{29m - 4.27m}{29m}\right) + (1.33 * 3.63\ ton * \frac{29m - 8.54m}{29m}$$

$$LL = 39.186\ ton$$

$$LL = 39.186\ ton * n_g * r_{int1} * \frac{2}{8.50m} = 22.803 \frac{ton}{m}$$

Cargas Permanentes

$$DC = \frac{(DL_{losa} + DL_{vigas}) * L_{puente}}{2} * \frac{2}{8.50m} = 16.991\ ton$$

$$DW = \frac{(DL_{barrera}) * L_{puente}}{2} * \frac{2}{8.50m} = 1.365\ ton$$

Fuerza de Frenado BR

25% Camión HL-93

$$BR = 0.25\left((3.63 + (2 * 14.52))ton\right) * 2 * 1 = 16.335\ ton$$

25% Tándem de Diseño

$$BR = 0.25(22.68ton) * 1 * 2 = 11.34\ ton$$

5% Camión HL-93 + Carril de Diseño

$$BR = \left(0.05(32.67\ ton) + 0.05\left(0.95\ \frac{ton}{m} * L_{puente}\right)\right) * 2 * 1 = 6.022\ ton$$

5% Tándem de Diseño + Carril de Diseño

$$BR = \left(0.05(22.68\ ton) + 0.05\left(0.95\ \frac{ton}{m} * L_{puente}\right)\right) * 2 * 1 = 5.023\ ton$$

$$BR = \frac{16.335 ton}{2 * 8.50 m} = 0.961\ \frac{ton}{m}$$

Fuerza de Empuje Activo Sin Sismo

$$FT = \frac{1}{2}(\gamma_s) * h^2 * kaf = 4.473\ \frac{ton}{m}$$

$$EV = B_{talon} * \left(h - H_{zapata}\right) * \gamma_s = 13.291\ \frac{ton}{m}$$

$$V_1 = EV = 13.291\ \frac{ton}{m}$$

$$x_{V1} = B_{dedo} + B_{pantalla} + \frac{B_{talon}}{2} - \frac{B}{2} = 1.175\ m$$

$$W_1 = \left(h - H_{zapata}\right) * B_{pantalla} * W_c\Big) = 6.3\,\frac{ton}{m}$$

$$x_{w1} = \frac{B}{2} - \left(B_{dedo} + \frac{B_{pantalla}}{2}\right) = 0.425\ m$$

$$W_2 = B * H_{zapata} * W_c = 11.52\ \frac{ton}{m}$$

Para simplificar el análisis, no se toma V2, genera un pequeño error.

Tabla 13

Altura Equivalente desde el suelo para Carga Vehicular en Estribos Perpendiculares al Trafico

Altura del Pilar (m)	h_{eq} (m)
1,53	1,22
3,06	0,92
≥6,12	0,61

Tabla 3.11.6.4-1 Tomado de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

$h_{eq} = 0.6m$

Sobrecarga Vehicular (LS)

$LS = kaf * \gamma_s * h_{eq} * 1m = 0.265\ \frac{ton}{m}$

Evaluación de Cargas sin Superestructura, RESISTENCIA IV

$e1 = 1.5 * FT * \cos(\beta) * \frac{h}{3} - 0.9 * FT * \sin(\beta) * \frac{B}{2} - EV * x_{v1} + 1.5 * W_1 * x_{w1} =$

$-01.537\ ton$

$R_1 = V_1 + 0.9 * W_1 + 0.9 * W2 + 0.9FT * \sin(90°) = 33.355 \frac{ton}{m}$

$e = \frac{e1}{R_1} = -0.046\ m$ estaría bien esta entre 1.5 y 3

$\frac{B}{3*2} = 0.8\ m$ $\frac{B}{2} - e = 2.446\ m$

Evaluación de Cargas con Superestructura, RESISTENCIA IV

$e2 = 1.5 * FT * \cos(\beta) * \frac{h}{3} - 0.9 * FT * \sin(\beta) * \frac{B}{2} - v_1 * x_{v1} + 1.25 * W_1 * x_{W1} +$

$1.75 * LL * x_{W1} + 1.25 * DC * X_{W1} + 1.5 * DW * x_{W1} + 1.75 * BR * H + 1.75 * LS *$

$\frac{h}{2} = 32.259\ ton$

$R_2 = V_1 + 0.9 * W1 + 0.9 * W2 + 0.9 * FT * \sin(90) + 1.75 * LL + 0.9 * DC +$

$0.65 * DW = 89.437 \frac{ton}{m}$

$e = \frac{e_2}{R2} = 0.372\ m$ Estaría bien esta entre 1.5 y 3.

$\frac{B}{3*2} = 0.8\ m$ $\frac{B}{2} - e = 2.028m$

Evaluación de Esfuerzo de Contacto, RESISTENCIA I

$\sigma_v = \frac{V_1 + 0.9*W_1 + 0.9*W_2 + 0.9*FT*\sin(\beta) + 1.75*LL + 0.9*DC + 0.65*DW}{B - 2*e} = 21.057 \frac{ton}{m^2}$

SE CONSIDERA MAYOR CON SUPERESTRUCTURA POR LO QUE NO SE EVALÚA ESFUERZOS DE CONTACTO SIN SUPERESTRUCTURA.

Se asumió para el diseño un suelo con capacidad de 22 ton/m^2, sin sismo.

Evaluación L DESLIZAMIENTO S10.6.3.4

$\emptyset T = 0.8$

$\tan(\emptyset T) = 0.7$

Evaluación de Cargas con Superestructura, RESISITENCIA I

$V = V_1 + 0.9 * W_1 + 0.9 * W_2 + 0.9 FT sin(90) + 1.75 * LL + 0.9 * DC + 0.65 *$

$DW = 89.437 \frac{ton}{m}$

$RT = V * \tan(\emptyset T) = 89.437 \frac{ton}{m}$ $FT * \cos(\beta) = 4.473 \frac{ton}{m}$

$\emptyset T * RT = 62.606 \frac{ton}{m}$

$\frac{1.5*FT*\cos(\beta) + 1.75*BR}{\emptyset T * RT} = 0.168$ Menor que 1, Evaluación Satisfactoria.

Evaluación de Cargas sin Superestructura, RESISITENCIA IV

$\mathrm{V} = \mathrm{V}_1 + 0.9 * \mathrm{W1} + 0.9\mathrm{W2} + 0.9 * \mathrm{FT} * \sin(90) = 33.355 \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}}$

$RT = V * \tan(\emptyset T) = 23.348\ \frac{ton}{m}$ $FT * \cos(\beta) = 4.473\ \frac{ton}{m}$

$\emptyset T * RT = 18.679 \frac{ton}{m}$

$\frac{1.5*FT*\cos(\beta)+1.75*BR}{\emptyset T*RT} = 0.449$ Menor que 1, Evaluación Satisfactoria.

10.2 DISEÑO DE ESTRIBOS (CON SISMO)

Tabla 14

Combinaciones de Carga

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**DC**		**DW**		**EH**		**EV**		**ES**	
RESISTENCIA I	1,25	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
SERVICIO II	1,5	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75
FATIGA	1,0	0,90	1,5	0,65	1,5	0,90	1,35	1,00	1,5	0,75

	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
COMBINACIONES DE CARGA	**LL**		**IM**		**BR**		**LS**	
RESISTENCIA I	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
SERVICIO II								
FATIGA	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tomada de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Datos del Relleno

Ángulo fricción del suelo, relleno granular.

$\emptyset = 31°$

Ángulo fricción entre la pantalla del estribo y el suelo, liso=0 grados. Tabla 3.11.5.3-1

$\delta = 24°$

Pantalla recta, ángulo de inclinación de la pantalla del estribo.

$\alpha = 0°$

Pendiente del acceso 0% (relleno o vía recta).

$\beta = 0°$

Valor de la aceleración máxima en roca esperada

Z=0.5

$kh = \frac{1}{2} * z = 0.25$

$kv = 0.5 * kh = 0.125$

Ángulo interno para sismo

$\theta = \text{atan}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = 0.278$

Constante de cálculo para encontrar el empuje activo, del sismo.

$\varphi = (1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset+\delta)*\sin(\emptyset-\theta-\beta)}{\cos(\emptyset+\theta+\alpha)*\cos(\beta-\alpha)}})^2 = 2.428$

Coeficiente de empuje activo del suelo con sismo.

$K_{AE} = \frac{\cos(\emptyset-\theta-\alpha)^2}{\varphi*\cos(\theta)*\cos(\beta)^2*\cos(\emptyset+\theta+\alpha)} = 0.585$

$\frac{K_{AE}}{kaf} = 2.053$

Pesos de la Superestructura por metro de Estribo

$LL = 22.803\frac{ton}{m}$

$BR = 0.961\frac{ton}{m}$

$$DC = 16.991 \frac{ton}{m}$$

$$DW = 1.365 \frac{ton}{m}$$

$$FT = 0.5 * \gamma_s * h^2 * K_{AE} = 9.182 \frac{ton}{m}$$

$$V_1 = B_{talon} * \gamma_s * (H - H_{zapata}) = 13.291 \frac{ton}{m}$$

$$X_{V1} = B_{dedo} + B_{pantalla} + \frac{B_{talon}}{2} - \frac{B}{2} = 1.175 \frac{ton}{m}$$

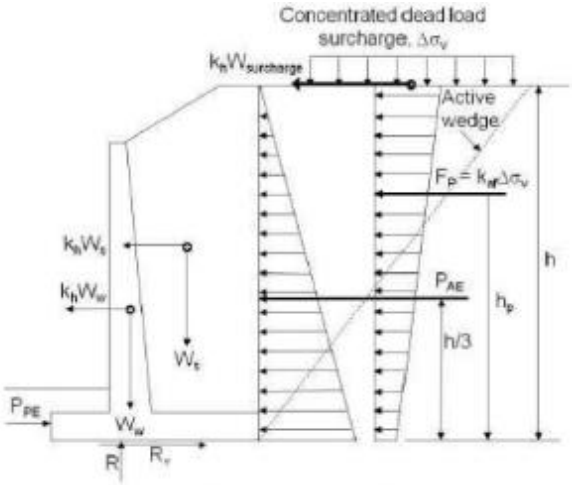
$$W_1 = B_{pantalla} * Wc * \left(H - H_{zapata}\right) = 6.3 \frac{ton}{m}$$

$$X_{w1} = \frac{B}{2} - (B_{dedo} + \frac{B_{pantalla}}{2}) = 0.425m$$

$$W_2 = B * H_{zapata} * W_c = 11.52 \frac{ton}{m}$$

Grafico 10

Esquema de Fuerzas Aplicadas en el Estribo



Tomada de (American Association of State Highway and Transpotation Officials, 2014)

Peso para fuerza inercial del suelo de relleno

$$W_s = V_1 = 13.291 \frac{ton}{m}$$

Peso para la fuerza inercial del peso del estribo, solo lo que está por encima de la zapata

$W_w = W_1 = 6.3\ \frac{ton}{m}$

$\mathrm{HW} = \frac{\mathrm{H-H_zapata}}{2} + \mathrm{H_{zapata}} = 2.75\ \mathrm{m}$

Peso para la fuerza inercial de la superestructura.

$\mathrm{PAE} = \mathrm{FT} = 9.182\ \frac{ton}{m}$

Evaluación de Cargas con Superestructura

$\mathrm{Sup} = 1 * \mathrm{PAE} * \frac{\mathrm{h}}{3} + 1.35 * 50\% * \mathrm{kh} * \mathrm{W_s} * \mathrm{HW} + 1.5 * 50\% * \mathrm{kh} * \mathrm{W_w} * \mathrm{HW} +$

$1.25 * 50\%\mathrm{kh} * \mathrm{DC} * \mathrm{H} + 1.25 * 50\%\mathrm{kh} * \mathrm{DW} * \mathrm{H} - \mathrm{W_s} * \mathrm{X_{V1}} + 1.25 * \mathrm{W_W} * \mathrm{X_{W1}} +$

$1.25 * \mathrm{DC} * \mathrm{X_{W1}} + 1.5 * \mathrm{DW} * \mathrm{X_{W1}} = 33.721\ \mathrm{ton}$

$\mathrm{R_1} = 0.9 * \mathrm{W_w} + \mathrm{W_s} + 0.9\mathrm{W_2} + 0.9\mathrm{DC} + 0.65\mathrm{DW} = 45.508\ \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m}}$

$\mathrm{e} = \frac{\mathrm{S_{up}}}{\mathrm{R_1}} = 0.741$ Entre 1.5 y 3 ok!

