

**ANÁLISIS TÉCNICO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE VEHICULAR, DE
CONCRETO ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA
AASHTO-LRFD UBICADO EN LA VEREDA CUBUGÓN, DEL MUNICIPIO DE
TOLEDO, DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER, SOBRE LA RUTA
NACIONAL 66**

EMA ELVIRA CARRILLO GARCÍA

Trabajo de Grado para Optar el título de Ingeniera Civil

Director

CEUDIEL IVAN MANTILLA GARCÍA
Ingeniero Civil-Industrial

UNIVERSIDAD DE PAMPLONA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
INGENIERÍA CIVIL
PAMPLONA, JUNIO DE 2022

Dedicatoria

A mi familia, especialmente a mis padres, Samuel Carrillo, Cruz Delina Garcia, que estuvieron siempre dispuestos a ayudarme, a mis hermanos, Marleny Carrillo Garcia, quien fue uno de los pilares para ingresar a la universidad, Yolanda Carrillo Garcia, que a pesar de la dificultad estuvo en el proceso, apoyándome económicamente y de todas las formas posibles durante toda mi formación, Zenayda Carrillo Garcia, quien me motivo a salir adelante y afrontar todas las dificultades tanto personales como académicas, Higinio Carrillo Garcia y Martin Carrillo Garcia por la inspiración, Andrés Sebastián Tarazona Carrillo y Johan Alejandro Tarazona Carrillo, mis sobrinos quienes me brindaron una mano de diversas maneras cuando requería de su ayuda, Luis Fernando Vargas Castillo, quien estuvo atento y dispuesto a acompañarme en la realización de este proyecto.

Agradecimientos

Gracias a los docentes que apoyaron mi proceso de formación académica y en especial al Ingeniero Ceudiel Iván Mantilla García, quien me guio en la construcción de mi tesis de grado, a los Ingenieros y compañeros, Wilmer Yesit Caceres, con su amistad y apoyo durante el desarrollo de la tesis, Neidy Yarithza Flores, por su compañía, amistad en mi paso por la Universidad.

Personas a llegadas en este proceso: Carmen Cecilia Carrillo Contreras, Ana Gabriel Acero Peñaranda, Wilson Adrián Méndez Contreras, Jhonatan Barroso.

Tabla de Contenido

	Pág.
Dedicatoria	2
Agradecimientos	3
Tabla de Contenido	4
Lista de Tablas	9
Lista de Figuras.....	11
Lista de Anexos.....	17
Resumen.....	18
Abstract	19
 INTRODUCCIÓN	 20
1.1 Planteamiento del problema	22
1.2 Problema general.....	23
1.3 Problemas específicos	23
1.4 Antecedentes	23
1.5 Propósito.....	30
1.6 Justificación.....	32
 2. OBJETIVOS	 34
2.1 Objetivo general	34
2.2 Objetivos específicos.....	34
 3. CUERPO DEL TRABAJO	 35

3.1	Marco referencial	35
3.2	Introducción a puentes.	35
3.3	Análisis de elementos prefabricados.	36
3.4	Normativa y diseño lrfd.....	38
3.5	Metodología aashto-lrfd.	39
3.6	Tandem de diseño.....	41
3.7	Análisis del carril de diseño.	42
3.8	Análisis de sobrecarga vehicular en apoyos intermedios.....	42
3.9	Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante.	43
3.10	Factores de carga y combinaciones de cargas	45
3.11	Presencia de múltiples sobrecargas.	49
3.12	Factores de distribución en puentes de viga y losa.....	50
3.13	Factores de distribución para momento en vigas interiores	51
3.14	Factores de distribución para momento en vigas exteriores.....	52
3.15	Factores de distribución para corte en vigas interiores.....	53
3.16	Factores de distribución para corte en vigas exteriores.....	54
3.17	Ancho efectivo del ala de la viga.....	55
3.18	Método.....	56
3.19	Variables.....	56
3.20	Variable dependiente	57
3.20.2	Líneas de influencia	58
3.20.3	Método de Müller - Breslau	59
3.20.4	Método de Fuerza Bruta.....	66

3.20.5	Software de diseño Bridge Designer 2016.....	81
3.20.6	Análisis estructural de la superestructura del puente	88
3.20.7	Predimensionamiento.....	89
3.20.8	Metrado de cargas por viga.....	90
3.20.9	Diagramas de momento de las cargas muertas y vivas por viga.....	91
3.20.10	Diagramas de cortante de las cargas muertas y vivas por viga.....	93
3.20.11	Líneas de influencia para esfuerzos máximos de carga	96
3.20.12	Momento de carga viva del camión de diseño.....	96
3.20.13	Cortante de carga viva del camión de diseño.....	98
3.20.14	Predimensionamiento de la viga interna	99
3.20.15	Predimensionamiento de la viga externa	101
3.20.16	Factor de distribución de las sobrecargas para momento	105
3.20.17	Vigas interiores	105
3.20.18	Vigas exteriores	106
3.20.19	Factor de distribución de las sobrecargas para cortante.....	108
3.20.20	Vigas interiores.	109
3.20.21	Vigas exteriores	110
3.20.22	Diseño de la viga interna.....	111
3.20.23	Análisis del momento último	111
3.20.24	Análisis del cortante último	112
3.20.25	Cálculo del acero principal	112
3.20.26	Resistencia de diseño de la viga te.....	115
3.20.27	Diseño por fatiga.....	117

3.20.28	cargas de fatiga	117
3.20.29	Diseño de estribos	121
3.20.30	Cálculo del acero en el alma de la viga interna	122
3.20.31	Diseño de la viga externa.....	123
3.20.32	Análisis del momento último	124
3.20.33	Análisis del cortante último	124
3.20.34	Cálculo del acero principal	125
3.20.35	Software de diseño Bridge Designer 2016.....	127
3.20.36	Análisis del camión de diseño HL93-K.	128
3.20.37	Análisis de la viga interna.....	130
3.20.38	Análisis de la viga externa.	133
3.20.39	Diseño de la viga diafragma	136
3.20.40	Análisis de cargas.	137
3.20.41	Cálculo del acero principal negativo.....	143
3.20.42	Cálculo del acero principal positivo	144
3.20.43	Cálculo del acero en el alma de la viga.....	145
3.20.45	Condiciones de diseño	152
3.20.46	Verificación de las condiciones de diseño	153
3.20.47	Diseño del voladizo.....	154
3.21	Análisis estructural del puente de acero estructural	157
3.21.1	Vigas metálicas	157
3.21.2	Factor de distribución de las sobrecargas para momento	159
3.21.3	Vigas interiores	159

3.21.4	Vigas exteriores	160
3.21.5	Factor de distribución de las sobrecargas para cortante.....	165
3.21.6	Vigas interiores	165
3.21.7	Vigas exteriores	166
3.22	Carga viva vehicular	166
3.23	Metrado de las demás cargas por viga.....	167
3.24	Comparación técnico-económica	169
4.	CONCLUSIONES.....	171
5.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	174
6.	ANEXOS	176

Lista de Tablas

Tabla 1: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.....	44
Tabla 2: Combinaciones de carga y Factores de carga.	48
Tabla 3: Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).....	49
Tabla 4:Factor de Presencia Múltiple (m).	50
Tabla 5:Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.	52
Tabla 6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores.	53
Tabla 7:Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores.	54
Tabla 8:Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.....	54
Tabla 9 Valores tabulados de las líneas de influencia para el Momento MB. Elaboración propia.	65
Tabla 10 Valores de las líneas de influencia para el Cortante V(104). Elaboración propia ...	75
Tabla 11 Valores de las líneas de influencia para la Reacción V(100).Elaboración propia ...	77
Tabla 12 Valores de Líneas de Influencia y Áreas para distintos puntos. Elaboración propia.	80
Tabla 13 Valores de las líneas de influencia para el momento MB modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	85
Tabla 14 Valores de las líneas de influencia para el cortante V(104) modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	86
Tabla 15 Valores de las líneas de influencia para la reacción V(100) modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	87

Tabla 16 Resumen de momentos y cortantes máximos debido a las cargas del puente. Elaboración propia.....	168
Tabla 17 Resumen de Comparación técnico-económica de los puentes de Concreto Armado y de Acero Estructural. Elaboración propia.....	170

Lista de Figuras

Figura 1: Fotografía de estructura existente.....	22
Figura 2: Estructura Metálica.....	22
Figura 3: Partes generales de un Puente. Elaboración propia.	36
Figura 4: Diseño de Viga Pretensada.....	37
Figura 5: Diseño de Viga Pos tensada.	37
Figura 6: Camión de Diseño HL-93K.....	41
Figura 7: Camión diseño HL93M.....	41
Figura 8: Carga de Carril de Diseño. Elaboración Propia	42
Figura 9: Aplicación de la Carga viva Vehicular en apoyos intermedios. Elaboración Propia.	43
Figura 10: Ejemplo de modelo para la aplicación de la Ley de momentos en un puente de tres vigas.....	51
Figura 11: Ancho efectivo del ala en vigas internas y externas. Elaboración propia	55
Figura 12 Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.	59
Figura 13 Viga continua con una rotula instalada en el apoyo B. Elaboración propia.....	60
Figura 14 Principio de superposición de la viga con curva elástica más la viga con deflexión por una fuerza externa. Elaboración propia.....	61
Figura 15 Curva elástica $aP1$ más la deflexión $a11$ de la viga continua. Elaboración propia.	61
Figura 16 Viga continua con la aplicación del método de la Viga Conjugada. Elaboración propia.	62

Figura 17 Grafica de Líneas de Influencia para el momento MB. Elaboración propia.	66
Figura 18 Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.	67
Figura 19 Viga continua con sus tramos divididos en diez partes iguales cada uno. Elaboración propia.....	67
Figura 20 Viga continua con una fuerza unitaria aplicada en la ubicación 101 del primer tramo dividido. Elaboración propia.	67
Figura 21 Viga continúa dividida por tramos para analizar sus momentos y sus 2 desplazamientos. Elaboración propia.	68
Figura 22 Formas de aplicación de la fórmula de momentos de empotramiento en vigas. Elaboración propia.....	68
Figura 23 Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 1. Elaboración propia.....	70
Figura 24 Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 1. Elaboración propia.....	70
Figura 25 Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 2. Elaboración propia.....	71
Figura 26 Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 2. Elaboración propia.....	71
Figura 27 Detalle de las reacciones, fuerzas y momentos del Tramo AB de la viga. Elaboración propia.....	73
Figura 28 Corte del Tramo AB en la ubicación 104 para el cálculo del primer punto de las Líneas de Influencia en el cortante V(104). Elaboración propia	74
Figura 29 Grafica de Líneas de Influencia para el cortante V(104). Elaboración propia.	76

Figura 30 Grafica de Líneas de Influencia para la reacción V(100). Elaboración propia.	78
Figura 31 Viga continua de tres tramos modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	81
Figura 32 Líneas de Influencia para el momento MB de la viga continúa modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	82
Figura 33 Líneas de Influencia para el cortante V(104) de la viga continua modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	83
Figura 34 Líneas de Influencia para la reacción V(100) de la viga continua modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.....	83
Figura 35 Propuesta de sección Transversal de la superestructura para un nuevo Puente Vehicular de la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66. Elaboración propia.....	89
Figura 36 Diagrama de Momentos para DC = 3.9280 T/m. Elaboración propia.....	91
Figura 37 Diagrama de Momentos para DW = 0.2025 T/m. Elaboración propia	92
Figura 38 Diagrama de Momentos para PL = 0.2160 T/m. Elaboración propia.	92
Figura 39 Diagrama de Cortantes para DC = 3.9280 T/m. Elaboración propia.	94
Figura 40 Diagrama de Cortantes para DW = 0.2025 T/m. Elaboración propia.	94
Figura 41 Diagrama de Cortantes para PL = 0.2160 T/m. Elaboración propia.	95
Figura 42 Momento de carga viva para dos camiones de diseño. Elaboración propia.	97
Figura 43 Cortante de carga viva para un camión de diseño. Elaboración propia.....	98
Figura 44 Dimensiones de la viga interna. Elaboración propia.	100
Figura 45 Dimensiones de la viga externa. Elaboración propia	102
Figura 46 Distancia "de" en el volado del puente. Elaboración propia.....	104