$\frac{\mathrm{B}}{3*2} = 0.8\ \mathrm{m}$ $\frac{\mathrm{B}}{2} - \mathrm{e} = 1.659\ \mathrm{m}$

Evaluación del Esfuerzo de Contacto

Se asumió para el ejercicio un suelo capacidad de 22 toneladas/m2 sin sismo y con sismo.

$\sigma_\mathrm{v} \frac{0.9\mathrm{W_w} + \mathrm{W_s} + 0.9\mathrm{W_2} + 0.9 * \mathrm{DC} + 0.65 * \mathrm{DW}}{\mathrm{B} - 2 * \mathrm{e}} = 13.715\ \frac{\mathrm{ton}}{\mathrm{m^2}}$ Ec. (11.6.3.2-1)

Evaluación al DESLIZAMIENTO S10.6.3.4

$\emptyset T = 1$

$\tan(\emptyset) = 0.7$

Evaluación de Cargas con Superestructura

$$V = 0.9 * W_w + W_s + 0.9W_2 + 0.9 * DC + 0.65 * DW = 45.508 \frac{ton}{m}$$

$$R_T = V * \tan(\emptyset) = 31.855 \ \frac{ton}{m}$$

$$\emptyset T * R_r = 31.855 \ \frac{ton}{m}$$

$$\frac{PAE + 1.5 * 50\% kh * Ws + 1.5 * 50\% kh * W_w + 1.25 * 50\% kh * DC + 1.25 * 50\% kh * DW}{\emptyset T * R_t} = 0.494$$

Diseño del Refuerzo Vertical del Estribo

$\emptyset = 1.0$ Factor de reducción de resistencia, Evento Extremo.

Resistencia a la compresión del hormigón

$$\text{f´c} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{A}_\text{g} = \text{B}_\text{pantalla} = 7500 \frac{cm^2}{m}$$

$$0.1 * \emptyset * \text{f´c} * \text{A}_\text{g} = 210 \ \frac{ton}{m}$$

$$1.25 * \text{DC} + 1.5 * \text{DW} = 23.285 \frac{ton}{m}$$

La fuerza axial es menor al 10% de la resistencia del hormigón, solo se evalúa flexión.

$$\text{FT} = 9.182 \ \frac{ton}{m} \qquad \text{H} - \text{H}_\text{zapata} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{M}_\text{u} = 1.0 * FT * \frac{H - H_{zapata}}{3} = 10.712 \ \frac{ton * m}{m}$$

$$Bar_{diam} = 22mm$$

$$\text{Bar}_\text{Area} = \frac{\pi * Bar_diam^2}{4} = 3.801 \ cm^2$$

$d_e = B_{pantalla} - rec_{sup} - \frac{Bar_{diam}}{2} = 68.9\ cm$

Factor de resistencia en Tensión

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f * de^2} = 2.507\ \frac{kg}{cm^2}$ S 5.5.4.2.1

$\rho = 0.85 * \left(\frac{f´c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f´c}} = 6.001 * 10^{-4}$

$A_s = \rho * d_e = 26.384\ \frac{cm^2}{m}$

$Espa_{requi} = \frac{Bar_{area}}{A_s} = 144.076.88\ mm$

$espa_{diseño} = 140\ mm$

Evaluación del Refuerzo Mínimo a Flexión

$f´c * g = 3.983\ ksi$ $f_r = \frac{0.24 * \sqrt{3.983} ksi}{g} =$

$33.676\ \frac{kg}{cm^2}$

Momento de Inercia de 1m de pantalla de estribo.

$Ig = \frac{B_pantalla^3}{12} = 3.516 * 10^6\ \frac{cm^4}{m}$

$y_t = \frac{B_{pantalla}}{2} = 0.375\ m$

Factor de variabilidad de rotura. Sección 5.7.3.3.2

$\gamma 1 = 1.6$

Factor de relación entre fluencia y rotura, acero GR 60. Sección 5.7.3.3.2

$\gamma 3 = 0.75$

$M_{cr} = \gamma 1 * \gamma 3 * \left(f_r * \frac{Ig}{yt}\right) = 37.885\ \frac{ton * m}{m}$ menor que $1.33 * Mu = 14.247\ \frac{ton * m}{m}$

el M_cr rige el diseño de acero mínimo.

Factor de Resistencia en Tensión

$\emptyset_f = 0.9$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset f * de^2} = 8.867\ \frac{kg}{cm^2}$ S 5.5.4.2.1

$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'c}} = 0.002$

$A_s = \rho * d_e = 14.828\ \frac{cm^2}{m}$

$Espa_{requi} = \frac{Bar_{area}}{A_s} = 256.362\ mm$

$espa_{diseño} = 200\ mm$

Acero Mínimo Temperatura y Flujo Plástico, Acero Sentido Horizontal

$0.11\ \frac{in^2}{ft} = 2.328\ \frac{cm^2}{m}$ Acero mínimo

El factor 0.0018*fy representa el 1.3 de la fórmula en sistema U.S.

$A_s = \frac{0.0018 * fy * 1m * B_{pantalla}}{2(1m + B_{pantalla}) * fy} = 3.857\ \frac{cm^2}{m}$

$bar_{diame} = 14mm$

$bar_{are} = \frac{\pi * bar_diame^2}{4} = 1.529\ cm^2$

$Espacio_{reque} = \frac{bar_{are}}{A_s} = 399.099\ mm$

Se escoge un espaciamiento de 300mm porque no puede ser mayor a 12 in. (Sección 5.10.8).

$esp_{diseño} = 300mm$

Diseño a Corte

$\beta = 2.0$ $\qquad\qquad$ $3.983\ \frac{ksi}{g} = 280.033 \frac{kg}{cm^2}$

$d_v = \min(0.9 * de, 0.72 * B_{pantalla}) = 0.54\ m$

$V_c = 0.0316 * \beta * \sqrt{3.983} * d_v * \frac{ksi}{g} = 47.887 \frac{ton}{m}$

$1.5 * FT = 13.773\ \frac{ton}{m}$

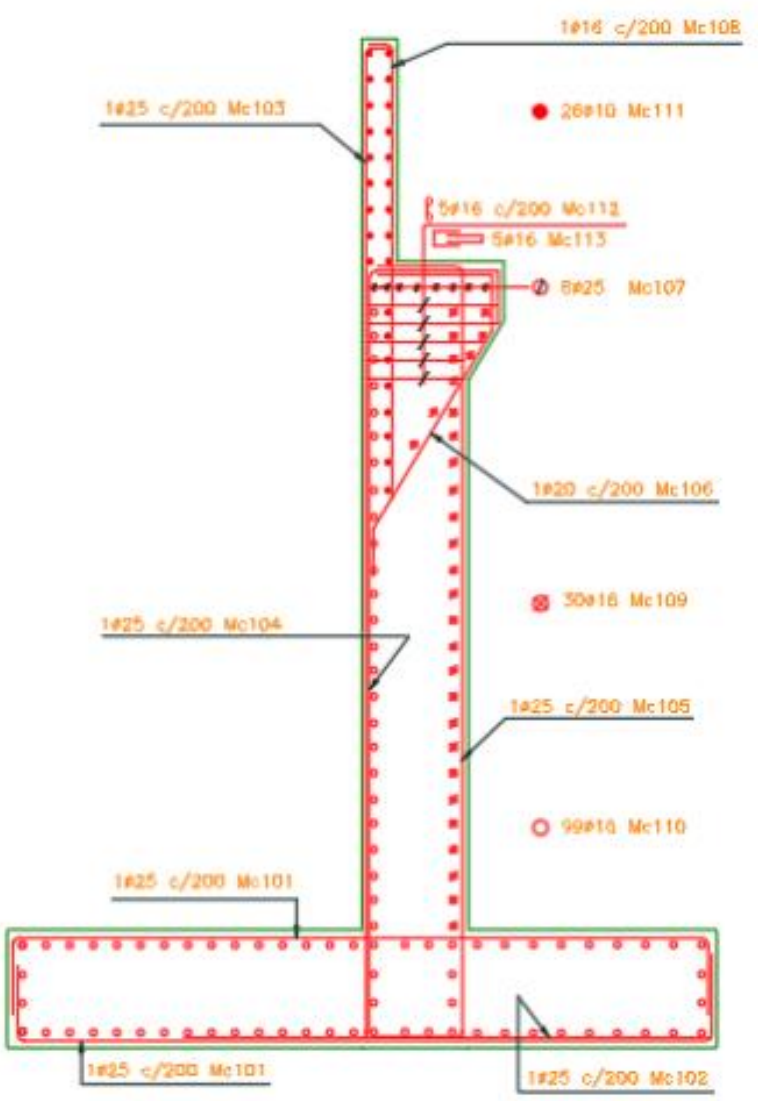
$V_n = V_c = 47.887\ \frac{ton}{m}$ $\qquad$ No se considera el refuerzo, no hay estribos

$\emptyset = 1.0$ $\qquad\qquad$ $\emptyset * V_n = 47.887\ \frac{ton}{m}$

Esquema de la Armadura del Estribo

Grafico 11

Armado del Estribo



.

Nota. En el siguiente grafico se observa un armado referencial del estribo. Tomado de (Tello & Lopez, Factores , 2021).

Apéndice D – APUS Opción 2 de Diseño

Tabla 11

APU – Replanteo y Nivelación

Proyecto		**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción		REPLANTEO Y NIVELACIÓN		**Unidad**		m
				Producción Diaria		40
				Jornada (Horas)		8
				Rendimiento R(UNI/HORA)		0,20
			EQUIPO			
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Equipo De Topografía		1	19,38	19,38	3,88	0,59
Herramienta 5 %Menor					0,03	0,00
				TOTAL (M)	3,91	0,60
			MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)		CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Topógrafo		1	4,01	4,01	0,80	0,12
Cadenero		2	3,62	7,24	1,45	0,22
				TOTAL (N)	2,25	0,34
			MATERIALES			
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Estacas		u	0,08	0,15	0,03	0,00
Clavos		kg	0,08	1,75	0,35	0,05
				TOTAL (O)	0,38	0,06
	TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					6,54
	INDIRECTOS 22,5% Q					1,47
	COSTO TOTAL DEL RUBRO					8,01
	PRECIO UNITARIO					8,01

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para el Replanteo y Nivelación. Tomado de (Tello & López, 2021)

Tabla 12

APU – *Excavación de Suelo sin Clasificar*

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	EXACVACIÓN EN SUELO SIN CLASIFICAR		**Unidad**		m^3
			Producción Diaria		120
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,07
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Retroexcavadora Oruga 145 Hp	1	25	25	1,67	0,25
Herramienta 5 %Menor				0,67	0,10
			TOTAL (M)	2,34	0,36
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Operador Pesado C1	1	4,01	4,01	0,27	0,04
Ayudante Mecánico	1	3,62	3,62	0,24	0,00
					0,04
			TOTAL (N)	0,51	0,08
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					2,85
INDIRECTOS 22,5% Q					0,64
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,49
PRECIO UNITARIO					3,49

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para la Excavación de Suelo sin Clasificar. Tomado de (Tello & López, 2021)