Figura 47 Ley de Momentos respecto al apoyo interno. Elaboración propia.	107
Figura 48 Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga interna. elaboración propia	113
Figura 49 Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga interna. Elaboración propia.....	114
Figura 50 Análisis de la sección Te de la viga interna. Elaboración propia.	116
Figura 51 Carga de Fatiga en la ubicación 104. Elaboración propia.	118
Figura 52 Carga de Fatiga en la ubicación 200. Elaboración propia.	119
Figura 53 Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa. Elaboración propia.....	126
Figura 54 Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa. Elaboración propia.....	127
Figura 55 Envolvente de Momento para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.	128
Figura 56 Datos del Momento máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.	128
Figura 57 Envolvente de Cortante para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.	129
Figura 58 Datos del Cortante máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.	129
Figura 59 Envolvente de Momento para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	130

Figura 60 Datos del Momento Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	131
Figura 61 Envolvente de Cortante para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	131
Figura 62 Datos del Cortante Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	132
Figura 63 Envolvente de Momento para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	133
Figura 64 Datos del Momento Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	134
Figura 65 Envolvente de Cortante para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	134
Figura 66 Datos del Cortante Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.....	135
Figura 67 La viga diafragma y su sección transversal. Elaboración propia	137
Figura 68 Cargas en el eje de la viga externa (voladizo). Elaboración propia	138
Figura 69 Diagrama de momentos de la carga muerta de la viga diafragma. Elaboración propia.	140
Figura 70 Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento negativo. Elaboración propia.....	141
Figura 71 Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento positivo. Elaboración propia.....	142

Figura 72 Diagrama de cortante de la carga muerta de la viga diafragma. Elaboración propia	147
Figura 73 Diagrama de cortante en la sección crítica de la viga diafragma. Elaboración propia	148
Figura 74 Distribución de varillas de refuerzo de la viga diafragma. Elaboración propia	
DISEÑO DE LA LOSA	150
Figura 75 Longitud efectiva ($S = 200 \text{ mm}$) para vigas Te. Elaboración propia.	151
Figura 76 Peralte efectivo y núcleo de una losa. Recuperado y modificado de la Figura C9.7.2.4-2 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.....	152
Figura 77 Cargas actuantes en el voladizo de la losa. Elaboración propia	155
Figura 78 Ley de Momentos respecto a la viga de acero interna. Elaboración propia.	161
Figura 79 Ubicación crítica transversal de los camiones de diseño. Elaboración propia.	163

Lista de Anexos

Anexo 1.....	176
Anexo 2.....	177
Anexo 3.....	178
Anexo 4.....	179
Anexo 5.....	181
Anexo 6.....	182
Anexo 7.....	183
Anexo 8.....	184
Anexo 9.....	185
Anexo 10.....	186
Anexo 11.....	187

Resumen

En esta tesis se realizó el análisis técnico de superestructura del puente vehicular, de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO-LRFD ubicado en la vereda Cubugón, del municipio de Toledo, departamento norte de Santander, sobre la ruta nacional 66.

El análisis técnico comprende el estudio estructural de la superestructura del Puente vehicular vereda Cubugón considerando dos tipos estructurales, el primero de Concreto Armado y el segundo de Acero Estructural para después ser analizados y así contrastar los resultados tanto estructurales como económicos. Para realizar estos dos diseños se seguirán los requisitos establecidos en la Norma AASHTO-LRFD (2014).

El objetivo de la tesis es la de poder demostrar qué tipo de diseño estructural es el que proveerá las mejores resistencias a las cargas estructurales y a la vez el que resulte más económico de construir, involucrando materiales, costos, tiempo, lugar y clima. A su vez, se plantea esta tesis como una fuente de consulta para futuras investigaciones y aplicaciones realizadas por estudiantes y/o profesionales de nuestro país.

Palabras claves: Puente, superestructuras, Normas AASHTO-LRFD

Abstract

In this thesis, the technical analysis of the superstructure of the vehicular bridge, of reinforced concrete and structural steel, will be carried out according to the aashto-lrfd standard located in the cubugón village, in the municipality of Toledo, northern department of Santander, on national route 66.

The technical analysis includes the structural study of the superstructure of the Cubugón sidewalk vehicular bridge considering two structural types, the first of Reinforced Concrete and the second of Structural Steel to later be analyzed and thus contrast the structural and economic results. To carry out these two designs, the requirements established in the AASHTO-LRFD (2014) Standard will be followed.

The objective of the thesis is to be able to demonstrate what type of structural design is the one that will provide the best resistance to structural loads and at the same time the most economical to build, involving materials, costs, time, place and climate. In turn, this thesis is proposed as a reference source for future research and applications carried out by students and/or professionals in our country.

Keywords: Bridge, superstructures, AASHTO-LRFD Standards

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento proporciona el análisis técnico de la superestructura de un puente vial de hormigón armado y estructura de acero según normas AASHTO-LRFD, ubicado en Cubugon, Municipio de Toledo, Santander Norte, sobre la Ruta Nacional 66. Este es un pedido del pueblo porque este Es la única vía para llegar a la población, actualmente esta es una de las principales vías de circulación utilizando estructuras de hormigón y acero que datan de muy antiguo, demolido, la mayoría es en época de lluvias.

Actualmente, las únicas carreteras que quedan son las que conectan a la población con el resto del país. No hay más puentes de carretera en esta sección, por lo que las personas se ven obligadas a pasar más tiempo en la temporada de lluvias o, en muchos casos, corren el riesgo de que les corten la vida por completo.

Para analizar las actividades de construcción que aborden los problemas que enfrentan los habitantes de un área determinada, se ha desarrollado un conjunto de estudios de ingeniería básica para desarrollar un concepto de construcción eficiente. Estos estudios incluyen: análisis topográfico, geotécnico, hidrológico, hidráulico, de movimiento y ambiental. Soportan estructuras estructurales y geométricas, incluyendo una losa de hormigón armado, una viga de acero tipo (I) y soportes de hormigón armado. Utilizar diferentes guías nacionales e internacionales como AASHTO-LRFD 2014 y otras.

Los puentes son estructuras extremadamente importantes desde tiempos inmemoriales, son esenciales para el transporte de vehículos y personas en largas distancias. Actualmente, la creciente demanda de transporte y circulación tiene muchas consecuencias graves, como demasiada congestión que provoca retrasos. Por ello, los puentes deben ser el principal medio de

acceso para llegar rápido a nuestros destinos y reducir la congestión del tráfico, y para ello deben diseñarse de la manera más eficiente y económica, teniendo en cuenta todas las normas aplicables. Reglamentos y normas técnicas.

De acuerdo a Alfonso Romero (2017), en nuestro país existe muy poca información sobre el proceso y detalles de cálculo y diseño de puentes continuos con estructuras de hormigón armado y acero, debido a que la mayoría de las construcciones de puentes, ya sean para automóviles, peatones o puentes, todos los puentes se construyen en nuestro país a través de consorcios extranjeros, en las que los ingenieros colombianos no se involucran mucho en proyectos de puentes de este tipo, en este sentido la aplicación de normas AASHTO-LRFD 2014, para el cálculo de súper estructuras abre una gran posibilidad a todos los ingenieros colombianos para que esta aseveración no continúe y que sean estos últimos los llamados a realizar el trabajo de que consorcios extranjeros realizaban.

No se puede crear un buen diseño de puente a partir de información corta, porque muchos factores que tienen lugar en el proyecto, estos diferentes factores pueden no ser conocidos por el colombiano de menos experiencia en la implementación. Este proyecto tiene una alta importancia para la población.

Es por este motivo que en esta investigación de tesis se realizará análisis técnico de superestructura del puente vehicular, de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO-LRFD ubicado en la vereda cubugón, del municipio de Toledo, departamento norte de Santander, sobre la ruta nacional 66, no se pretende comparar con la Norma CCP-14 sino que se busca nuevas alternativas de aplicación de estándares internacionales, en el cual se extraerá información de acuerdo a estudios que se realizarán en la zona ya sea de suelo, de concreto, de diseño, entre otros. Por estos medios se podrá determinar la factibilidad técnica y económica del

diseño del puente, las cuales servirán para proyectos futuros realizados en nuestro país por empresas nacionales, basadas en las normas colombianas y en la normativa AASHTO-LRFD.

1.1 Planteamiento del problema

El puente existente tiene características que no son aptas para el tráfico de la zona, a saber, autobuses, automóviles y vehículos hasta de 6 ejes; el puente tiene un solo canal, lo que hace que la plataforma se desgaste más rápido debido a la gran carga en el área de distribución pequeña. Como se muestra en las Figuras 1 y 2.



Figura 1: Fotografía de estructura existente



Figura 2: Estructura Metálica

El Puente Cubugón, del municipio de Toledo, Departamento Norte de Santander, presenta un tablero metálico formado de 3 láminas de manera transversal y 26 láminas de manera longitudinal formando el tablero de la superestructura, algunas de las láminas del tablero se encuentran separadas generando peligrosas aberturas que ponen en peligro la vida de peatones y conductores de vehículos, y sus columnas se deterioran y erosionan por falta de mantenimiento.

El puente solo cuenta con una vía de acceso de 3.3 m de ancho, esto causa que vehículos grandes tengan dificultad de cruzar debido al poco espacio en el que se tienen que ubicar para transitar y ocasiona congestionamiento de tráfico en una de las direcciones.

Por tanto, la formulación del problema se plantea de la siguiente manera:

1.2 Problema general

¿Qué sistema estructural será el más eficiente para soportar las cargas impuestas en el puente cubugón, del municipio de Toledo, departamento norte de Santander, manteniendo las normas técnicas y costos de mantenimiento acordes la situación?

1.3 Problemas específicos

¿Qué tipo de puente vehicular según su diseño obtendrá las mejores facilidades en su proceso constructivo? ¿Qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona al momento de su mantenimiento? ¿Qué tipo de puente vehicular es el más conveniente para soportar su peso propio total en toda su estructura según el análisis realizado? ¿Se puede generar en nuestro país una nueva línea de investigación futura en el uso de la Normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes?

1.4 Antecedentes

No se han encontrado antecedentes internacionales sobre la comparación técnica y económica de puentes de hormigón armado y acero estructural, sin embargo, como resguardo, contamos con

investigaciones con algunas similitudes a la investigación que se está realizando sobre esta oportunidad, y las encuestas que se enumeran a continuación:

Ochoa Espinoza (2018) realizó una investigación comparativa de dos tipos de diseños de superestructuras de puentes de hormigón armado basados en las normas AASHTO Estandar y AASHTO LRFD, las cuales se utilizaron para desarrollar la investigación. Este estudio se originó en Valdivia - Chile, y tiene como objetivo estudiar y comprender las disposiciones de las dos normas, y aplicarlas al diseño de la superestructura del puente de hormigón armado, y así comparar los dos resultados. Se analizaron cuatro modelos de superestructura, en los que se utilizó geometría aligerada de 15 y 20 m para vigas de hormigón armado y losas de hormigón armado de 3 y 4 vigas.