Tabla 13

APU – Hormigón Estructural, Cemento Portland f'c= 280kg/cm2 - Infraestructura

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	HORMIGON ESTRUCTURAL. CEMENTO PORTLAND f`c=280 kg/cm2 INFRAESTRUCTURA		**Unidad**		m^3
			Producción Diaria		8
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		1,00
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Hormigonera 1 Saco 8 HP	1	3,74	3,74	3,74	0,57
Vibrador De Hormigón 6 HP	2	1,94	3,88	3,88	0,59
Herramienta 5 %Menor				2,18	0,33
			TOTAL (M)	9,80	1,50
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Carpintero	1	3,62	3,62	3,62	0,55
Maestro Mayor	1	4,01	4,01	4,01	0,61
Peón	4	3,58	14,32	14,32	2,19
Albañil	2	3,62	7,24	7,24	1,11
Ayudante Albañil	2	3,58	7,16	7,16	1,10
			TOTAL (N)	36,35	5,56
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO UNITARIO (C=AxB)	%
Cemento Gris	kg	455	0,17	77,35	
Arena	m^3	0,65	15,59	10,13	
Ripio	m^3	0,95	17,79	16,90	
Agua	m^3	0,18	0,6	0,11	
TABLA ENCOFRADO 30x2,40	u	3,11	2,1	6,53	
Clavos	KG	0,3	1,75	0,53	
Alfajía	M	0,5	1,1	0,55	
			TOTAL (O)	112,098	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					158,25
INDIRECTOS 22,5% Q					35,61
COSTO TOTAL DEL RUBRO					193,85
PRECIO UNITARIO					193,85

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para el Hormigón Estructural, Cemento Portland f'c= 280kg/cm^2 - Infraestructura. Tomado de (Tello & López, 2021)

Tabla 14

APU – Acero de Refuerzo en barras, fy= 4200kg/cm2

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy=4200 kg/cm2		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		90
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,09
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Cortadora-Dobladora	1	1,68	1,68	0,15	0,02
Herramienta 5 %Menor				0,00	0,00
			TOTAL (M)	0,15	0,02
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Armador	0,1	3,62	0,362	0,03	0,00
Maestro Mayor	1	4,01	4,01	0,36	0,05
Ayudante De Albañil	2	3,58	7,16	0,64	0,10
			TOTAL (N)	1,03	0,16
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Acero Barras	kg	1,05	1,09	1,14	
Alambre De Amarre	kg	0,05	1,9	0,10	
			TOTAL (O)	1,24	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					2,41
INDIRECTOS 22,5% X					0,54
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,96
PRECIO UNITARIO					2,96

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para el Acero de Refuerzo en barras, fy= 4200kg/cm^2. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 15

APU – Material Filtrante

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	MATERIAL FILTRANTE		**Unidad**		m^3
			Producción Diaria		100
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,08
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Compactadora 7.5 HP	1	2,56	2,56	0,20	0,03
Herramienta 5 %Menor				0,15	0,02
			TOTAL (M)	0,35	0,05
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Maestro Mayor	1	4,01	4,01	0,32	0,05
Peón	4	3,58	14,32	1,15	0,18
			TOTAL (N)	1,47	0,22
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Material Filtrante	m^3	1,2	15,29	18,35	
			TOTAL (O)	18,35	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					20,17
INDIRECTOS 22,5% X					4,54
COSTO TOTAL DEL RUBRO					24,71
PRECIO UNITARIO					24,71

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Material Filtrante. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 16

APU – Tubería PVC (Drenes Puentes)

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	TUBERIA PVC (DRENES PUENTES)		**Unidad**		m
			Producción Diaria		120
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,07
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Herramienta 5 %Menor	1	0,1	0,1	0,02	0,00
			TOTAL (M)	0,02	0,00
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCION (CAREGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Plomero	1	3,62	3,62	0,24	0,04
Albañil	1	3,62	3,62	0,24	0,04
Peón	2	3,58	7,16	0,48	0,07
			TOTAL (N)	0,96	0,15
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Tubería PVC 4plg	m	1	4,75	4,75	
			TOTAL (O)	4,75	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					5,73
INDIRECTOS 22,5% X					1,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7,02
PRECIO UNITARIO					7,02

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Tubería PVC. Tomado de (Tello & López, 2021)**.**

Tabla 17

APU – Hormigón Estructural Cemento Portland Clase B, f'c= 280kg/cm2 - Superestructura

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	HORMIGON CEMENTO PORLANT CLASE B f`c=280 kg/cm2 (SUPERESTRCUTURA)		**Unidad**		m^3
			Producción Diaria		10
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,80
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Hormigonera 1 Saco 8 Hp	1	3,75	3,75	3,00	0,46
Vibrador de Hormigón 6 HP	2	1,94	1,94	1,55	0,24
Herramienta 5% Menor				2,42	
			TOTAL (M)	6,97	1,07
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Carpintero	1	3,62	3,62	2,90	0,44
Maestro Mayor	1	4,01	4,01	3,21	0,49
Peón	4	3,58	14,32	11,46	1,75
Albañil	2	3,62	7,24	5,79	0,89
Ayudante De Albañil	2	3,58	7,16	5,73	0,88
			TOTAL (N)	29,08	4,45
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Cemento Gris	kg	455	0,17	77,35	
Arena	m^3	0,65	15,69	10,20	
Ripio	m^3	0,95	17,79	16,90	
Agua	m^3	0,18	0,6	0,11	
Tablero De Encofrado 12 mm	plg	1	26,9	26,9	
Clavos	kg	0,25	1,75	0,44	
Alfajía	m^3	3,5	1,1	3,85	
Pingos	m^3	10	1	10	
			TOTAL (O)	145,74	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					181,80
INDIRECTOS 22,5% X					40,90
COSTO TOTAL DEL RUBRO					222,70
PRECIO UNITARIO					222,70

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Hormigón Estructural para la Superestructura. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 18

APU – Junta de Dilatación de Neopreno Tipo JNA-70

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	JUNTA DE DILTACION DE NEOPRENO TIPO JNA-70 O SIMILAR		**Unidad**		m^3
			Producción Diaria		120
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,07
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Herramienta 5 %Menor	1		1,63	0,33	0,05
			TOTAL (M)	0,33	0,05
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Albañil	1	3,62	3,62	0,24	0,04
Peon	2	3,58	7,16	0,48	0,07
			TOTAL (N)	0,72	0,11
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Asfalto	lt	0,35	0,35	0,12	
Junta De Dilatacion JCV-650	m	1	668,25	668,25	
			TOTAL (O)	668,37	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					669,42
INDIRECTOS 22,5% X					150,62
COSTO TOTAL DEL RUBRO					820,04
PRECIO UNITARIO					820,04

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Junta de Dilatación de Neopreno. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 19

APU – Fabricación y Montaje de Estructura ASTM A-36, Fy=2520 kg/cm2

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE ESTRUCTURA ASTM A-36 FY=2520 KG/CM2		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		400
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,02
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldadora Eléctrica 300 A	1	5,69	5,69	0,11	0,02
Esmeril Eléctrico	1	0,6	0,6	0,01	0,00
Camión Grúa 20 Ton	1	55,86	55,86	1,12	0,17
Equipo Oxi-Corte	1	4,57	4,57	0,09	0,01
Tracto camión 420 Hp	1	54,77	54,77	1,10	0,17
Compresor 1hp	1	3,19	3,19	0,06	0,01
			TOTAL (M)	2,49	0,38
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldador	1	3,93	3,93	0,08	0,01
Ayudante Albañil	1	3,51	3,51	0,07	0,01
Chofer Tipo E	1	5,15	5,15	0,10	0,02
Operador Equipo Liviano	1	3,6	3,6	0,07	0,01
			TOTAL (N)	0,32	0,05
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,02	1	1,02	
Electrodos (Suelda)	kg	0,01	4,76	0,05	
Pintura Anticorrosiva	gln	0	22	0	
Thinner(Diluente)	gln	0	10,5	0	
Oxigeno	kg	0,01	15,25	0,15	
Acetileno	kg	0	21,13	0	
			TOTAL (O)	1,22	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					4,04
INDIRECTOS 22,5% X					0,91
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,95
PRECIO UNITARIO					4,95

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Fabricación y Montaje de Estructura. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 20

APU – Suministro de Acero tipo A-588

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	SUMINISTRO DE ACERO TIPO A-588		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		400
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,02
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
-	-	-	-	-	
			TOTAL (M)		
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
-	-	-	-	-	
			TOTAL (N)		
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,02	1,26	1,29	
			TOTAL (O)	1,29	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					1,29
INDIRECTOS 22,5% X					0,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,57
PRECIO UNITARIO					1,57

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Suministro de Acero tipo A-588. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 21

APU – Fabricación de Acero Estructural Tipo A-588

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	FABRICACION DE ACERO ESTRUCTURAL TIPO A-588		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		400
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,02
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldadora Eléctrica 300 A	1	5,69	5,69	0,11	0,02
Equipo Oxi-Corte	1	4,57	4,57	0,09	0,01
			TOTAL (M)	0,21	0,03
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCION (CAREGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldador	2	3,93	7,86	0,16	0,02
Ayudante Albañil	2	3,51	7,02	0,14	0,02
			TOTAL (N)	0,30	0,05
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Disco De Abrasión	u	0,1	2,55	0,26	
Disco De Corte	u	0,1	2,15	0,22	
Electrodo (Suelda)	kg	0,1	4,76	0,48	
			TOTAL (O)	0,95	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					1,45
INDIRECTOS 22,5% X					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,77
PRECIO UNITARIO					1,77

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Fabricación de Acero tipo A-588. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 22

APU – Montaje de Acero Estructural Tipo A-588

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL TIPO A-588		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		250
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,03
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldadora Eléctrica 300 A	1	5,69	5,69	0,11	0,02
Camión Grúa 20 Ton	1	55,86	55,86	1,12	0,17
Coches De Rodaje	4	2,14	8,56	0,17	0,03
Herramientas 5% Mano De Obra				0,01	0,00
			TOTAL (M)	1,41	0,22
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldador	2	3,93	7,86	0,25	0,04
Ayudante Albañil	2	3,51	7,02	0,22	0,03
			TOTAL (N)	0,48	0,07
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Electrodos (Suelda)	kg	0,15	4,76	0,71	
			TOTAL (O)	0,71	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					2,60
INDIRECTOS 22,5% X					0,59
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,19
PRECIO UNITARIO					3,19

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Montaje de Acero tipo A-588. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 23

APU – Pintura de Acero Estructural

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	PINTURA DE ACERO ESTRUCTURAL		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		400
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,02
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soplete Y Compresor	1	2,56	2,56	0,05	0,01
Herramientas 5% Mano De Obra				0,01	
			TOTAL (M)	0,06	0,01
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Pintor	1	3,55	3,55	0,07	0,01
Ayudante Albañil	1	3,51	3,51	0,07	0,01
Maestro Mayor	0,01	3,93	0,04	0,00	
			TOTAL (N)	0,14	0,02
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Pintura Anticorrosiva	gln	0	22	0,00	
Thinner (Diluyente)	gln	0	10,5	0,00	
			TOTAL (O)	0,00	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					0,20
INDIRECTOS 22,5% X					0,05
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,25
PRECIO UNITARIO					0,25

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Pintura de Acero Estructural. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 24

APU – Placa de Apoyo

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	PLACA DE APOYO		**Unidad**		u
			Producción Diaria		100
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,08
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Herramientas 5% Mano De Obra				0,30	
			TOTAL (M)	0,30	0,05
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Peón	3	3,51	10,53	0,84	0,13
Ayudante Albañil	1	3,51	3,51	0,28	0,04
Maestro Mayor	1	3,93	3,93	0,31	
			TOTAL (N)	1,44	0,22
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Apoyo	u	1	2550	2550,00	
			TOTAL (O)	2550,00	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					2551,74
INDIRECTOS 22,5% X					574,14
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3125,88
PRECIO UNITARIO					3125,88

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Placa de Apoyo. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 25