Como resultado más importante se concluyó que la norma AASHTO LRFD es más práctica para su uso en el diseño de superestructuras de concreto reforzado, principalmente porque ahorra más acero en el diseño de puentes debido a que utiliza coeficientes separados para cada carga, al igual que para cada tipo de resistencia. Mediante este método ha sido posible alcanzar una confiabilidad más uniforme en todos los miembros del diseño, esto es debido a que los diferentes factores de carga y resistencia reflejan el grado de incertidumbre de las cargas, de las combinaciones y del tipo de resistencia que se pronosticó en un principio. En cambio, el método de la norma AASHTO ASD no simplifica el uso de las cargas de trabajo, ocasionando una gran variabilidad en todas las cargas del diseño del puente en general.

Romo Castillo (2017) realizó un estudio sobre nuevas metodologías para el diseño de infraestructura del puente original Gualo de Acero en Quito - Ecuador, este estudio tiene como objetivo mejorar su uso y/o actualizar nuevas especificaciones basadas en el estándar AASHTO LRFD y así poder conocer y analizar la correcta interpretación y aplicación en el diseño

simultáneo del puente. En este caso, la muestra utilizada es el puente Gwalu cuya sección central de acero tiene una longitud de 135 m. 30 m de largo y dos accesos. En cada lado, software de diseño como SAP2000, CSI BRIDGE, SAFE, etc. También se ha usado. Permite desarrollar y modelar varios elementos de la infraestructura del puente.

Los hallazgos y conclusiones más importantes son que AASHTO STANDARD LRFD permite un diseño más ajustado y preciso, porque además de aumentar la carga, más que AASHTO STANDARD LFD y ASD, porque también puede mejorar el uso de materiales de capacidad como el acero estructural. y factores de carga, da como resultado un diseño más equilibrado. El estándar AASHTO LRFD también identifica casos de limitación en el comportamiento de elementos estructurales en estructuras de hormigón, optimizando así sus dimensiones. Por el lado de los costos, el estándar AASHTO LRFD ha aumentado ligeramente debido al aumento de los requisitos de hormigón y refuerzo.

Rodríguez Camacho y Venegas Ojeda (2017) realizaron una investigación de diseño y simulación de un puente metálico con el propósito de diseñar el puente de 60 m. de luz y 12 m. de ancho bajo la norma AASHTO LRFD para una carga de 90 toneladas, y poder simular el comportamiento del puente mediante el software de diseño estructural SAP2000. La muestra de la investigación se llevó a cabo en el departamento de Quito – Ecuador. Los materiales e instrumentos utilizados fueron el acero estructural, la misma norma AASHTO LRFD y el software de diseño estructural SAP2000.

El resultado más importante de esta tesis es verificar que el enfoque de diseño LRFD tiene en cuenta el rango de factores de amplificación y previene las fallas que pueden presentarse durante la vida útil y operación de la estructura de acero del puente. Es cierto que el puente de estructura de acero tiene una gran ventaja sobre el puente de hormigón armado porque tiene

mejores características en cuanto a resistencia, costo y tiempo, lo que permite un mayor ahorro en estructuras metálicas, y al mismo tiempo diseñarlas con mayores dimensiones capaces de soportar luminarias más grandes que las luminarias de hormigón armado. También se concluyó que el costo de fabricación de la superestructura centra el análisis en los elementos estructurales del puente. Además, se concluyó que el valor de error relativo entre el cálculo manual y el cálculo del software SAP2000 debe ser menor o igual al 10%.

Gómez Johnson (2018) realizó otra investigación comparativa entre las filosofías de diseño de las normas AASHTO para el diseño de superestructuras de puentes vehiculares. El propósito de estudiar la factibilidad de actualizar y modernizar el reglamento de México, la muestra de la investigación se llevó a cabo en la ciudad Universitaria de México utilizando tres tipos de superestructuras de puentes vehiculares simplemente apoyadas los cuales se basaron en las normas AASHTO ESTANDAR LFD y ASD, y AASHTO LRFD.

Las conclusiones de la investigación para la norma LRFD basados en términos de carga son que el carril de diseño no requiere de ningún tipo de carga concentrada y que el modelo de carga viva está considerado por las filosofías de las normas LFD y ASD. También los factores de distribución de carga son el resultado del estudio de puentes simplemente apoyados, en los cuales su aplicación viene a estar limitada al cumplimiento de condiciones relacionadas el tipo de sección de la superestructura, el número de vigas, así como también el ancho del voladizo y la curvatura que se da en el plano. Respecto a la combinación de carga con el método LRFD se aprecia un factor de modificación de carga que involucra la ductilidad, redundancia e importancia. Estos establecen factores de carga máximos y mínimos en relación al tipo de efecto, donde si este es aditivo el factor de carga es máximo y si el tipo de efecto es negativo el factor de carga es mínimo.

Velandia Garay (2019) hizo una investigación similar acerca de una comparación Técnico-Económica de puentes con el propósito de conocer que diseño estructural es el más económico para que durante el proceso de construcción y diseño se logre la mayor optimización de recursos y poder entregar el producto final al menor costo. Se analizó y se diseñaron cuatro tipos de diseño de la misma longitud para un puente ubicado en la ciudad de Bogotá – Colombia, los cuatro diseños presentaron diferencias en el número de luces y en las longitudes de estas. Los materiales que se utilizaron fueron vigas de concreto presforzado y los demás elementos estructurales fueron de concreto reforzado. Los diseños de los puentes se basaron en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95.

En la investigación se descubrió y se llegó a la conclusión que los cables de presfuerzo aumentan su eficiencia cuando sus luces tienden a tener una longitud del mismo tamaño, siempre y cuando se trate del diseño de un puente con tres luces ya que al tener luces más cortas las secciones son más esbeltas y necesitan una menor cantidad de acero de refuerzo para así contrarrestar la misma carga viva de la estructura a lo largo de su vida útil y otro factor importante al momento de realizar el diseño de un puente es el de analizar el estudio de suelos con el que se determina el número de luces a utilizar y la profundidad que deben tener los pilares y estribos en el diseño.

Acevedo Laos (2018) desarrolló el diseño y análisis estructural para un puente con estructura metálica, tanto de la superestructura como también de la subestructura con el fin de generar un nuevo cruce a desnivel en una ciudad que amerite la construcción de un puente debido a la cantidad de tráfico que se genera en una hora punta. Decidió generar el cruce a desnivel en el cruce de las avenidas El Golf Los Incas y Las Palmeras con la avenida Javier Prado, y así este último pase a ser un By-Pass y por encima colocar el puente que se diseñó en el

cual se unen las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas. Para este puente metálico se decidió utilizar un puente de sección compuesta, con vigas metálicas y losa de concreto, y se diseñó siguiendo la normativa AASHTO-LRFD.

El diseño tuvo resultados satisfactorios y sus hallazgos más importantes fueron el elegir las vigas metálicas W40x167 en la que no se consideró el sistema de apuntalamiento puesto que la sección no compuesta soportará las cargas actuantes de la fragua del concreto y la sección compuesta soportará las cargas permanentes luego de la fragua así como también las cargas vehiculares y peatonales. También se eligieron apoyos elastoméricos de neopreno los cuales cumplen un rol importante ya que deben soportar la acción de compresión, rotación y corte combinados, estos apoyos resistirán las acciones sísmicas debido al peso del tablero por medio de sus pernos de anclaje, y los estribos de concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ los cuales deben soportar los empujes del terreno y la carga sísmica ocasionada por el peso del tablero, y los muros de contención adyacentes únicamente soportan el empuje del terreno.

Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2019) hicieron una investigación acerca del diseño estructural de un puente con vigas prefabricadas con el propósito de estudiar y desarrollar el diseño estructural de todos los elementos de un puente de 30 metros de luz, utilizando como elementos principales vigas prefabricadas postensadas las cuales serán distribuidas uniformemente en todo el ancho del tablero. El diseño será elaborado según la metodología del Manual de Diseño de Puentes. El puente se construiría encima de una carretera que cruza a la panamericana sur en la zona de San Bartolo – Lurín y así poder lograr que el tránsito de esa zona sea más fluido.

Como hallazgos importantes en el diseño de este puente se tiene que las vigas prefabricadas recibirán la mayor cantidad de esfuerzos en la etapa de tensado, en esta etapa se debe tener sumo

cuidado para que los esfuerzos generados en el tensado no superen a los esfuerzos admisibles de la viga y por esto las vigas deben ser ayudadas a soportar los esfuerzos del tensado en la etapa de servicio. Por lo tanto, para este diseño se analiza una etapa de tensado en la cual se tendrá que verificar los esfuerzos iniciales para así poder asegurar un correcto tensado de las vigas.

Seminario Manrique (2017) realizó en su tema de investigación una guía para el diseño de puentes más comunes los cuales solo presentan vigas y losa, este estudio lo hizo con el único propósito de proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con viga y losa de acuerdo a las normas vigente hasta el año de su investigación, como muestras utilizadas fueron la norma AASHTO y la norma peruana “Manual de Diseño de Puentes” del MTC-DGCF la cual se basó en “Standard Specifications for Highway Bridges” de la AASHTO. Para esta guía de diseño de puentes se explicó todo lo involucrado en puentes desde las combinaciones de cargas hasta todo lo referido a la superestructura, etc.

Los hallazgos más importantes son acerca de la prefabricación, esta resulta muy ventajosa porque disminuye el tiempo de construcción ya que las vigas pueden prefabricarse mientras que se construye la infraestructura del puente y de este modo se pueden eliminar los riesgos de trabajar en altura, y cuando se tratan de casos de concreto presforzado se llegan a evitar las dificultades debido al tensionamiento prematuro del concreto joven. Se mejoran las características mecánicas del concreto debido a que las condiciones de fabricación son semi-industriales, y también se aumenta el rendimiento de la mano de obra ya que se establece un ritmo de construcción.

Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeth (2018) hicieron el análisis y diseño de un puente tipo viga – losa con el propósito de hacer real la ejecución de un puente que permita la unión de los pueblos para fines comerciales, culturales, sociales y deportivos que generen fuentes de trabajo,

así como también el difundir y aplicar los métodos conocidos para el análisis y diseño de un puente. El caso estudiado fue el diseño y la construcción del puente Bellavista de la Red Vial Bellavista del distrito de Santa en Ancash. El puente tipo viga – losa contiene los siguientes elementos estructurales: el diseño, análisis y detalles en la superestructura, la subestructura y los dispositivos de apoyo.

Como hallazgos importantes se concluyó que para el diseño de puentes los estudios previos de la topografía, geotecnia, hidrología, etc. son requisitos indispensables para poder definir todas las características que el puente deberá tener en su diseño. Para esto hay que involucrar a los medios humanos y técnicos suficientes para permitir tener un conocimiento completo y actualizado del diseño, y de esta manera poder definir la cantidad de los recursos necesarios, garantizando un empleo óptimo y eficaz en dichos recursos. Sobre todo se deben proponer varios períodos cortos de supervisión para la construcción y el empleo óptimo de los recursos necesarios en la ejecución del puente.

1.5 Propósito

Los puentes han sido estructuras muy importantes desde la antigüedad porque te permiten cruzar obstáculos como ríos, acantilados, caminos y valles o simplemente para ir de un lugar a otro más rápido. Los primeros puentes se construyeron principalmente utilizando elementos naturales, como troncos de árboles colocados sobre un arroyo para cruzarlo.

Con el tiempo, las tribus de las Américas pudieron fabricar cuerdas que servían para conectar los componentes de los puentes de madera. Así, con una mejor utilización de las cuerdas, aparecen paulatinamente los precursores de los puentes colgantes. La civilización romana ideó su estructura a base de arcos y cúpulas, siendo así la primera cultura en comenzar a

construir puentes en general, pero con materiales como la madera y la roca, con poca precisión. Los romanos también construyeron acueductos para cruzar canales usando arcos.

Los puentes de la Edad Media reemplazaron a los puentes de la antigua Roma, ya que una gran parte de los puentes fueron destruidos por el debilitamiento causado por la aceleración y el aumento del caudal de los ríos. Por primera vez, se utilizaron estacas de madera en los pilares de los puentes. También se redujeron las dimensiones constructivas de los arcos, que pasaron a ser arcos rebajados, incluidas las fortificaciones de entrada a los arcos. En los siglos XV y XVI, durante el Renacimiento, comenzó a surgir la estética del diseño de puentes. Aquí es donde comenzaron a usar arcos puntiagudos, también conocidos como arcos puntiagudos.

En el siglo XVIII, los nuevos conocimientos obtenidos de los materiales de Resistencia se combinaron con los antiguos conocimientos experimentales, creando así en 1716 la primera escuela de puentes y caminos en París, Francia.

Durante los siglos XIX y XX se avanzó aún más en el conocimiento de la resistencia de los materiales y la teoría de la estructura, así como en el fomento e implementación de técnicas para la fabricación de materiales como el hormigón armado, la estructura de acero, etc. A principios del siglo XIX, comenzaron a construirse enormes puentes de arco de hormigón que funcionaban solo bajo compresión. Además, con el desarrollo de las industrias de estructuras de acero, se construyeron puentes colgantes de grandes luces, como el Puente de Brooklyn construido en 1883 con una longitud de 1.825 m. y la luz entre pilares es de 487 m. récord en estos años. Este es también el primer puente suspendido en el aire por cables de acero.

En la actualidad, los puentes han mejorado las soluciones estructurales mediante el uso de recursos informáticos como los programas de diseño, los cuales son de gran ayuda a la hora de analizar modelos matemáticos de diseño de puentes. A medida que se mejoran e implementan

los avances tecnológicos en el campo de las computadoras, los materiales, como el concreto de alto rendimiento, también han logrado avances notables. Las normas de diseño de puentes de varios avances en el mundo ayudan mucho en el análisis y diseño de cualquier tipo de puente, como el estándar AASHTO LRFD, uno de los estándares más utilizados para el diseño de puentes.

1.6 Justificación

La comunidad de la vereda Cubugón, pueblos, corregimientos y veredas aledañas al puente Cubugón en el municipio de Toledo Departamento Norte de Santander, requieren que se mantenga el puente actual en buen estado o que se construya un puente vehicular en caso de que el vigente no supla la necesidades existente, ya que los antiguos puentes del nororiente del país no existen en la actualidad. Demanda, debido al crecimiento demográfico. Una pequeña porción de esta población son niños y padres que visitan el área y el lugar de trabajo; Personas que tienen que utilizar este camino para llegar a estos centros, por la falta de alternativas para construir nuevos puentes, mantener y analizar sus estructuras a través de nuevos programas como el estándar AASHTO LRFD. Los expertos nacionales tienen la obligación de estar presentes y generar oportunidades de desarrollo para nuestro pueblo dando respuestas oportunas a los problemas reales que se presenten, potenciando así la competitividad de la economía nacional en un mercado cada vez más industrializado.

La investigación a realizar en este estudio será un referente para los estudiantes de ingeniería civil o profesiones afines; porque los proyectos finales que se realizan en el área se realizan con mucha rapidez y sin demasiada investigación detallada.

Justificación Técnica:

El puente es un factor de modernidad y desarrollo para cualquier actividad económica y social. En el país, este tipo de estructura es un medio de comunicación utilizado en el transporte de personas y mercancías de un lugar a otro, especialmente brindando mayor seguridad. Para el desarrollo del estudio también se planificaron equipos de gabinete utilizados para levantamiento topográfico, equipos experimentales para ensayos de suelos y el uso de Bridge Designe 2016 para uso estudiantil y de descarga gratuita en la red, es un software de modelado de última generación. Quién contribuyó a este proyecto de tesis.

Justificación social:

Con el desarrollo de esta investigación se contribuirá a solucionar los problemas que enfrenta esta población, que ponen en peligro la vida humana, y así se podría brindar “condiciones ópticas tanto para humanos como para animales” a conductores y peatones en la resolución de sus conflictos, teniendo en cuenta la reducción del tiempo de desplazamiento, brindando comodidad, seguridad y facilidad de uso a los usuarios” (García & Suárez, 2002, p. 17), asignan la ejecución del proyecto al gobierno porque beneficiará a muchas personas.

Justificación Económica

En el mundo en que vivimos, uno de los aspectos más importantes a tomar en cuenta es la seguridad, la vida humana es invaluable, es por eso que un proyecto de mantenimiento o propuestas de análisis estructural La superestructura en la construcción del puente reducirá el riesgo de que ocurran accidentes en la zona. “En términos del costo económico de un accidente de tránsito para el país, supera el costo de construir un puente” (García & Suárez, 2002, p. 87). Las entidades públicas destinan un presupuesto muy grande para esta obra. Además, este proyecto será gratuito para las ciudades o instituciones encargadas de la infraestructura en estudio.

2. OBJETIVOS

La presente investigación es de vital importancia para la vía del Cubugón, en el municipio de Toledo Departamento Norte de Santander, ya que beneficiará en gran medida su transporte. Es importante utilizar el puente ya que es la única forma segura de trasladar a los residentes de la zona a los centros de población donde no hay otras opciones seguras de cruce disponibles para ellos. En lo personal, me permitirá aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica.

2.1 Objetivo general

Analizar los procedimientos técnicos de superestructuras del puente vehicular, de concreto y de acero de acuerdo a la norma AASHTO-LRFD resistencia óptimos ubicado en la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66.

2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar qué tipo de puente vehicular presentará las mejores condiciones y facilidades en el proceso constructivo.
- Investigar qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona al momento de analizar y ejecutar la construcción de ambos
- Generar material de referencia para investigaciones futuras en nuestro país acerca del diseño estructural de puentes vehiculares utilizando la normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes.

3. Cuerpo del trabajo

3.1 Marco referencial

3.2 Introducción a puentes.

Un puente es un tipo de estructura a gran escala que cruza ríos, aberturas, simas u otras estructuras, permitiendo el paso completo y seguro de vehículos, trenes y peatones. La estructura de un puente se divide en dos partes, la superestructura y la subestructura. En la figura 3 se pueden ver las partes y estructura de un puente.

La superestructura consiste en una losa o tablán que se carga directamente; armaduras, vigas, cables, arcos y arcos son los que transmiten las cargas desde el tablero hasta los apoyos. Una superestructura es una estructura que está sujeta a cargas muertas (peso muerto, losas, vigas, pavimentos, capas asfálticas, barandas, etc.) y a cargas vivas (vehículos, peatones, etc.).

La estructura de la obra está compuesta por columnas, torres, cimentaciones, los estribos son los apoyos últimos y los pilares son los apoyos centrales, la cimentación es la encargada de transmitir la fuerza al terreno. La subestructura es lo que soporta las cargas proporcionadas por la superestructura, presión del suelo, fuerzas sísmicas, entre otros.

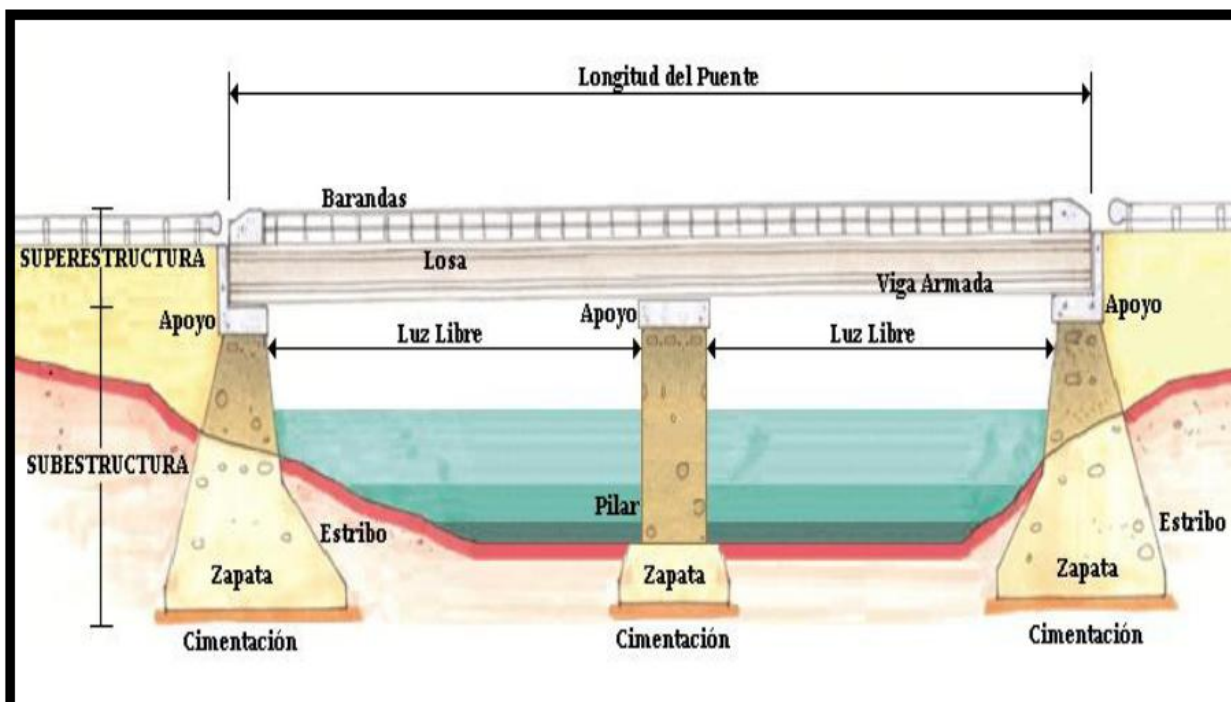


Figura 3: Partes generales de un Puente. Elaboración propia.

Este estudio se enfoca en el análisis estructural de puentes de acero, los cuales están constituidos por estructuras metálicas rígidas debido a que tienen una alta resistencia formada por los miembros longitudinales de la sección límite, frente a las cargas por efecto de flexión debido a la realidad, que sus propiedades no cambian apreciablemente con el tiempo. La construcción de estas estructuras es rápida, pero tienen altos costos de mantenimiento y están sujetas a los efectos corrosivos de los agentes atmosféricos, así como al humo y gases de las ciudades y el medio ambiente. Es por ello que el mantenimiento de estas estructuras se encarece.

3.3 Análisis de elementos prefabricados.

Los elementos prefabricados son elementos que se fabrican antes de la construcción y de esta manera los elementos se colocan directamente en la obra, ahorrando tiempo y recursos, beneficiándose así de la facilidad y rapidez de colocación. Para la construcción de puentes también se utilizan vigas prefabricadas, se dividen en vigas pretensadas y vigas postesadas.

Las vigas pretensadas detalladas en la figura 4 son elementos que se pretensan antes del hormigonado para eliminar los esfuerzos de tracción. Estas vigas se fabrican en el taller y luego se transportan al sitio de construcción.

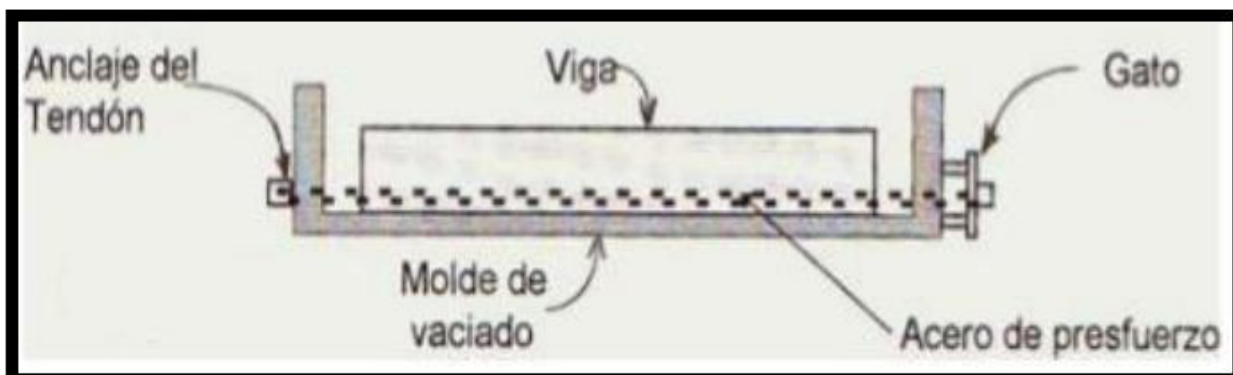


Figura 4: Diseño de Viga Pretensada.