APU – Acero de Refuerzo en Barras, Fy= 4200 kg/cm2

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS FY=4200 KG/CM2		**Unidad**		kg
			Producción Diaria		150
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,05
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Cortadora-Dobladora	1	1,68	1,68	0,09	
Herramientas 5% Mano De Obra				0,01	
			TOTAL (M)	0,10	
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Armador	1	3,51	3,51	0,19	0,03
Ayudante Albañil	2	3,55	7,1	0,38	0,06
Maestro Mayor	0,1	3,93	0,39	0,02	
			TOTAL (N)	0,59	0,09
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Acero En Barras	kg	1,05	1,1	1,16	
Alambre De Amarre	kg	0,05	1,91	0,10	
			TOTAL (O)	1,25	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					1,94
INDIRECTOS 22,5% X					0,44
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,37
PRECIO UNITARIO					2,37

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Acero de Refuerzo en barras. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 26

APU – Tubería PVC (Drenes Puentes)

Proyecto		**Puente Chaupi - Puliza**			
Descripción	TUBERIA PVC (DRENES PUENTES)		**Unidad**		u
			Producción Diaria		80
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,10
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Herramientas 5% Mano De Obra				0,09	
		TOTAL (M)		0,09	0,01
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Albañil	1	3,55	3,55	0,36	0,05
Plomero	1	3,55	3,55	0,36	0,05
Peón	2	3,51	7,02	0,70	
		TOTAL (N)		1,41	0,22
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Tubería PVC 4 plg	m	1	4,25	4,25	
			TOTAL (O)	4,25	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					5,75
INDIRECTOS 22,5% X					1,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7,05
PRECIO UNITARIO					7,05

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Drenes de Puentes. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 27

APU – Vereda

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	VEREDA		**Unidad**		m^2
			Producción Diaria		80
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,10
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Hormigonera 1 Saco 8 HP	1	3,75	3,75	0,38	0,06
Herramientas 5% Mano De Obra				0,09	
			TOTAL (M)	0,47	0,07
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Albañil	1	3,55	3,55	0,36	0,05
Maestro Mayor	1	3,93	3,93	0,39	0,06
Peón	2	3,51	7,02	0,70	
			TOTAL (N)	1,45	0,22
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Bloques Estructurales	m^2	22	0,31	6,82	
Malla Electrosoldada	m^2	1,05	1,21	1,27	
Cemento Gris	m^3	320	0,17	54,40	
Arena	m^3	0,52	15,69	8,16	
Ripio	m^3	0,9	17,79	16,01	
Agua	m^3	0,17	0,6	0,10	
Tablon De Madera De Pino	u	2	2,5	5,00	
Clavos	u	0,25	1,25	0,31	
Tiras	u	2	1	2,00	
			TOTAL (O)	94,07	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					101,25
INDIRECTOS 22,5% X					22,78
COSTO TOTAL DEL RUBRO					124,03
PRECIO UNITARIO					124,03

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Veredas. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 28

APU – Barandal de Acero

Proyecto	**Puente Chaupi - Puliza**				
Descripción	BARANDAL DE ACERO		**Unidad**		m
			Produccion Diaria		100
			Jornada (Horas)		8
			Rendimiento R(UNI/HORA)		0,08
		EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HORA (C=AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldadora Eléctrica 300 A	1	5,69	5,69	0,46	0,07
Equipo Oxicorte	1	4,5	4,5	0,36	0,06
Pulidora (8500 Rev)	1	0,91	0,91	0,07	0,01
Equipo De Pintura	1	0,68	0,68	0,05	0,00
Herramientas 5% Mano De Obra				0,01	
			TOTAL (M)	0,95	0,15
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD (A)	JORNADA/HORA (B)	COSTO HORA (C= AxB)	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Soldador	1	3,93	3,93	0,31	0,05
Ayudante Albañil	2	3,51	7,02	0,56	0,09
Maestro Mayor	1	3,93	3,93	0,31	
			TOTAL (N)	1,19	0,18
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO T=CxR	%
Electrodos (Suelda)	kg	0,15	4,76	0,71	
Tubería D=1/4" Baranda Metálica	ml	1,05	11,28	11,84	
Pernos De Anclaje 3/4" Incluye Tuercas Y Arandelas	u	4	1,08	4,32	
Placa De 200x200x12	u	1	1	1,00	
Perfil Ipn140	u	1,05	4,15	4,36	
Pintura Acrílica	gln	1	9,71	9,71	
Pintura Anticorrosiva	gln	1	9,71	9,71	
Disolvente	gln	1	3,37	3,37	
			TOTAL (O)	45,03	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS Q= M+N+O+P					47,17
INDIRECTOS 22,5% X					10,61
COSTO TOTAL DEL RUBRO					57,78
PRECIO UNITARIO					57,78

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Barandal de Acero. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 29

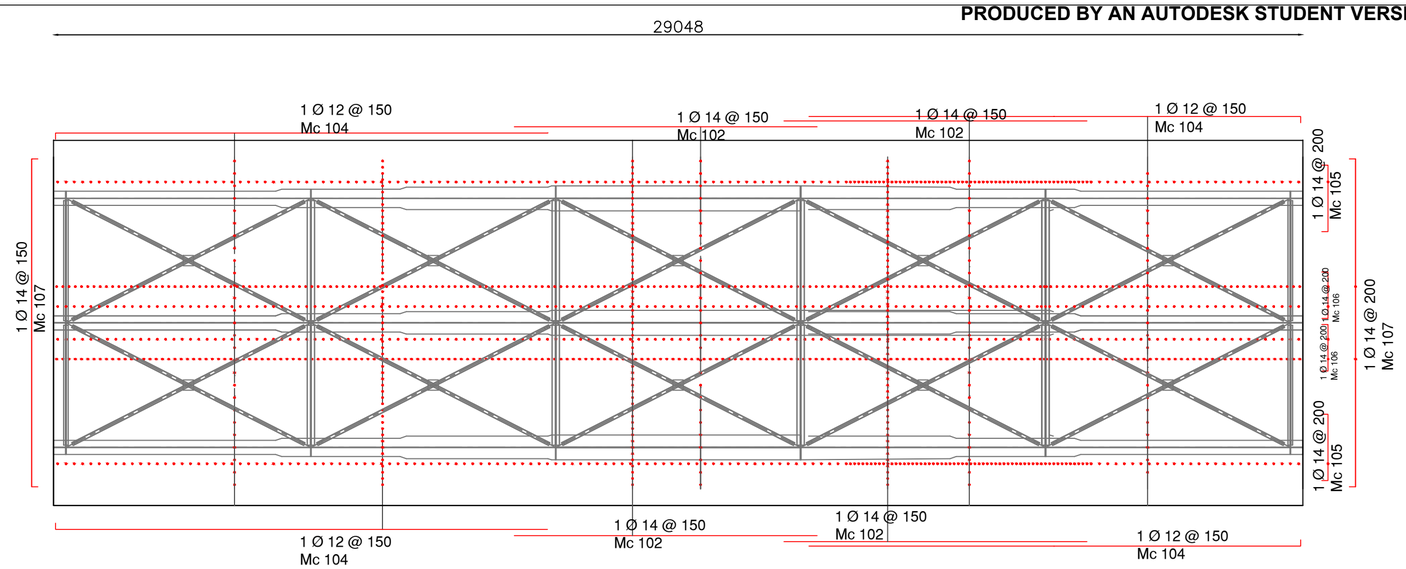
APU – Hormigón Estructural, Cemento Portland Clase B, f'c= 280kg/cm2 –Capa Rodadura 5cm

Proyecto	Puente Chaupi - Puliza			**Unidad**	m^3
Descripción	HORMIGÓN ESTR.CEM.PORT.CL B FC=280 KG/CM2 CAPA RODAD. 0.05 m			**Producción Diaria**	8
				Jornada	8,00
				Rendimiento	1,25
		EQUIPOS			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT.	%
Hormigonera 1 Saco 8 Hp	1,00		3,74	3,74	2,43
Vibrador De Hormigón 6 Hp	2,00		3,88	3,88	2,52
Herramientas 5% Mano De Obra	0,00		0,00	1,99	1,29
			TOTAL (M)	9,61	6,24
		MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	COSTO UNIT.	%
Maestro Mayor	1,00		4,01	4,01	2,60
Albañil	2,00		7,24	7,24	4,70
Ayudante De Albañil	2,00		7,16	7,16	4,65
Peón	6,00		21,48	21,48	13,94
			TOTAL(N)	39,89	25,89
		MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNIT.	%
Cemento Gris	kg		0,17	77,35	50,21
Arena	m^3		15,69	10,20	6,62
Ripio	m^3		17,79	16,90	10,97
Agua	m^3		0,60	0,11	0,07
			TOTAL (O)	104,56	67,87
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O)					154,06
INDIRECTOS(22.5 % X)					34,66
COSTO TOTAL DEL RUBRO					188,72
PRECIO UNITARIO					188,72

Nota. La tabla muestra el Análisis de Precios Unitarios para Hormigón Tipo B, Capa Rodadura 5 cm. Tomado de (Tello & López, 2021).

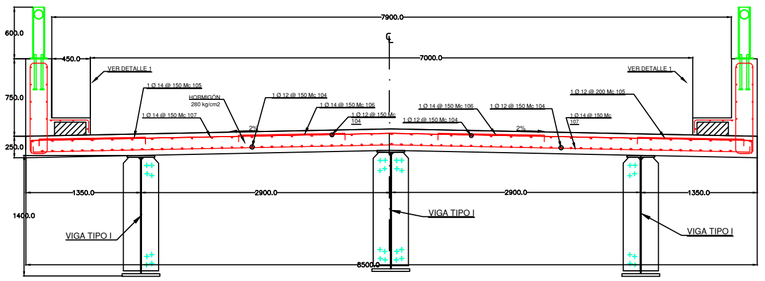
Apéndice E – Planos Opción 2 de Diseño.

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



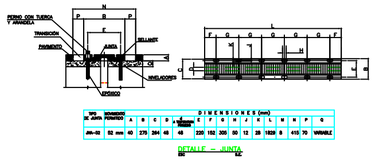
PLANTA ARMADO DE TABLERO

ESCALA 1:100



SECCIÓN A-A

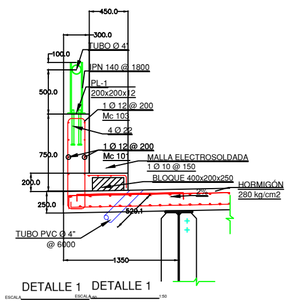
ESCALA 1:50



TIPO DE JUNTA	MOVIMIENTO POSITIVO	A	B	C	D	E	DIMENSIONES (mm) F	G	H	J	K	L	M	N	P	Q
JM-40	52 mm	40	275	264	40	48	220	152	205	00	12	35	1829	8	415	70	VARIABLE

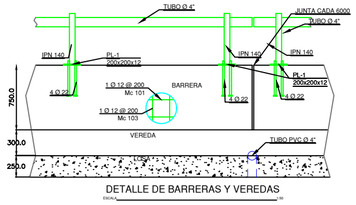
DETALLE — JUNTA

ESCALA 1:50



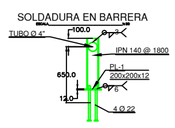
DETALLE 1 DETALLE 1

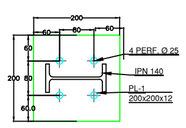
ESCALA 1:50



DETALLE DE BARRERAS Y VEREDAS

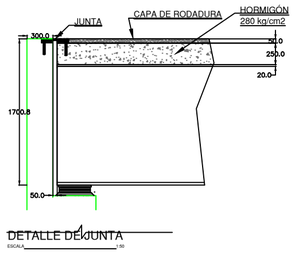
ESCALA 1:50





DETALLE DE PLACA PL-1

ESCALA 1:10



DETALLE DE JUNTA

ESCALA 1:50

Planillas de Acero

PERFILES

PERFIL	SECCION	LONG(m)	NO	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
PL-1	200x200x12		32	3,8	121,6	A-588
IPN-140		0,5	32	7,2	230,4	A-36
	4plg	6	10	77,8		A36