Fuente: Castro E. (2013; P.24)

Las vigas pretensadas que se detallan en la Figura 5 son los elementos que se tensionan después del vertido del hormigón, eliminando así los esfuerzos de tracción una vez que el hormigón ha fraguado por completo. Estas vigas se fabrican directamente en la obra.

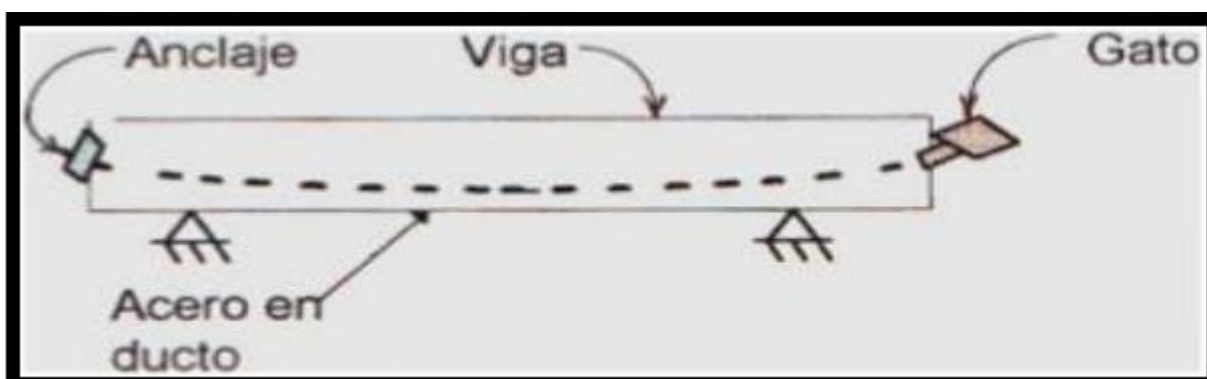


Figura 5: Diseño de Viga Pos tensada.

Fuente: Castro E (2013;p. 15).

3.4 Normativa y diseño lrfd.

La primera norma ampliamente reconocida para el diseño y construcción de puentes fue publicada en Estados Unidos en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHO), la cual es el organismo antecesor de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), dejando una gran acumulación de conocimientos relacionados al diseño de puentes vehiculares los cuales sirvieron para continuar investigando y actualizando la data inmensamente hasta la actualidad. Tanto las teorías redactadas y estudiadas en las normas como las prácticas realizadas en campo han ido evolucionando de una manera muy importante, ya que han servido para demostrar todos los avances logrados a través de las distintas investigaciones de la AASHTO como las propiedades de los materiales, el uso de nuevos materiales, análisis más racionales y precisos del comportamiento estructural, así como también los avances tecnológicos de maquinarias y de la informática, la cual ha ido creando los software de diseño estructural relacionados a puentes y que hasta la actualidad siguen actualizándose y sirviendo a todo aquel que se vea relacionado a investigar, aprender o aportar en la evolución del diseño de puentes basados en una norma conocida en la actualidad como la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Actualmente se han venido estudiando eventos extremos los cuales representen e involucren riesgos particulares para los puentes así como eventos o movimientos sísmicos, socavación, fatiga, corrosión, entre muchos otros eventos los cuales vienen aumentando cada vez más. Desde el origen de la primera norma hasta el comienzo de la década de los años 70, la única filosofía de diseño usada fue la del Diseño por Esfuerzos Admisibles la cual se le conoció por sus siglas ASD. Luego, a principios de la misma década, dicha filosofía de diseño se ajustó para reflejar nuevas variaciones en las cargas previstas de viento y vehículos, dando lugar así a una

nueva filosofía de diseño basada en diseñar de acuerdo con un factor de carga conocido. es Design by Ultimate Resistance o también el antecesor LFD del actual estándar LRFD, este último tiene en cuenta el cambio aparente en el comportamiento de los elementos estructurales en base a métodos estadísticos.

La primera edición de AASHTO LRFD Bridge Design Specification se publicó en junio de 1994 y presentó unidades de los sistemas inglés e internacional. Desde esa publicación ha habido innumerables revisiones al Reglamento, el cual ha sido actualizado a lo largo de los años hasta el día de hoy y con proyecciones de nuevos estudios y actualizaciones.

Esta especificación LRFD, que significa "Factor de carga y resistencia", es una filosofía de diseño basada en nuevos desarrollos en ingeniería de puentes. Este método de diseño LRFD tiene en cuenta explícitamente las propiedades cambiantes de los elementos estructurales. El LRFD se basa en el uso extensivo de métodos estadísticos para determinar con precisión los factores de carga y resistencia apropiados para cada tipo de miembro estructural. También notamos que el método LRFD especifica.

3.5 Metodología aashto-lrfd.

El estándar AASHTO LRFD presenta una metodología para el diseño de factores de carga y resistencia, los cuales han sido desarrollados a partir de una teoría de confiabilidad basada en el conocimiento estadístico actual de cargas y aplicaciones de tratamiento de texturas.

Esta norma describe los procedimientos de diseño destinados a proporcionar un margen adecuado de seguridad en el diseño de puentes. Estos procedimientos de diseño se basan en el análisis de los efectos de la carga y la resistencia del material reflejados en las especificaciones de diseño de los puentes

Los requisitos de la especificación estándar AASHTOLRFD están destinados a la aplicación en el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes de carretera.

Análisis de sobrecarga del vehículo de diseño.

En la metodología AASHTO LRFD, la sobrecarga de vehículos o la sobrecarga de vehículos en el pavimento de una estructura de puente también se conoce como HL93. Esto incluye la siguiente combinación:

- Camión de diseño o Tandem de diseño
- Carga de carril de diseño

Los camiones de diseño o tandem de diseño son los encargados de generar o transmitir cargas sobrecargadas al tránsito en las vías de los puentes de las vías de diseño. El vehículo de diseño o vehículo de diseño se utiliza como simulador de carga viva, lo que nos ayuda a analizar las mayores fuerzas de arrastre, desplazamiento y deformación provocadas en toda la estructura del puente.

Camión de Diseño.

El freno vehicular del camión de esquema combinación con el tributo de rail de esquema se le denomina incluso HL-93K, generalmente se utiliza para fingir los esfuerzos máximos en puentes de inteligencia más largas.

El camión de diseño se detalla en la Figura 6. Tiene tres ejes transversales de 1.80m de ancho cada uno, el primer eje delantero es de 3.63T (35KN), el segundo de 14.52T (145KN) ubicado a 4.30m del eje delantero, y un tercer eje trasero de 14,80 T (145 KN) situado entre 4,30 m y 9,00 m del segundo eje..

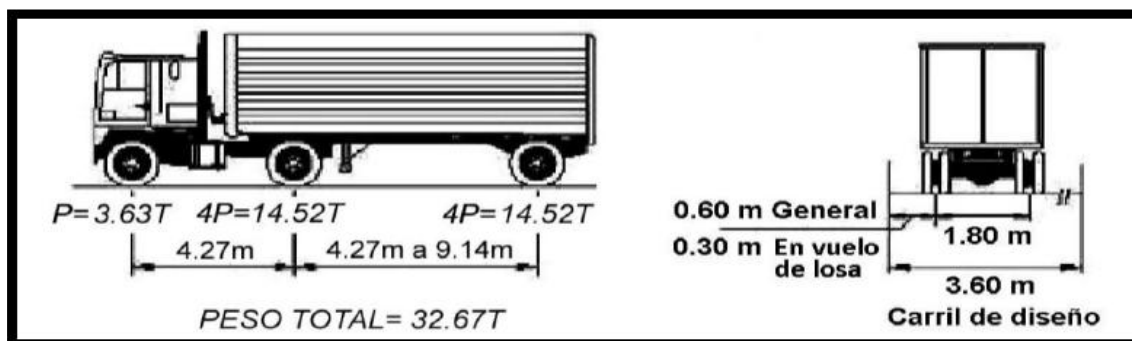


Figura 6: Camión de Diseño HL-93K.

Fuente: MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén, del libro de Puentes con AASHTO- LRFD 2014 (Seventh Edition).

3.6 Tandem de diseño.

La carga de diseño del vehículo paralela a la carga de diseño de la vía también se conoce como HL93M, se usa comúnmente para simular la tensión máxima en puentes de tramos más cortos.

El diseño paralelo se detalla en la Figura 7. Tiene dos ejes horizontales, cada uno de 1.80 m de ancho, siendo los dos de 11.34 T (110 KN) más un total de 22.68 T (220 KN), están separados 1.20 m. 5.

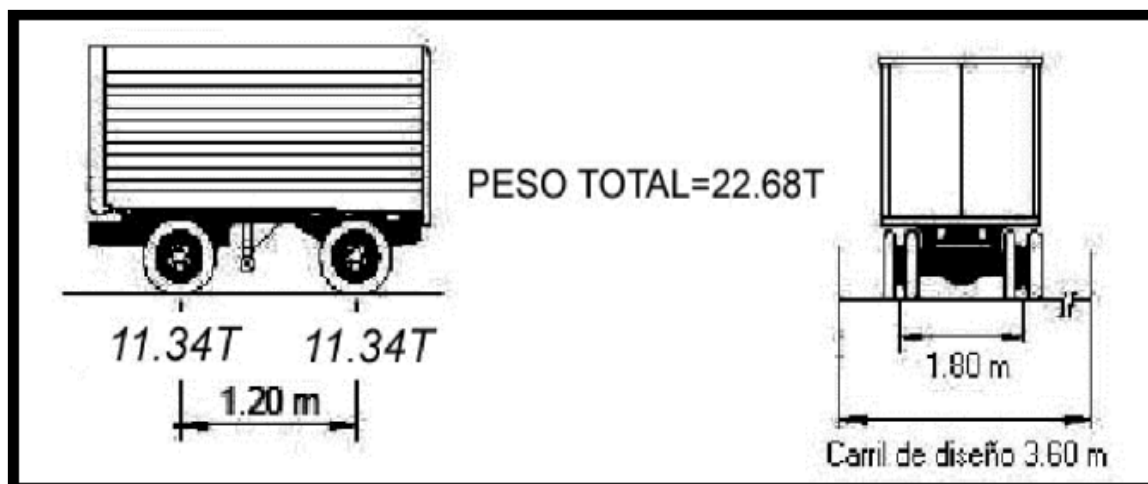


Figura 7: Camión diseño HL93M

Fuente: MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén, libro Bridges with AASHTOLRFD 2014 (séptima edición).

3.7 Análisis del carril de diseño.

Una vez decidido entre el camión de diseño o el tándem de diseño a utilizar, se simula en la vía o vía de diseño, según el método AASHTO LRFD, que es una vía con una carga distribuida de 9,3 N/mm en un carril. o carril de tráfico se define como el número de carriles que se pretende utilizar para cruzar el puente. Para este análisis, el camión de diseño debe colocarse en la posición más desfavorable del carril. Para el estándar AASHTO, los carriles de diseño usan 3,0 m de ancho y las calles de rodaje usan un ancho típico de 3,60 m. Luego los rieles de diseño serán detallados en la siguiente figura 8.