RESUMEN DE ACERO ESTRUCTURAL

ACERO ESTRUCTURAL ASTM-588 fy=3500 kg/cm2	121,6
ACERO ESTRUCTURAL ASTM-36 fy=2520 kg/cm2	230,4

Tablero

			DIMENSIONES				Longuitudes(m)		
M	mo	ϕmm	a	b	c	d	No	Parcial	Acumulada
101	1	12	12				64	12	768
102	1	14	7,3				172	7,3	1255,6
103	6	12	0,2	1,05	0,2	1,05	290	1,4	406
104	2	14	11,85	0,15			172	11,85	2038,2
105	3	14	1,12	0,15	0,15		388	1,12	434,56
106	3	14	0,82	0,15	0,15		194	0,82	159,08
107	3	14	8,4	0,15	1,15		388	8,4	3259,2

RESUMEN DE ACERO EN BARRAS

ϕmm	LONGUITUD (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL(KG)
12	1174	0,888	1042,512
14	6553	1,208	7916,024
		TOTAL	8958,536

HORMIGON	UNIDAD	CANTIDAD
HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" f`c=280 kg/cm2	m3	79,257
MALLA		
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
MALLA ELECTROSOLDADA A-185 fy=5000 kg/cm2	m2	33,06
BLOQUES		
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
BLOQUES ALIVIANAMIENTOS (400x200x250)	u	290
PERNOS A-325	UNIDAD	CANTIDAD
Pernos ϕ22 longuitud =75 mm	u	152
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A-325	PESO (kg)	TOTAL (kg)
	0,35	53,2

RESUMEN DE MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	121,6 KG
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	230,4 KG
MALLA ELECTROSOLDADA A-185 fy=5000 kg/cm2	145 u
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy=4200 Kg/cm2	8958,536 kg
VOLUMEN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f'c=280 kg/cm2	79,257 m3
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
BLOQUES ALIVIANAMIENTOS (400x200x250)	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	
MALLA ELECTROSOLDADA A-185 fy=5000 kg/cm2	
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f'c=280 Kg/cm2	
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy=4200 Kg/cm2	

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

PROYECTO:

PLANO ESTRUCTURAL
PUENTE CHAUPI–PULIZA

CONTIENE:

VERSIÓN	FECHA:	ESCALAS:	RESPONSABLES:
DEFINITIVA	15/10/2021	ESPECIFA EN CADA SECCION	

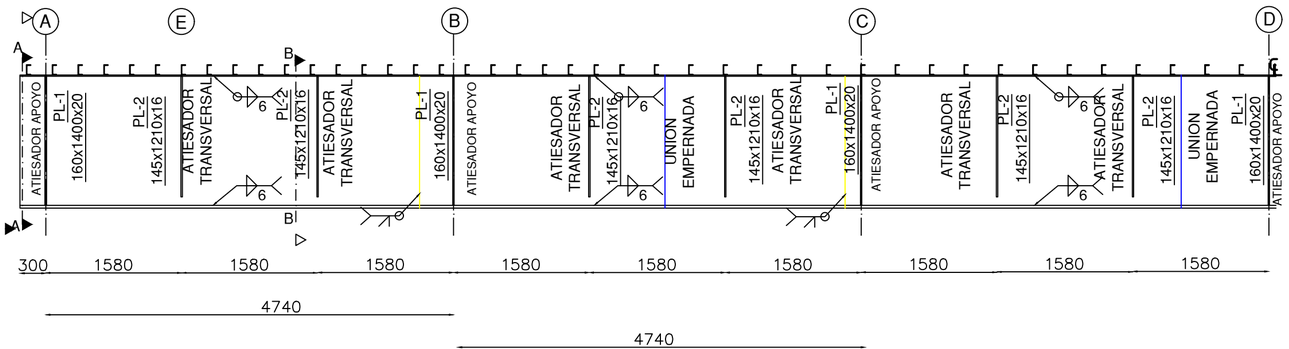
LÁMINA 1 DE 3

CRISTOPHER LOPEZ GABRIEL TELLO

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

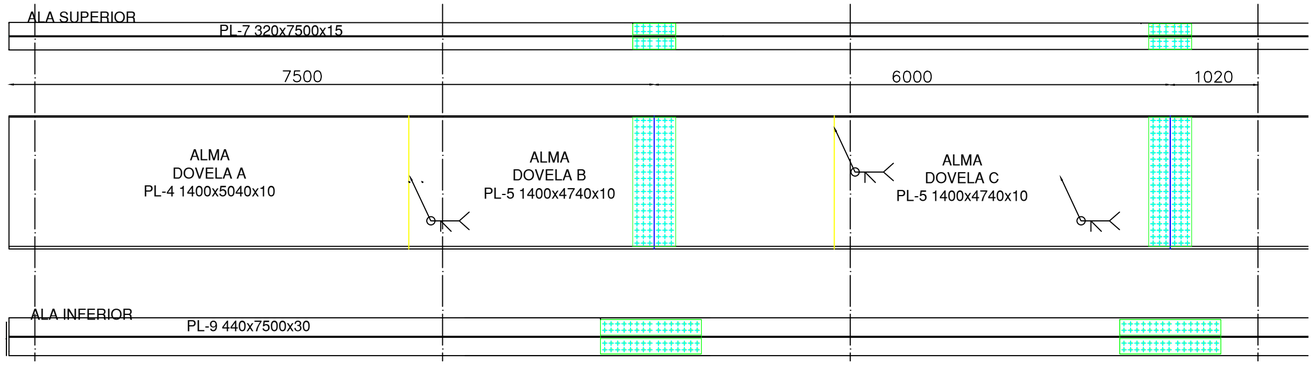
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

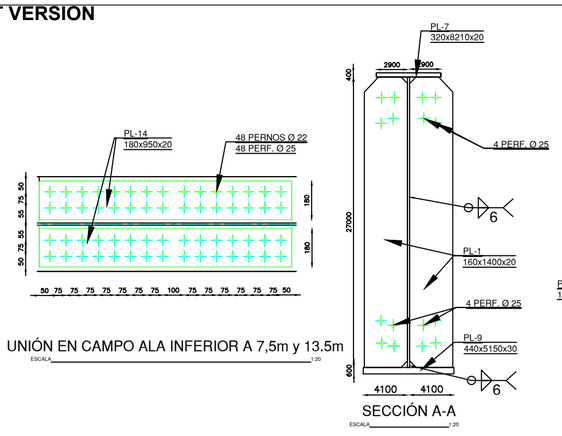
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

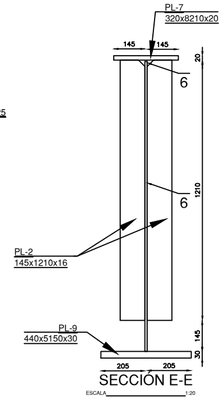


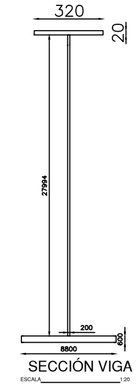
VIGAS LONGITUDINALES Y CONECTORES

ESCALA 1:50





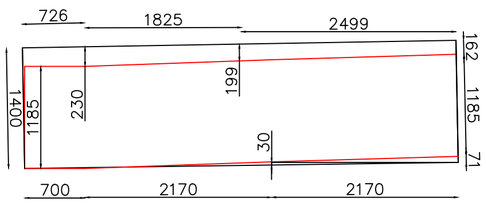




PERFILES						
PERFIL	SECCION	LONG(mm)	NO	PESO (KG)	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
UPN 120		120	249	2,9	722,1	A-36 CONECTORES
PL-1	160 x1400x20		48	25,5	1224	A588-ATIESADORES
PL-2	145x1210x16		72	20,1	1447,2	A588-ATIESADORES
PL-7	300 x7500x20		12	209	2508	A-588 ALA SUPERIOR
PL-4	1400 x5040 x 10		6	731,3	4387,8	A-588 ALMA
PL-5	1400x 4740x 10		12	724,3	8691,6	A-588 ALMA
PL-9	440 x30 x 7500		12	310,9	3730,8	A-588 ALA INFERIOR
2PL-13	1500x500x10		8	58,9	471,2	A-588 ALMA
PL-14	180x950x20		8	26,8	214,4	A-588 ALA INFERIOR
PL-16	130x500x10		8	5,11	40,88	A-588 ALA SUPERIOR
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A588					22715,88	
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A36					722,1	
PERNOS A325		No.	PESO(KG)	PESO TOTAL(KG)		
Pernos fi22 L=75mm		576	0,35	201,6		
Pernos fi20 L=75mm		1728	0,33	570,24		
			TOTAL	771,84		

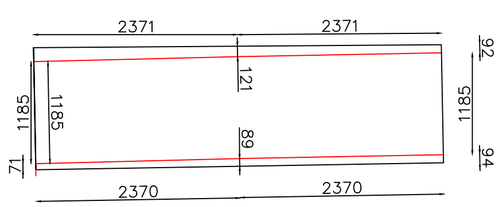
VIGAS LONGITUDINALES Y CONECTORES

ESCALA 1:50



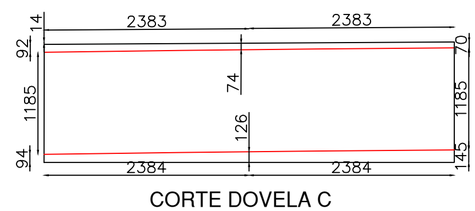
CORTE DOVELA A

ESCALA 1:50



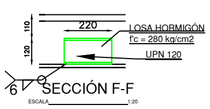
CORTE DOVELA B

ESCALA 1:50



CORTE DOVELA C

ESCALA 1:50



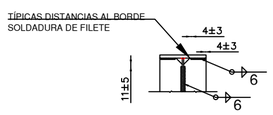
SECCIÓN F-F

ESCALA 1:20



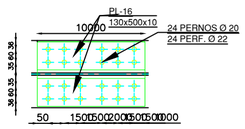
VISTA EN PLANTA
CONECTORES DE LA LOSA

ESCALA 1:20



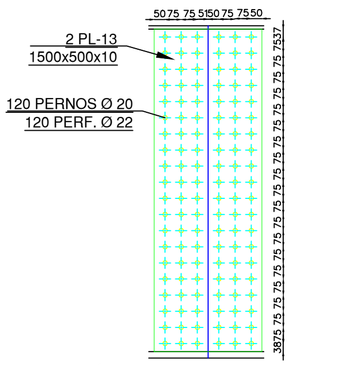
DETALLE DE SOLDADURAS

ESCALA 1:20



UNIÓN EN CAMPO ALA SUPERIOR A 7,5m y 13.5 m

ESCALA 1:20



UNIÓN EN CAMPO ALMA A 7,5m y 13.5 m

ESCALA 1:20

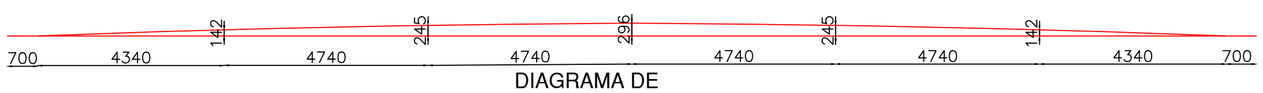


DIAGRAMA DE
CONTRAFLECHA

ESCALA 1:50

RESUMEN DE MATERIALES	
DESCRIPCION	CANTIDAD
PERNOS A=325	771,84 KG
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A=36	722,1 KG
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A=588	22715,88 KG
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
PERNOS ASTM A=325	
ACERO ESTRUCTURAL A=588	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A=36	

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

PROYECTO:

PLANO ESTRUCTURAL
PUENTE CHAUPI–PULIZA

CONTIENE:

VERSIÓN	FECHA:	ESCALAS:	RESPONSABLES:
DEFINITIVA	15/10/2021	ESPECIFA EN CADA SECCION	

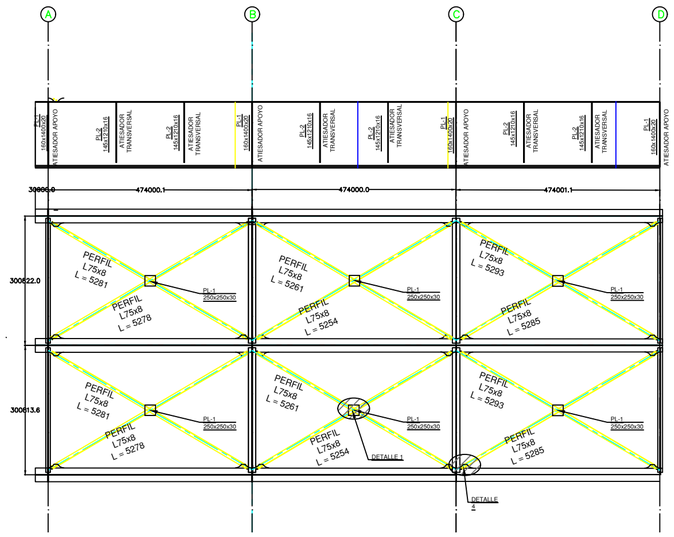
LÁMINA 2 DE 3

CRISTOPHER LOPEZ GABRIEL TELLO

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

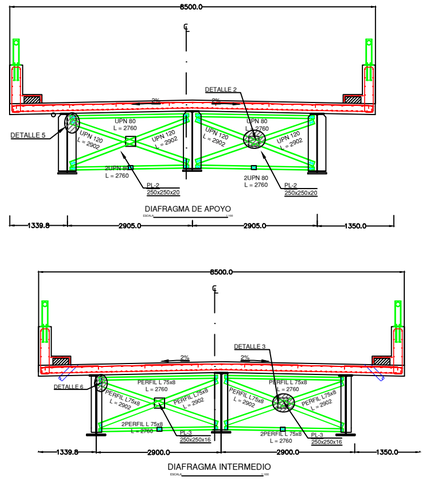
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

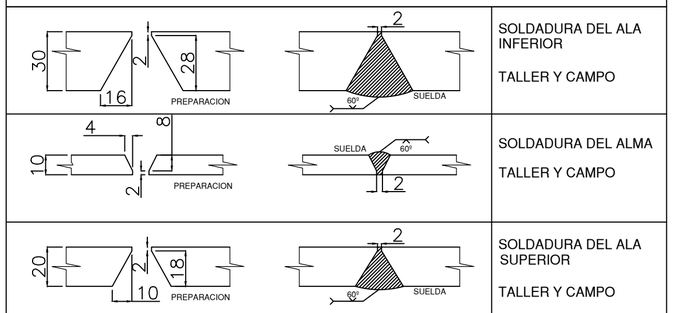


SECCIÓN A-A

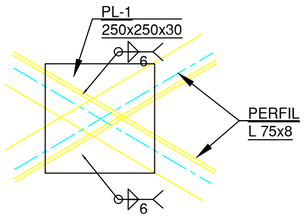
ESCALA 1:100



DETALLES - SOLDADURAS DE PENETRACION COMPLETA



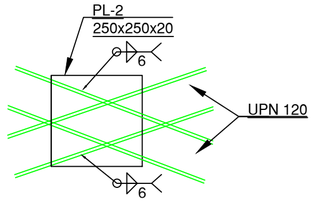
SOLDADURA EN ARRIOSTRAMIENTOS LONGITUDINALES



DETALLE 1

ESCALA 1:10

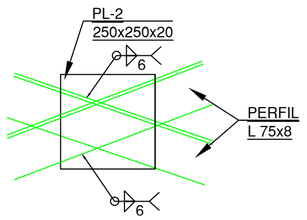
SOLDADURA EN DIAFRAGMAS DE APOYO



DETALLE 2

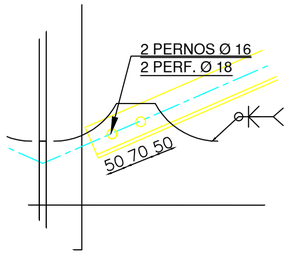
ESCALA 1:10

SOLDADURA EN DIAFRAGMAS INTERIORES



DETALLE 3

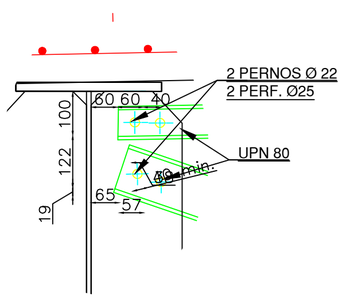
ESCALA 1:10



DETALLE 4

ESCALA 1:10

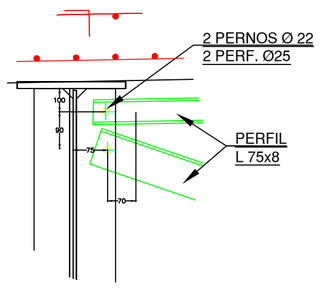
CONEXIÓN EN DIAFRAGMAS DE POYO



DETALLE 5

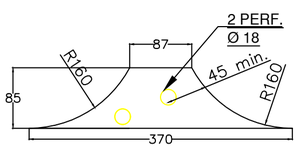
ESCALA 1:10

CONEXÓN EN DIAFRAGMAS INTERIORES



DETALLE 6

ESCALA 1:10



DETALLE DE OREJA

ESCALA 1:5

DIMENSIONES						
PERFIL	SECCION	LONG(m)	NO	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
pl-1	250x250x30		12	14,7	176,4	A-588
TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL A-588					176,4	
ARRIOSTRAMIENTOS						
PERFIL	SECCION	LONG(m)	NO	PESO (KG/M)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
L	75x75x8	5281	8	9,16	386,99	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
L	75x75x8	5254	4	9,16	192,51	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
L	75x75x8	5285	4	9,16	193,64	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
L	75x75x8	2902	16	9,16	425,32	A-36 DIAFRAGMAS
L	75x75x8	2760	16	9,16	404,51	A-36 DIAFRAGMAS
L	75x75x8	5261	4	9,16	192,76	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
L	75x75x8	5293	4	9,16	193,94	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
L	75X75X8	5278	4	9,16	48,35	A-36 ARRIOSTRAMIENTOS
UPN 80		2760	8	23,57	188,56	A-36 DIAFRAGMAS
UPN 120		2902	16	38,89	622,19	A-36 DIAFRAGMAS
TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL A-36					2848,76	
PERNOS A-325						
			No	PESO(KG)	PESO TOTAL (kg)	
Pernos ϕ22 longuitud =75 mm			320	0,35	112	X
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A-325					112	

RESUMEN DE MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD
PERNOS ASTM A-325	112 KG
ACERO ESTRUCTURAL A-36	1761,34 KG
ACERO ESTRUCTURAL A-588	176,4 KG

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

PERNOS ASTM A-325

ACERO ESTRUCTURAL A-588

ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

PROYECTO:

PLANO ESTRUCTURAL
PUENTE CHAUPI–PULIZA

CONTIENE:

VERSIÓN	FECHA:	ESCALAS:	RESPONSABLES:
DEFINITIVA	15/10/2021	ESPECIFA EN CADA SECCION	

LÁMINA 3 DE 3

CRISTOPHER LOPEZ GABRIEL TELLO

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

Apéndice F – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Materiales

Tabla 30

Costo de Materiales

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS			
CUADRO AUXILIAR: COSTOS DE MATERIALES			
CÓDIGO	**MATERIAL**	**UNIDAD**	**PRECIO FINAL**
630	Aceite Quemado	gln	0,85
304	Acero Barras	kg	1,10
367	Acero Estructural (A-588)	kg	1,26
368	Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,00
493	Acetileno	kg	21,13
637	Afiche Papel Bond A4	u	0,50
591	Agua	m^3	0,60
305	Alambre De Amarre	kg	1,91
606	Alfajía	m	1,10
741	Apoyo Núcleo Plomo 400-199-12	u	2.550,00
306	Arena	m^3	16,84
302	Asfalto	lt	0,35
729	Base Clase 3	m^3	17,44
301	Cemento Gris	kg	0,17
701	Cinta Plástica Reflectora	m	0,10
483	Clavos	kg	1,76
642	Cono	u	36,00
651	Diamante Cubo Verde Blanco	m^2	79,23
385	Diésel	lt	0,29
656	Disco De Abrasión	u	2,55
663	Disco De Corte	u	2,15
378	Electrodos (Suelda)	kg	4,76
733	Emulsión Css-1 H	lt	0,36
662	Estacas	u	0,15
670	Gavión 2x1x1 Revestido PVC	u	51,75
745	Junta Tipo Jcv-650	m	668,25
510	Marcadores Tiza Liquida	u	1,50
627	Material De Mejoramiento	m^3	11,94

CÓDIGO	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO FINAL
618	Material De Relleno	m^3	11,94
671	Material Filtrante	m^3	16,44
429	Material Triturado	m^3	18,94
494	Oxigeno	kg	15,25
638	Pega	lt	5,61
611	Perno 3/8	u	2,00
408	Piedra Bola	m^3	16,25
409	Piedra Para Gaviones	m^3	15,44
484	Pingos	m	1,00
601	Pintura Anticorrosiva	gln	22,00
610	Placa De Aluminio 2 Mm	u	77,00
595	Polilimpia	gln	20,48
597	Polipega	gln	37,42
307	Ripio	m^3	18,94
628	Sub Base Clase 3	m^3	16,59
605	Tabla Encofrado 0.30x2.40	u	2,10
739	Tablero De Encofrado 12 Mm	pln	26,90
464	Thinner (Diluyente)	gln	10,50
443	Tubería PVC 4 Plg	m	4,25
609	TUBO CUADRADO 50x50x2	m	6,00
633	Tubo PVC 200 Mm	m	17,25
613	Vinil Refractivo	m^2	29,00

Nota. La tabla muestra el costo de los materiales que se describen en cada componente de los Análisis de Precios Unitarios. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice G – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Costo Mano de Obra

Tabla 31

Costo de Mano de Obra

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS										
CUADRO AUXILIAR DE COSTOS DE MANO DE OBRA										
CATEGORIA/ CARGO	**E2**	**D2**	**C3**	**B3**	**C1**	**C1**	**C1**	**C2**	**C1**	**C3**
	Peón	**Albañil**	**Ayudante**	**Inspector**	**Maestro**	**Operador**	**Mecánico**	**Operador**	**Chofer**	**Operador**
	Ayudante	**Plomero**	**Mecánico**	**Supervisor**	**Topógrafo**	**Equipo**	**Equipo**	**Equipo**	**Volquete**	**E. Liviano**
Jornal Nominal (1)	13,20	13,37	13,37	14,94	14,91	14,91	14,91	14,15	19,78	13,58
Mensual Nominal (2)	396,03	401,19	401,19	448,06	447,29	447,29	447,29	424,55	593,32	407,51
Anual Nominal	4.752,36	4.814,28	4.814,28	5.376,72	5.367,48	5.367,48	5.367,48	5.094,60	7.119,84	4.890,12
Décimo Tercer Sueldo	396,03	401,19	401,19	448,06	447,29	447,29	447,29	424,55	593,32	407,51
Décimo Cuarto Sueldo	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00	386,00
Aporte Patronal (3)	577,41	584,94	584,94	653,27	652,15	652,15	652,15	618,99	865,06	594,15
Fondo De Reserva	396,03	401,19	401,19	448,06	447,29	447,29	447,29	424,55	593,32	407,51
Total Anual	6.507,83	6.587,60	6.587,60	7.312,11	7.300,21	7.300,21	7.300,21	6.948,69	9.557,54	6.685,29
Jornal Real Diario	28,05	28,39	28,39	31,52	31,47	31,47	31,47	29,95	41,20	28,82
Costo Horario	**3,51**	**3,55**	**3,55**	**3,94**	**3,93**	**3,93**	**3,93**	**3,74**	**5,15**	**3,60**