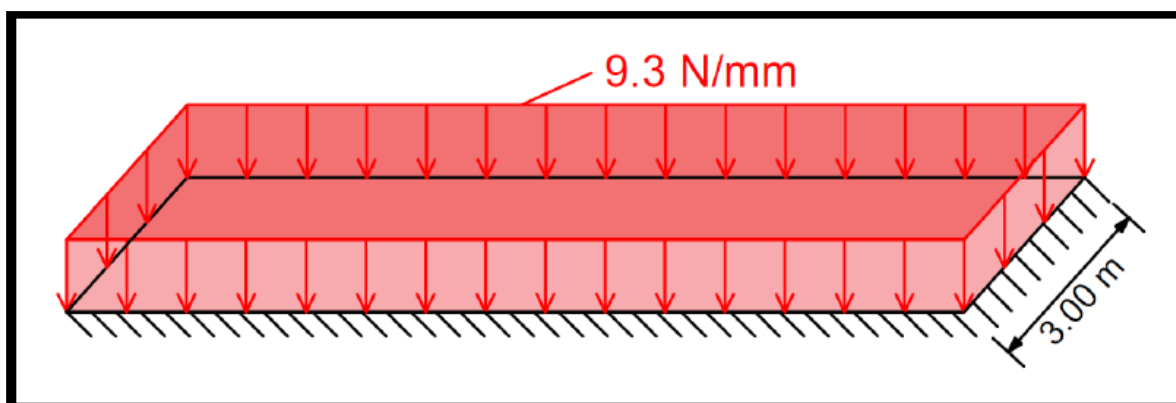


Figura 8: Carga de Carril de Diseño. Elaboración Propia

3.8 Análisis de sobrecarga vehicular en apoyos intermedios

Para aplicar momentos negativos en apoyos intermedios o internos, se deben cumplir ciertos criterios, que se detallan a continuación:

- Se deben considerar dos camiones de diseño, cada uno con un lado del estante interior y estos camiones deben estar separados por al menos 15 m.
- Para la distancia entre los ejes más pesados del camión de diseño se debe considerar una distancia mínima de 4.30 m.

- El par y el corte deben considerarse como el 90 % de las dos cargas de diseño combinadas con el 90 % de la carga de diseño del carril.

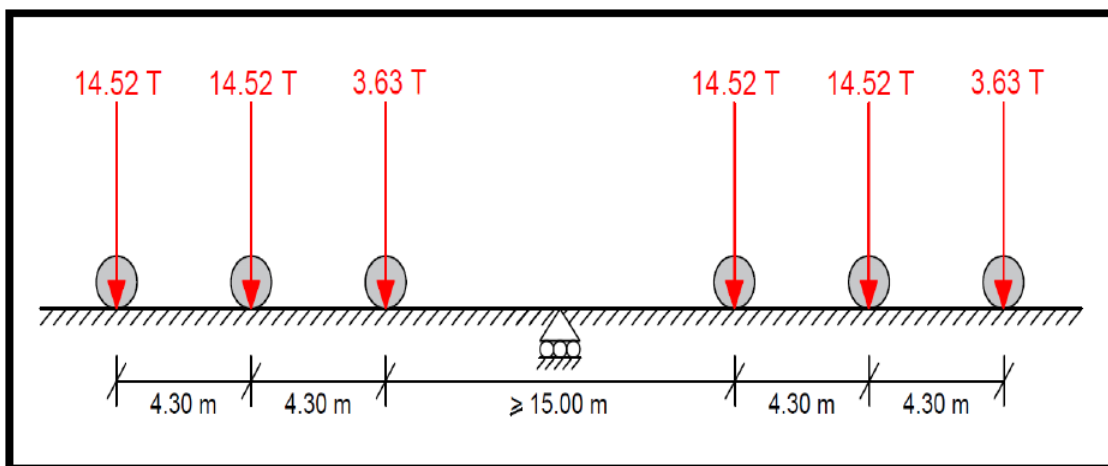


Figura 9: Aplicación de la Carga viva Vehicular en apoyos intermedios. Elaboración Propia.

3.9 Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante.

Para encontrar las relaciones de longitud y canto de luz para hormigón armado, hormigón pretensado y losas y vigas de acero, se deben tener en cuenta ciertos criterios, relacionados con el límite de canto mínimo que se explica en la Tabla 1 es un extracto de la norma AASHTO LRFD y se deriva de versiones anteriores. de la norma AASHTO, que contiene los cálculos de profundidad mínima comúnmente utilizados para el diseño de superestructuras de profundidad constante o profundidad constante, y así continuar con la medición previa del diseño del puente. Las tablas de límites deben explicarse en el diseño en toda su profundidad o, a menos que se especifique lo contrario.

Donde:

S: Espaciamiento entre vigas

L: Longitud del tramo

Ambas expresadas en mm

Tabla 1: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Fuente: de la Tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

3.10 Factores de carga y combinaciones de cargas

El estándar AASHTO LRFD se basa en el uso de extensos métodos estadísticos para calcular con alta precisión los factores de carga y resistencia adecuados para todo tipo de elementos estructurales.

La suma de los efectos de todos los factores de carga y combinaciones de carga debe calcularse como se indica en la siguiente ecuación ponderada:

$$Q = \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

n = modificador de las cargas

Q_i = solicitación de carga

γ_i = factor de carga

$$n = \begin{cases} n_D = \text{factor relativo a la ductilidad} \\ n_R = \text{factor relativo a la redundancia} \\ n_I = \text{factor relativo a importancia operativa} \end{cases} \quad \text{for } n > 0.95$$

Las combinaciones resultantes de fuerzas extremas ponderadas se determinan a continuación para los siguientes estados límite:

- Resistencia I: Resumen de las cargas de línea de base asociadas al uso normal de vehículos en el puente sin presencia de viento.
- Resistencia II: La combinación de cargas relacionadas con el uso del puente por vehículos con propiedades especiales especificadas por el propietario y vehículos de circulación limitada, ambos sin viento.

- Resistencia III: Combinación de cargas asociadas a puentes sometidos a vientos superiores a 90 km/h.
- Resistencia IV: La combinación de cargas representa una relación muy alta entre el esfuerzo causado por la carga permanente y el esfuerzo causado por la sobrecarga.
- Resistencia V: Cargas agregadas asociadas al uso del puente por vehículos convencionales con vientos de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I: combinaciones de carga incluyendo sismos.
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas asociadas con cargas de hielo, colisiones de barcos y vehículos, y algunos eventos hidráulicos con alivio de sobrecarga distintos a los que forman parte del peso de colisión del vehículo de carga.
- SERVICIO I: Combinación de cargas asociadas al uso normal del puente con vientos de 90 km/h, considerando todas las cargas en sus valores nominales. También interviene en el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, y en el control del ancho de fisuras en estructuras de hormigón armado.
- SERVICIO II: Combinar cargas para controlar el deslizamiento del acero estructural y la sobrecarga del vehículo en las conexiones deslizantes críticas.
- SERVICIO III: Incorporación de cargas separadas de tracción en superestructuras de hormigón pretensado, para el control de fisuras.
- SERVICIO IV: Combinación de cargas relacionadas específicamente con los esfuerzos de tracción en estructuras de hormigón pretensado, para el control de fisuración.

- Fatiga I: La combinación de fatiga y cargas de falla se relaciona con una vida infinita de resistencia a la fatiga inducida por carga.
- Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida de fatiga debido a cargas finitas.

A continuación, las Tablas 2 y 3 detallan los valores de desempeño de la combinación de cargas en función del estado límite y su factor de carga en función del tipo de carga con la que trabajará.

Tabla 3: Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).

Fuente: de la Tabla 3.4.1-2 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

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

3.11 Presencia de múltiples sobrecargas.

La sobrecarga se calculará teniendo en cuenta cada posible combinación de carriles cargados, junto con sus respectivos Múltiples de Presencia, para considerar el caso más desfavorable posible. Estos valores deben usarse cuando se busca el efecto de un carril cargado y se pueden usar cuando se busca el mismo efecto de tres o más carriles cargados. Estos factores se presentan en la Tabla 1.

Los factores de presencia múltiple se incluyen en las ecuaciones aproximadas de distribución de momentos y esfuerzos cortantes en las vigas interior y exterior para un solo carril cargado o para varios carriles cargados, los cuales se presentan en detalle más adelante en las tablas n° 2, 3, 4 y 5.

Tabla 4:Factor de Presencia Múltiple (m).
Elaboración Propia basada en la Tabla 3.6.1.1.2-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

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

3.12 Factores de distribución en puentes de viga y losa.

El método del factor de distribución para momentos y cortantes se debe aplicar a los puentes analizados para un solo carril de carga o para múltiples carriles de sobrecarga proporcionando una aproximación similar al valor requerido en cada carril.

Para distancias entre haces mayores que el ámbito de aplicación, las condiciones a observar se especifican en las tablas de 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD, a menos que las condiciones sean Esta establece lo contrario en esta cláusula sobre sobrecargas en cada viga debe ser la reacción del carril cargado que se determinará de acuerdo con la ley de momento.

La ley de los momentos incluye la suma de los momentos que intervienen en un apoyo para calcular la respuesta a otro, simulando que el elemento soportado resiste sobre apoyos internos.

Para desarrollar esta tesis, se diseñará un puente de tres vigas, aplicando la Ley de Momento, tomando como modelo la Figura N° 10 a continuación. Para el cálculo de la viga

exterior se tendrán en cuenta los momentos de unión supuesta de la losa de hormigón sobre la viga central.

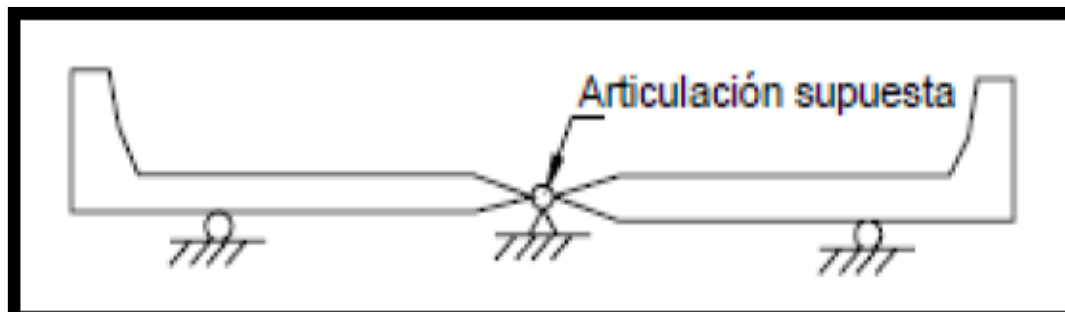


Figura 10: Ejemplo de modelo para la aplicación de la Ley de momentos en un puente de tres vigas.

Fuente: de la Figura C4.6.2.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

En la investigación de esta tesis en el análisis de puente existente de los puentes se utilizarán vigas Te de hormigón y vigas de acero, por lo tanto para poder calcular el momento flector y el corte por sobrecarga para las vigas se deberán usar las siguientes especificaciones que se detallarán a continuación:

3.13 Factores de distribución para momento en vigas interiores

Para el cálculo del momento flector por sobrecarga para vigas interiores Te de hormigón y vigas interiores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para momento de la Tabla N°5.

Tabla 5: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.
Fuente: de la Tabla 4.6.2.2.2b-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_i^3} \right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_i^3} \right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_i \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ m $S \leq 3200$ mm

3.14 Factores de distribución para momento en vigas exteriores.

Para el cálculo del momento flector por sobrecarga para viga exterior de hormigón T y viga exterior de acero, se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecarga en carriles para momentos de la Tabla 6. Se debe respetar la distancia entre la membrana exterior de la viga exterior y el interior del borde de la misma. la pista de tráfico se considera positiva si la red

exterior está dentro de la cara interior de la pista de tráfico y negativa si está fuera de la pista de tráfico.