Nota. La tabla muestra el costo de la mano de obra de todos los miembros de una cuadrilla tipo. Tomado de (Tello & López, 2021)**.**

Apéndice H – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Costos Indirectos

Tabla 32

APU – Costos Indirectos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
CUADRO AUXILIAR: COSTOS INDIRECTOS, IMPREVISTOS Y UTILIDAD	
1 COSTOS INDIRECTOS	**9,98%**
1.1 GASTOS ADMINISTRACIÓN CENTRAL	**3,21%**
ALQUILER Y DEPRECIACIÓN	**0,43%**
Alquiler oficina, bodega, etc.	0,30%
Depreciación equipos de oficina, muebles y enceres.	0,03%
Pago de luz, agua, teléfono, internet, etc.	0,10%
CARGOS ADMINISTRATIVOS	**1,20%**
Contador, Jefe de compras, Jefe de almacén, etc.	0,60%
Secretaria, Recepcionista, Mensajero, etc.	0,60%
CARGOS PROFESIONALES	**1,10%**
Gerente, Director Técnico, etc.	1,10%
MATERIALES DE CONSUMO Y MANTENIMIENTO	**0,10%**
Artículos de limpieza, etc.	0,02%
Papelería, lápices, cuadernos, borradores, tintas, CD, etc.	0,05%
Mantenimiento de equipos de oficina.	0,03%
SEGUROS	**0,15%**
Equipo, Personal, Vehículos, Oficina, Campamento, obra, etc.	0,15%
SEGURIDAD	**0,23%**
Implementos de seguridad (Botas, casca, chaleco, guantes, gafas, etc.)	0,15%

Prevención de accidentes (Línea vida, conos, letreros, extinguidores, etc.).	0,08%
1.2 GASTOS ADMINISTRACIÓN DE OBRA (Gasto obra/Monto obra)	**6,77%**
CARGOS DE CAMPO	**4,37%**
Residente de obra.	1,35%
Bodeguero, Guardia.	1,20%
Transporte de equipo y personal de la obra.	0,28%
Otros gastos administrativos.	1,31%
Limpieza final de la obra.	0,07%
Mantenimiento rutinario de la obra.	0,16%
FINANCIAMIENTO	**0,43%**
Costo Financiero	0,43%
GARANTÍAS	**0,69%**
Garantías de la obra	0,69%
CAMPAMENTO	**1,28%**
Alquiler de campamento	0,50%
Depreciación equipos de oficina, muebles y enceres.	0,12%
Pago de luz, agua, teléfono, internet, etc.	0,16%
Vehículo (Depreciación y combustible).	0,50%
2 IMPREVISTOS	**2,42%**
3 UTILIDAD	**10,10%**
TOTAL COSTOS INDIRECTOS, IMPREVISTOS Y UTILIDAD	**22,50%**

Nota. La tabla muestra los costos indirectos que deben ser contemplados dentro del presupuesto, así como también costos de imprevistos en caso de alguna emergencia. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice I – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas - ACERO

Tabla 33

APU –Planillas Acero

PLANILLAS DE ACERO									
PERFILES									
PERFIL	Sección	Longitud (m)	N°	Peso (kg)	Peso Total (Kg)	Observaciones			
PL-1	200x200x12		32	3,8	121,6	A-588			
IPN-140		0,5	32	7,2	230,4	A-36			
	4plg	6	10	77,8		A36			
RESUMEN DE ACERO ESTRUCTURAL									
Acero Estructural ASTM-588 fy=3500 kg/cm^2						121,6			
Acero Estructural ASTM-36 fy=2520 kg/cm^2						230,4			
TABLERO									
M	mo	φmm	DIMENSIONES				Longitudes(m)		
			a	b	c	d	N°	Parcial	Acumulada
101	1	12	12				64	12	768
102	1	14	7,3				172	7,3	1255,6
103	6	12	0,2	1,05	0,2	1,05	290	1,4	406
104	2	14	11,85	0,15			172	11,85	2038,2
105	3	14	1,12	0,15	0,15		388	1,12	434,56
106	3	14	0,82	0,15	0,15		194	0,82	159,08
107	3	14	8,4	0,15	1,15		388	8,4	3259,2
RESUMEN DE ACERO EN BARRAS									
φmm		Longitud (m)			Peso (kg/m)		Peso Total (KG)		
12		1174			0,888		1042,512		
14		6553			1,208		7916,024		
TOTAL							8958,536		
Hormigón							UNIDAD	CANTIDAD	
Hormigón Estructural Clase "B" F`C=280 Kg/Cm2							m3	79,257	
Malla									
DESCRIPCIÓN							UNIDAD	CANTIDAD	
Malla Electrosoldada A-185 Fy=5000 Kg/Cm2							m2	33,06	
Bloques									
DESCRIPCIÓN							UNIDAD	CANTIDAD	
Bloques Alivianamientos (400x200x250)							u	580	
Pernos A-325							UNIDAD	CANTIDAD	
Pernos Φ22 Longitud =75 Mm							u	152	
Total Acero Estructural A-325							PESO (kg)	TOTAL (kg)	
							0,35	53,2	

Nota. La tabla muestra la planilla de aceros para la Opción 3 del diseño y un resumen de barras. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice J – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas - Arriostramientos

Tabla 34

Resumen de Dimensiones, Arrostramientos y Pernos

DIMENSIONES						
PERFIL	SECCIÓN	LONGITUD (m)	N°	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
pl-1	250x250x30		12	14,7	176,4	A-588
TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL A-588						176,4
ARRIOSTRAMIENTOS						
PERFIL	SECCIÓN	LONGITUD (m)	N°	PESO (KG/M)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
L	75x75x8	5281	8	9,16	386,99	A-36 Arriostramientos
L	75x75x8	5254	4	9,16	192,51	A-36 Arriostramientos
L	75x75x8	5285	4	9,16	193,64	A-36 Arriostramientos
L	75x75x8	2902	16	9,16	425,32	A-36 Diafragmas
L	75x75x8	2760	16	9,16	404,51	A-36 Diafragmas
L	75x75x8	5261	4	9,16	192,76	A-36 Arriostramientos
L	75x75x8	5293	4	9,16	193,94	A-36 Arriostramientos
L	75X75X8	5278	4	9,16	48,35	A-36 Arriostramientos
UPN 80		2760	8	23,57	188,56	A-36 Diafragmas
UPN 120		2902	16	38,89	622,19	A-36 Diafragmas
TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL A-36						2848,76
PERNOS A-325						
DESCRIPCIÓN				No	PESO (KG)	PESO TOTAL (kg)
Pernos φ22 longitud =75 mm				320	0,35	112
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A-325						112

Nota. La tabla muestra un resumen de las dimensiones de los perfiles usados en la Opción 3 de Diseño, así mismo, se muestra un total en kg de los pernos a usarse. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice K – Cantidades de obra Opción 2 de Diseño - Planillas – Vigas

Tabla 35

Resumen Perfiles Metálicos

PERFILES						
PERFIL	SECCIÓN	LONGITUD (mm)	N°	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)	OBSERVACIONES
UPN 120		120	249	2,9	722,1	A-36 Conectores
PL-1	160 x1400x20		48	25,5	1224	A588-Atiesadores
PL-2	145x1210x16		72	20,1	1447,2	A588-Atiesadores
PL-7	300 x7500x20		12	209	2508	A-588 Ala Superior
PL-4	1400 x5040 x 10		6	731,3	4387,8	A-588 Alma
PL-5	1400x 4740x 10		12	724,3	8691,6	A-588 Alma
PL-9	440 x30 x 7500		12	310,9	3730,8	A-588 Ala Inferior
2PL-13	1500x500x10		8	58,9	471,2	A-588 Alma
PL-14	180x950x20		8	26,8	214,4	A-588 Ala Inferior
PL-16	130x500x10		8	5,11	40,88	A-588 Ala Superior
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A588						22715,88
TOTAL ACERO ESTRUCTURAL A36						722,1
PERNOS A325		No.		PESO(KG)		PESO TOTAL(KG)
PERNOS fi22 L=75mm		576		0,35		201,6
PERNOS fi20 L=75mm		1728		0,33		570,24
					TOTAL	771,84

Nota. La tabla muestra un resumen de los perfiles metálicos usados en la Opción 3 de Diseño, así mismo, se muestra un total en kg de los pernos a usarse. Tomado de (Tello & López, 2021).

Apéndice L – Apoyos – Neopreno

Tabla 36

Datos Generales para el Cálculo de Neoprenos

Datos Generales	
Longitud de la Viga (m)	29
Estado de Carga de SERVICIO I	
Carga Muerta: DC+DW (t)	8.48
Carga Viva: LL (t)	22.80
Carga Viva: LL + IM (t)	30.33
Carga TOTAL	38.81
Espesor total preliminar calculado, hrt (mm)	40
Refuerzo de acero, Fy (kg/cm^2)	2530

Nota. En la presente tabla se definen los datos necesarios para realizar el cálculo de los neoprenos. Tomado de (Tello & López, 2021)

Tabla 37

Longitudes Mínimas para el Patín

Longitud mínima, L (mm)	200
Longitud impuesta, L (mm)	300
Ancho mínimo, W (mm)	200
Ancho patín inferior, W (mm)	450
Ancho colocado, W (mm)	300

Nota. En la presente tabla se definen las longitudes mínimas para el Neopreno. Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 38

Estabilidad

ESTABILIDAD		
L/3	100	
W/3	100	
Grosor	100	
Espesor Capas Exteriores, h_{re} (mm)	10	CUMPLE
Número de Capas Interiores	4	
Espesores Capas Interiores, h_{ri} (mm)	16	$h_{ri} \geq 2\Delta_s$

Nota. Grosor total no excederá el menor de L/3, W/3 ó D/4. Tomado de ((Tello & López, 2021).

Factor de Forma, S_{INT}

(14.7.5.1-1) $$S_i = \frac{LW}{2h_n(L+W)}$$

S_{INT}=4.69

Tabla 39

Resumen Datos Forma

Espesor de los Refuerzos, h_s (mm)	**3**
Espesor Elastomérico Colocado, h_{rt} (mm)	84
Espesor Total Colocado, h_{tot} (mm)	99

$h_{tot} \leq$ L/3 ó W/L **¡Estabilidad OK!**

Tomado de (Tello & López, 2021)**.**

Tabla 40

Resumen Datos Dureza

Dureza Escogida	**60**
G (kg/cm^2)	9.14
D largo plazo / Dc	0.35

Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 41

Deflexiones por Compresión

sL (kg/cm^2)	**25.34**		**dL (mm)**	**1.60**
sD (kg/cm$^{2)}$	9.42		dD (mm)	2.02
eL (%)	1.90		dINS (mm)	3.61
eD (%)	2.40		dLTD (mm)	2.72
dMAX l	3.18 mm		**CUMPLE**	

d TOTAL (mm)	4.32	
$d_{MÁX}$ hri (mm)	1.44	0.09 hri
d_{hri} (mm)	0.69	OK

Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 42

Corte

Variación de Temperatura (°C)	30		
Ds (mm)	10.44		(3.12.2.3-1)
2Ds (mm)	20.88		
	$\boldsymbol{h_{ri} \geq 2\Delta_s}$		
h_{rt} (mm)	84	CUMPLE	(14.7.6.3.4-1)

Tomado de (Tello & López, 2021).

Tabla 43

Rotación

$\boldsymbol{\frac{S_i^2}{n} < 22}$	*5.49*	*máx*	*22.00*
Condición	**Cumple**	**(14.7.6.1)**	

Tomado de (Tello & López, 2021).

8.2 Conclusiones

- Las dos opciones propuestas para este diseño se las realizó con la ayuda de una hoja electrónica, ambas propuestas fueron desarrolladas usando la Norma AASHTO LRFD 2014 Bridge Design Specifications, que es la norma que rige en el país. Mediante el uso de la norma y de la metodología de diseño LRDF (Load and Resistance Factor Design), se logró establecer un diseño para una estructura confiable, segura y que cuente con todos los factores de seguridad posibles.

- El diseño basado en la Norma AASHTO 2014 Bridge Design Specifications, y cumpliendo con la metodología de diseño LRFD, se lo realizó tanto con el Tándem de Diseño como con el Camión de Diseño (HL-93), siendo este último el que rigió en todo el proceso del diseño ya que nos proporcionaba las condiciones más críticas de carga.

- Al momento de analizar la geometría de la estructura más funcional y económica, nos podemos dar cuenta que la Opción de Diseño 2 es la opción más óptima tanto económica como funcionalmente, ya que como se puede observar en las tablas de presupuestos en la Opción de Diseño 1 que es un puente únicamente de hormigón armado el precio es de $302.201,20 mientras que el precio de la Opción 2 que es un puente de sección mixta, es decir, tablero de hormigón armado y vigas metálicas, el precio es de $287.925,50. Se debe añadir que la funcionalidad en cuanto a la Opción 2, que es un puente de sección mixta (Tablero de Hormigón Armado y Vigas Metálicas) es mayor que la funcionalidad de la Opción 1 (Hormigón Armado). Como se indica en la Grafica 1 (Cuadro Óptimo de longitud), este gráfico nos muestra los materiales y los posibles tramos que puede tener el puentes y los compara con los tramos óptimos para cada tipo de puentes (material), se puede observar que un puente completamente de Hormigón Armado

deja de ser optimo a partir de los 12m de longitud por lo cual se descartó el diseño número 1, así mismo, se puede observar que en el mismo gráfico que un puente de sección mixta (Tablero de hormigón y Vigas de acero) es óptimo en distancias de 12 a 40 m, lo cual satisface a nuestro diseño ya que el puente posee una longitud de 29m. Por eso se puede concluir que la Opción de Diseño 2 es la más óptima tanto económica como funcionalmente.

- El diseño se desarrolló de acuerdo con las normas nacionales vigentes en la construcción de puentes, que son básicamente el uso de normativa que rige en los Estados Unidos. Cabe mencionar que el diseño también se lo desarrolló junto a la normativa que rige dentro del ámbito sísmico del país, como es la Norma NEC 2019. Debido a que el lugar de implantamiento del puente se encuentra en una zona de actividad sísmica elevada por lo cual se tuvo que incluir un factor de seguridad adicional como fue el kaf que se usó espacialmente para el diseño de los estribos en el puente.

- El diseño se adapta a la forma de vida de las comunidades a las cuales se pretende ayudar con el proyecto, ya que es una zona agrícola y de comercio de lácteos. Por esto, la geometría del puente nos presenta una sección transversal de 8.50 m, distribuidos en dos carriles vehiculares, dos veredas de uso peatonal y de dos barreras a sus costados, de esta manera se sustituiría el puente actual que posee un solo carril bidireccional y peatonal, el cual no brinda ninguna seguridad al usuario.

- En ambas opciones de diseño, se determinaron cantidades de obra para poder definir un presupuesto referencial, el cual nos generó una idea de los posibles costos de construcción de la obra para así poder dar un juicio y un veredicto de cuál es la opción más viable en este caso en particular.

- Para cualquiera de los dos casos, se decidió alargar la longitud del puente de 20.5m a 29m, ya que esto representaría un ahorro sustancial en los estribos del puente. Dicho ahorro se ve reflejado en la cantidad de material a utilizarse, ya que con un puente de 20.5m los estribos tendrían que haber sido de alrededor de 16m de altura lo cual los hacia inestables y muy costosos. Con este incremento en la longitud del puente a 29m, se logró reducir la altura del estribo de 14m a 4.5m, lo cual representa un ahorro en los materiales y a su vez representa una estructura estable y confiable.

8.3 Recomendaciones

- Se recomienda que, en el caso de construirse el Puente se realice un estudio de suelos previo, ya que para ambas opciones de diseño se tomó la capacidad portante del suelo del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) de la parroquia de Olmedo, el cual era de 22 ton/m2 y se asumió ese valor para el caso de diseño de estribos con y sin sismo.

- Se puede recomendar también que para próximos diseños realizados en el país se cree o se adapte la normativa usada en el diseño de puentes para que vaya más a la par de la realidad ecuatoriana, ya que muchas veces el material puede variar en sus características o composición, o también la mano de obra puede diferir al estándar americano de la construcción, por lo cual una posible solución sería implementar una parametrización de todos los posibles casos constructivos o falencias que se puede tener en obra.

- En el caso de que se ejecutara este proyecto, se recomienda que, para la construcción del mismo, se la realice una investigación previa sobre cuáles son los meses que poseen un menor régimen pluviométrico en la Zona de Olmedo, para que se facilite la construcción especialmente del tablero de Hormigón Armado y el montaje del mismo.

- En el caso de que se ejecutara este proyecto, se recomienda que para construcción del mismo se revisen los precios de los materiales y mano de obra en el mercado, ya que estos pueden variar dependiendo la zona y en el año que estos sean adquiridos, ya que el presupuesto entregando en este trabajo es únicamente referencial y puede variar.

8.4 Bibliografía

Geschwindner, L. F., & West, H. H. (2011). *FUNDAMENTALS OF STRUCTURAL ANALYSIS, 2ND ED.* WILET.

Ministerio de Transporte y Comunicacion . (2003). *Manual de Diseño de Puentes.* Lima: Direccion General de Caminos y Ferrocariles.

A. Colunga, L. Urbina, I. Archundia. (2017). *Trabes acarteladas de concreto reforzado continuas diseñadas para fallar por cortante. Parte 1: descripción de los experimentos y del comportamiento cíclico.* Ciudad de México.

AASHTO. (2014). *AASHTO LFRD.* USA: American Association of State Highwayand Transportation Officials.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2014). *AASHTO LFRD 2014 bridge design specifications, customary U.S units.* Washington, DC: American Association Of State Highway and Transportation Officials.

American Association of State Highway and Transpotation Officials. (2014). *AASHTO LFRD 2014 bridge Design specifications, customary U.S units.* Washington, DC: American Association of State Highway and Transpotation Officials .

ATC, A. T. (1995). *Structural response modification factors. Applied Technology Council. 555 Twin DolphinDrive, Suite 550.* California: Redwood City.

B.T. Martin, in Innovative Bridge Design Handbook. (2016). *Sciencedirect*. Retrieved from Sciencedirect: https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/cable-stayed-bridges

Belmonte. (2016, Noviembre 19). *es.scribd.com/*. Retrieved from https://es.scribd.com/document/331632409/1-Puentes-de-Seccion-Mixta-Belmonte

Conceptodefinicion. (2021, Marzo 18). *Definicion de Anteproyecto*. Retrieved from https://conceptodefinicion.de/anteproyecto/

CONRADO, L. (2011). *bdigital Repositorio Institucional UN*. Retrieved from http://bdigital.unal.edu.co/5438/1/15507009.2011.pdf

CONSTRUMATICA. (2015, FEBRERO 12). *CONSTRUMATICA*. Retrieved from https://www.construmatica.com/construpedia/Puente

DAMIAN, A. C. (2019). *EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL.* Machala : Universidad Tecnica de Machala .

Damian, A. C. (2019). *Evaluación de las vigas T de la superestructura del Puente.* Machala: Universidad Tecnica de Machala.

Escudero, I. J. (2003). *Manual de Diseño de Puentes.*

Gardey, J. P. (2019, Febrero). *definicion.de* . Retrieved from https://definicion.de/puente-colgante/

Guitierrez, C. (2020). *Datos Hidraulicos, Hidrologicos y de Socavación del Río la Chimba.* Cayambe.

GUTIÉRREZ, I. A. (2015). *MANUAL PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES PARA UNA VIA.* Colombia: UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA.

Ingeniero Civil. (2020, Mayo 28). *delphipages.live*. Retrieved from https://delphipages.live/tecnologia/ingenieria/ingeniero-civil/truss-bridge

Jaramillo, O. (2020). Neopreos Excel.

JUNTA PARROQUIAL DE OLMEDO. (2015). *PLAN DE DESARROLLO TERITORIAL- OLMEDO.* CAYAMBE: GOBIERNO PARROQUIAL DE OLMEDO.

Junta Parroquial de Omedo. (2015). *Plan de Desarrollo Territorial - Olmedo.* Cayambe: Gobierno Parroquial de Olmedo.

Luis, A. P. (2009). *SIMULACIÓN DE PUENTES MEDIANTE ELSOFWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DEMATERIALES Y SOLDADURAS.* Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO.

LUIS, A. P. (2009). *SIMULACIÓN DE PUENTES MEDIANTE ELSOFWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DEMATERIALES Y SOLDADURAS.* Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO.

Manuel. (2018, Diciembre 16). *Curiosfera-historia* . Retrieved from https://curiosfera-historia.com/historia-de-los-puentes-origen-inventor/

MARLENE, C. L. (2016). *DISEÑO DEL PUENTE PEATONAL DE LA AV. LAS AGUAS, EN EL* . Guayaquil: Universidad de Guayaquil.

Marlene, I. C. (2016). *DISEÑO DEL PUENTE PEATONAL DE LA AV. LAS AGUAS, EN EL* . Guayaquil: Universidad de Guayaquil.

moisesaps. (2013, Noviembre 20). *slideshare*. Retrieved from https://es.slideshare.net/moisesaps/estructura-de-puentes-en-arco-presentacion

Moisesaps. (2013, Noviembre 20). *slideshare*. Retrieved from https://es.slideshare.net/moisesaps/estructura-de-puentes-en-arco-presentacion

Muñoz, E., Nunez , F., Rodriguez, J., & Ramos , A. (2010). *Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural.* Revista de la construccion Colombia .

Núñez, N. P. (2014). *Estudio y diseño del puente sobre el río Coyago y trazado vial en la vía.* Quito: UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR.

Nuñez, N. P. (2014). *Estudio y diseño del puente sobre el río Coyago y trazado vial en la vía "La Concepción – San Lorenzo" de la parroquia Guayllabamba.* Quito: UIDE.

Peck, R. B. (2017, Septiembre 18). *Universidad Politecnica de Valencia* . Retrieved from https://victoryepes.blogs.upv.es/2017/09/18/puente-viga/

Pérez Porto, J., & Merino, M. (2008). *Definicion de Proyecto*. Retrieved from https://definicion.de/proyecto/

Pisco, C. M. (2019). *REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DANIEL LOPEZ DEL CANTON*. JIPIJAPA: UNIVERSIDAD ESTATAL DEL SUR DE MANABI.

Revista Ingeniería de Construcción. (2010, Agosto). *SCIELO*. Retrieved from SCIELO: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732010000200006

Rey, C. (2017). *CONSTRUCTORA REy*. Retrieved from CONSTRUCTORA REy: https://constructorarey.com/que-es-un-proyecto-de-obra-civil/

Richard, B. m., & Puckett, J. A. (1997). *highway bridges lrfd*. Design of Highway Bridges:.

Tenorio Oropesa, J. J., Rivera Salinas, F., & Espinoza Zuñiga, A. (2021, 14 Septiembre). *es.scribd*. Retrieved from https://es.scribd.com/document/525315367/Proceso-Constructivos-de-Puentes

TENORIO OROPESA, J., RIVERA SALINAS, F., & ESPINOZA ZUÑIGA , A. (2021, 14 Septiembre). *es.scribd*. Retrieved from https://es.scribd.com/document/525315367/Proceso-Constructivos-de-Puentes

US Department of Transportation . (2015). *Load and Resistence Factors Designt (LFRD)*. USA: NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE.

Wikipedia. (2021, Marzo 21). *Wikipedia* . Retrieved from https://es.wikipedia.org/wiki/Especificaciones_t%C3%A9cnicas