Tabla 6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores.
Fuente: de la Tabla 4.6.2.2.2d-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

3.15 Factores de distribución para corte en vigas interiores.

Para el cálculo del corte por sobrecarga para vigas interiores Te de hormigón y vigas interiores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para corte de la Tabla N° 7.

Tabla 7: Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores.

Fuente: de la Tabla 4.6.2.2.3a-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

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

3.16 Factores de distribución para corte en vigas exteriores.

Para el cálculo del corte por sobrecarga para vigas exteriores Te de hormigón y vigas exteriores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para corte de la Tabla N° 8

Tabla 8: Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.

Fuente: de la Tabla 4.6.2.2.3b-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

3.17 Ancho efectivo del ala de la viga.

Para el cálculo del ancho efectivo del ala de la viga se deben seguir parámetros, los que se detallan a continuación:

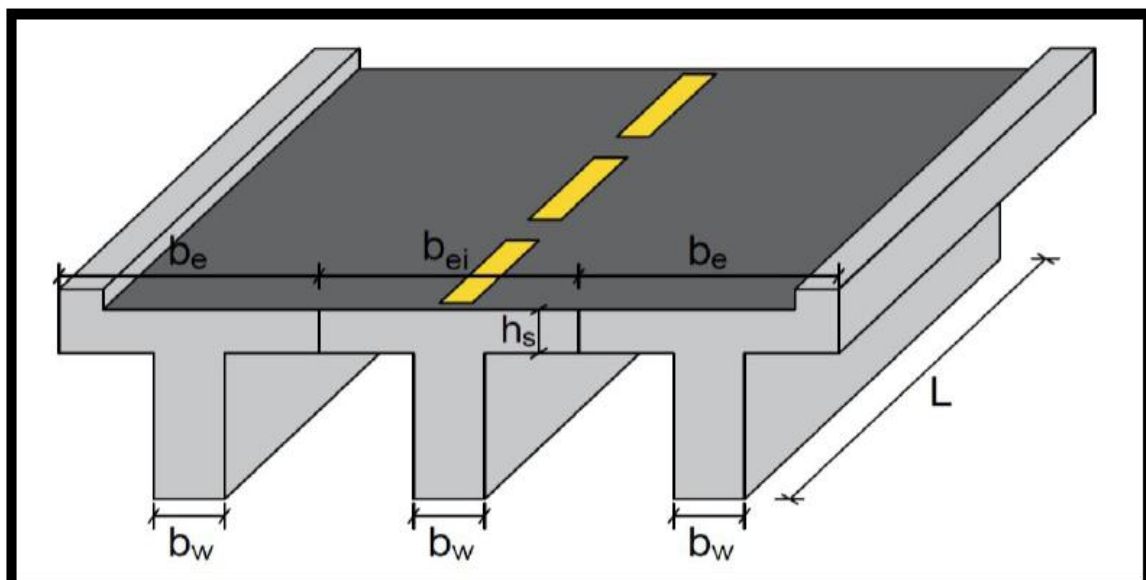


Figura 11: Ancho efectivo del ala en vigas internas y externas. Elaboración propia

Para vigas interiores:

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{l} L/4 \\ 12h_s + b_w \\ \text{Espaciamiento entre ejes de vigas} \end{array} \right\}$$

Para vigas exteriores:

$$b_e - b_{ei}/2 \left\{ \begin{array}{l} L/8 \\ 6h_s + b_w/2 \\ \text{Ancho del voladizo} \end{array} \right\}$$

3.18 Método

La investigación tendrá un nivel de complejidad del tipo explicativo, porque el tema a investigar y analizar contiene variables como resistencia, rigidez y costo, las cuales están relacionadas entre sí. Entonces la parte técnica hace variar a la parte económica según el tipo de diseño del puente a diseñar.

Por lo tanto, esta investigación se considera explicativa porque hace depender a la variable de costo del material que se utilizará, considerando aquí a la variable de resistencia y rigidez.

Sigue un paradigma positivista, el cual busca encontrar las causas de variabilidad del diseño de un puente basadas en un método empírico y analítico.

El análisis al que se someterá la investigación será del tipo cuantitativo ya que abarcará un análisis en el que se examinarán los datos y los resultados de manera numérica comprobando la formulación de los objetivos, y gracias a esto se obtendrá un entendimiento más claro en el que se responderán las preguntas de la investigación.

El método a utilizar es experimental, ya que se diseñarán las estructuras del modelo puente existente, para así poder simular los posibles resultados de resistencia y costos mediante cálculos manuales y también mediante el cálculo del software de diseño estructural y de esta manera realizar las comparaciones necesarias.

3.19 Variables

3.19.1 Variable independiente

3.19.1.1 Resistencia.

La resistencia es la capacidad de un cuerpo, elemento o estructura de soportar las cargas estructurales sin llegar al colapso. Para esta investigación la variable referida a la resistencia del puente se clasificará en las siguientes:

Resistencia del concreto (f'_c): 280 kg/cm², 350 kg/cm²

Se hace referencia a la resistencia a compresión del concreto endurecido, donde es la etapa de endurecimiento que inicia con el fraguado final del concreto y prosigue en el tiempo dependiendo totalmente de las condiciones de curado del material.

Resistencia del acero (f_y): 4200 kg/cm²

Se hace referencia al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en estructuras de concreto. Se presenta en la curva de esfuerzo vs deformación, obtenida al someter a tensión una barra de acero, en donde el acero deja de ser elástico y adquiere deformaciones permanentes debido al esfuerzo de fluencia.

3.19.1.2 Rigidez.

Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de contraponerse a las deformaciones y/o desplazamientos generados por cargas vivas o muertas en la estructura. Así como también se puede definir como la capacidad de soportar las cargas o tensiones sin presentar deformaciones o desplazamientos excesivos en la estructura. La rigidez depende del Módulo de Elasticidad, la sección, la inercia y de la longitud del cuerpo, elemento o estructura.

3.20 Variable dependiente

3.20.1 Puente vehicular.

Es el tipo de puente que posee una superestructura rígida de vigas con estructura de concreto armado o de acero estructural, las cuales hacen posible que los puentes puedan soportar grandes pesos y grandes longitudes.

Las vigas pueden estar apoyadas en tres o más pilares. Estas vigas pueden ser empleadas en el puente teniendo una variedad de formas como por ejemplo vigas I, H, T, caja hueca, de perfiles metálicos, etc.

A continuación, se muestra un indicador principal de esta variable dependiente:

Costo:

Es la referencia al gasto que se llega al ejecutar un proyecto de diseño y construcción, la cual se mide de acuerdo a la mejor rentabilidad económica, en Colombia la moneda que se usa es el Peso Colombiano. Este costo se puede optimizar mediante un buen diseño, una buena planificación y una adecuada distribución, con los cuales se puede llegar al resultado final en menos tiempo, reduciendo de esta manera la mano de obra, el alquiler de las maquinarias, el agua y la energía, y los costos de almacenaje; y estos son expresados en unidades monetarias.

3.20.2 Líneas de influencia

Las líneas de influencia pueden definirse como una expresión gráfica donde las ordenadas representan la variación de esfuerzos como los momentos máximos, reacciones, cortantes, fuerzas normales y deformaciones que pueden ocurrir en una estructura bajo la acción de cargas vivas o móviles que originen fuerzas críticas o 18 máximas.

Para el caso de estructuras como puentes con vigas isostáticas las líneas de influencia se expresan como líneas rectas mientras que en puentes con vigas hiperestáticas las líneas de influencia se expresan como curvas.

Existen tres tipos de métodos los cuáles sirven para poder hallar las respectivas líneas de influencia de estructuras isostáticas e hiperestáticas, estos métodos son:

- Método de Carga Unitaria
- Método de Müller - Breslau
- Método de Fuerza Bruta

Para la elaboración de esta tesis, las líneas de influencia deben ser calculadas antes de comenzar con el análisis de la superestructura del tipo de puente existente. Por lo tanto, se

calcularán y graficarán las líneas de influencia para momento, reacción y cortante del puente vehicular continuo de tres tramos de 25m, 30m y 25m que en este caso es una estructura hiperestática, utilizaremos dos de los métodos mencionados, el método de Müller – Breslau y el método de Fuerza Bruta, los cuales se detallan a continuación:

3.20.3 Método de Müller - Breslau

El método de Müller – Breslau es también conocido como el método de trabajos o desplazamientos virtuales. Este método consiste en que la reacción, momento, cortante, deflexión o fuerza interna de una estructura actúan a lo largo de un desplazamiento generado al retirar la restricción correspondiente a las fuerzas internas colocando en su lugar una fuerza unitaria formando así una curva elástica, la cual después se dividirá entre el desplazamiento generado en el punto de la aplicación de la fuerza unitaria.

A continuación, utilizando el método de Müller – Breslau se determinarán las Líneas de Influencia del momento flector en el apoyo B de la viga del nuevo diseño del puente vehicular de la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66, de 80m de largo y 3 tramos de 25m, 30m y 25m como se muestra a continuación:

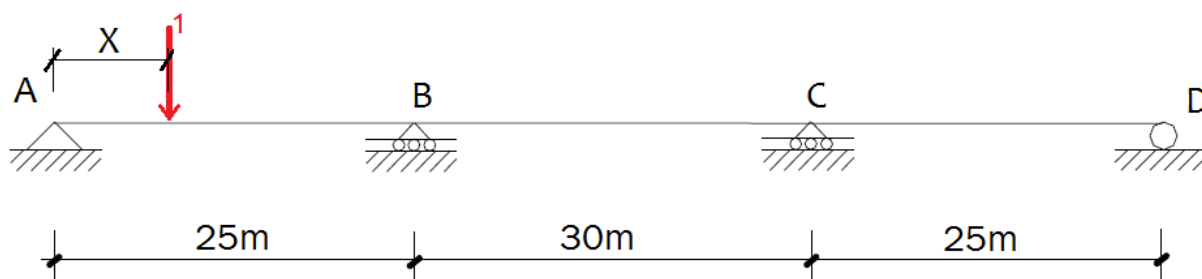


Figura 12 Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.

a) Liberamos el apoyo B de la viga de su capacidad de flexión estableciendo una rótula. Definimos la flexión liberada en el punto como un momento externo F_1 como se muestra en el siguiente modelo:

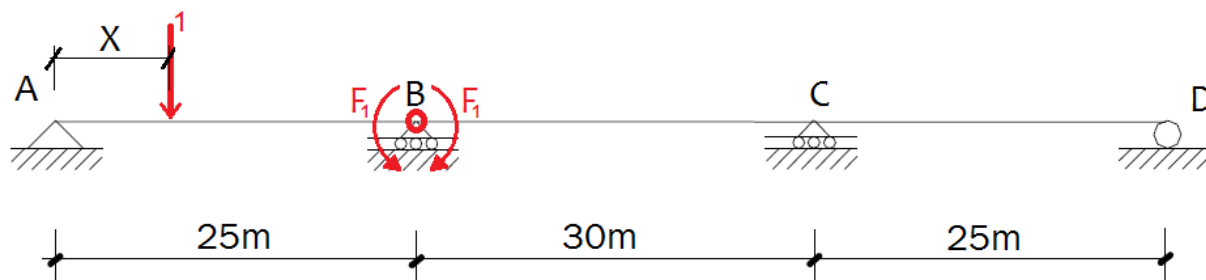


Figura 13 Viga continua con una rótula instalada en el apoyo B. Elaboración propia.

b) El modelo tomado puede ser expresado como:

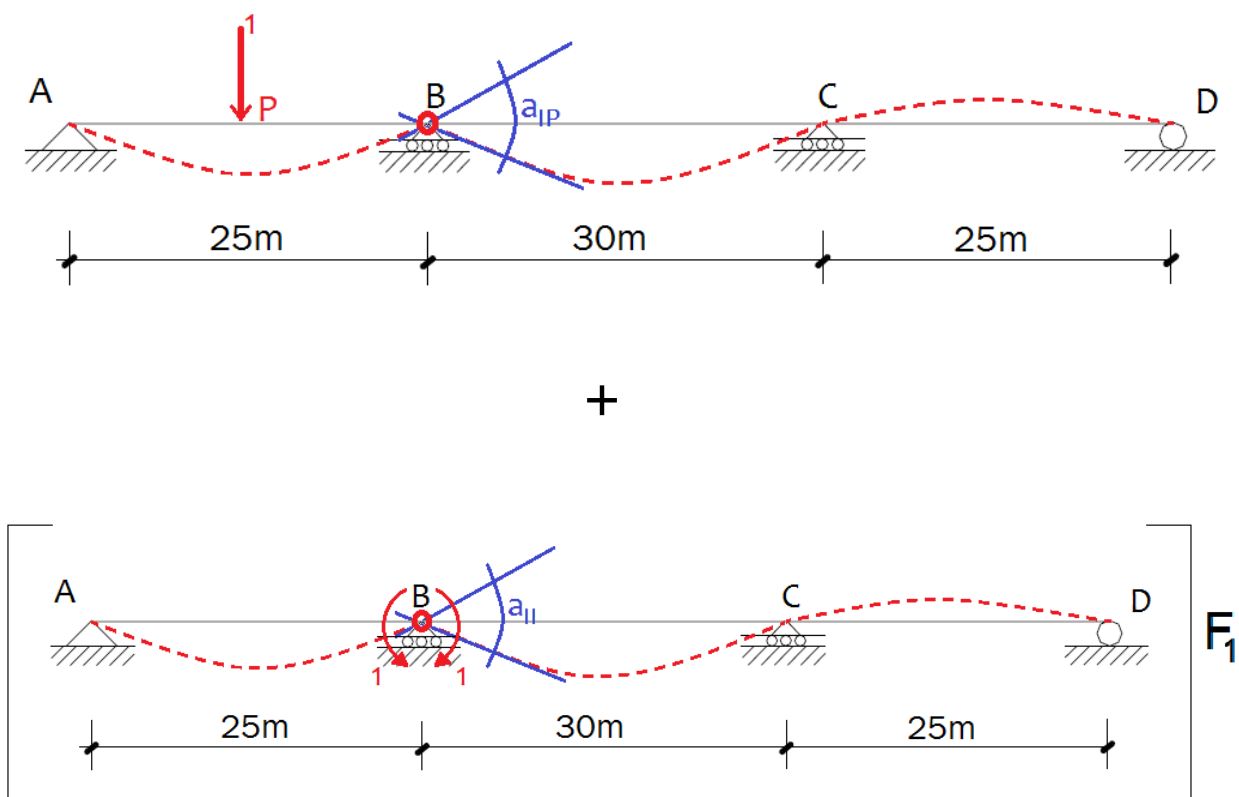


Figura 14 Principio de superposición de la viga con curva elástica más la viga con deflexión por una fuerza externa. Elaboración propia.

Donde P viene a ser un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes a la deformada en el punto de inflexión B, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_1 P + a_{11} \cdot F_1 = 0$$

Como:

$a_1 P = a_{P1}$ (Según el Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)

$$F_1 = MB$$

$$\text{Luego: } a_{P1} + a_{11}(MB) = 0$$

$$MB = -a_{P1}/a_{11}$$

c) Para obtener MB calculamos la ecuación de la elástica a_{P1} así como la deflexión a_{11} aplicando el método de la viga conjugada.

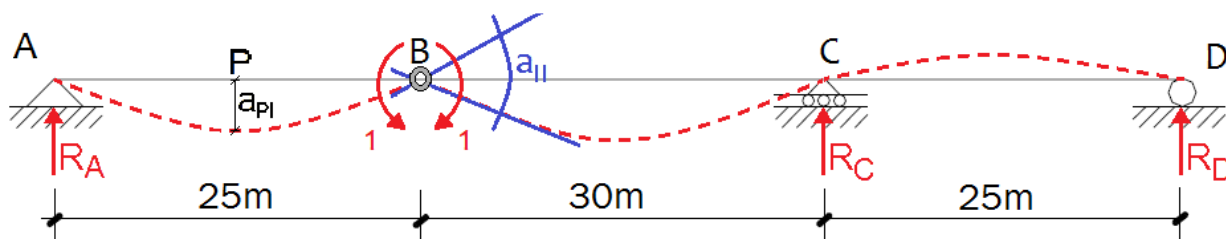


Figura 15 Curva elástica a_{P1} más la deflexión a_{11} de la viga continua. Elaboración propia.

Ahora aplicamos el método de la Viga Conjugada para transformar la viga en el modelo que se muestra a continuación:

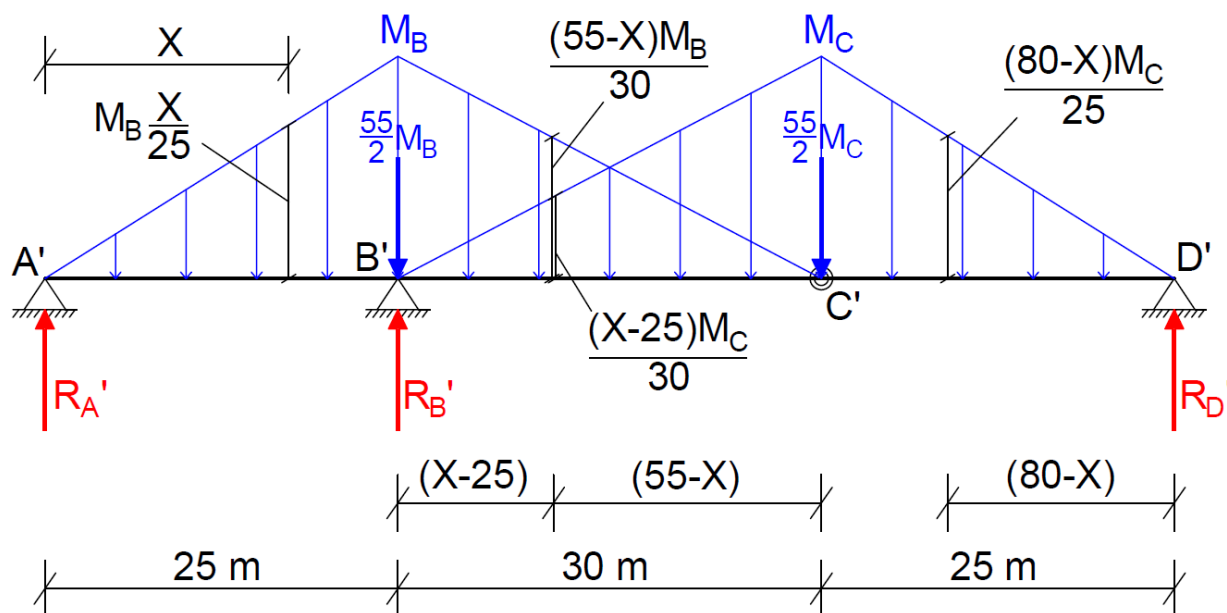


Figura 16 Viga continua con la aplicación del método de la Viga Conjugada. Elaboración propia.

Luego, en la viga conjugada se plantean las siguientes ecuaciones estáticas:

$$\sum FV=0: R_A' + R_B' + R_D' - 552M_B - 552M_C = 0 \dots (1)$$

$$\sum M_B, izq=0: 25R_A' - 625M_B = 0 \dots (2)$$

$$\sum M_C, der=0: 25R_D' - 625M_C = 0 \dots (3)$$

$$\sum M_A' = 0: 25R_B' + 80R_D' - 733.33M_B - 1466.67M_C = 0 \dots (4)$$

La quinta ecuación la obtenemos de la viga superior, de donde tomaremos momentos en la articulación B a la izquierda.

$$R_A(25) - 1 = 0 \rightarrow R_A = 1/25$$

$$M_B = R_A * 25 \rightarrow M_B = 1 \dots (5)$$

Reemplazamos la ecuación (5) en la ecuación (2) para poder obtener el valor numérico de R_A

$$25R_A' - 625/6 (1) = 0$$

$$R_A = 4.1667$$

Entonces para hallar las incógnitas faltantes, se debe resolver el sistema de ecuaciones lineales de 3x3 de las ecuaciones (1), (3) y (4)

$$R_B' + R_D' = -55/2$$

$$M_C = 23.3333$$

$$25R_D' - 625/6 M_C = 0$$

$$25R_B' + 80R_D' - 1466.67M_C = 0$$

Ordenamos el sistema de ecuaciones

$$\begin{vmatrix} 1 & 1 & -27.5 \\ 0 & 25 & 104.167 \\ 25 & 80 & -1466.67 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} R_B' \\ R_D' \\ M_C \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 23.333 \\ 0 \\ 733.33 \end{vmatrix}$$

Finalmente, al resolver las ecuaciones, obtenemos los siguientes valores:

$$R_A' = 4.167 \quad R_B' = 16.9699 \quad R_D' = -1.1363$$

$$M_B = 1 \quad M_C = -0.2727$$

Calculando a_{11} :

$$a_{11}(EI) = R_B' = 16.9699$$

Calculando α_{P1} para el Tramo AB ($0 \leq X \leq 25$):

$$\alpha_{P1}(EI) = R_A'(X) - 1/2(M_B X/25)(X)(X/3)$$

$$\alpha_{P1}(EI) = 4.167X - X^3/150$$

Calculando $\mathcal{C}P1$ para el Tramo BC ($25 \leq X \leq 55$):

$$\begin{aligned} a_{P1}(EI) &= R_A(X) - 1/2 M_B 25(X-50/3) - 1/2 M_B (X-25)^2/3(X-25) \\ &\quad - 1/2(X-25)[(55-X)M_B]/30.(X-25)/3 \\ &\quad - 1/2(X-25)(X-25)M_C]/30.(X-25)/3 + R_{B'}(X-25) \\ a_{P1}(EI) &= 4.167X + 16.9697(X-25) - 12.5(X-50/3) - 1/3(X-25)^2 \\ &\quad - (X-25)^2.(55-X)/180 + (0.2727/180)(X-25)^3 \end{aligned}$$

Calculando a_{P1} para el Tramo CD ($55 \leq X \leq 80$):

Tomando momentos hacia la derecha:

$$\begin{aligned} a_{P1}(EI) &= R_{D'}(80-X) - 1/2*(80-X).[(80-X)M_C]/25*[1/3*(80-X)] \\ a_{P1}(EI) &= -1.1363(80-X) + (0.2727/150)*(80-X)^3 \end{aligned}$$

d) Para la construcción de las ecuaciones de MB tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 25$):

$$MB = -(1/16.9699)*[4.167X - X^3/150]$$

Tramo BC ($25 \leq X \leq 55$):

$$\begin{aligned} MB &= -(1/16.9699)*[4.167X + 16.9699(X-25) - 12.5(X-50/3) - 1/3(X-25)^2 - (X-25)^2*(55-X)/180 \\ &\quad + 0.2727/180(X-25)^3] \end{aligned}$$

Tramo CD ($55 \leq X \leq 80$):

$$MB = -(1/16.9699)*[-1.1363(80-X) + 0.2727/150*(80-X)^3]$$

d) Para la gráfica realizamos:

Tabla 9 Valores tabulados de las líneas de influencia para el Momento MB. Elaboración propia.

Posición(m)	MB
0	0
2,5	-0,6077
5	-1,1787
7,5	-1,6759
10	-2,0627
12,5	-2,3021
15	-2,3574
17,5	-2,1917
20	-1,7682
22,5	-1,0501
25	0
28	-1,2728

De los puntos tabulados, hacemos la siguiente grafica de las líneas de influencia del momento flector en el apoyo B.

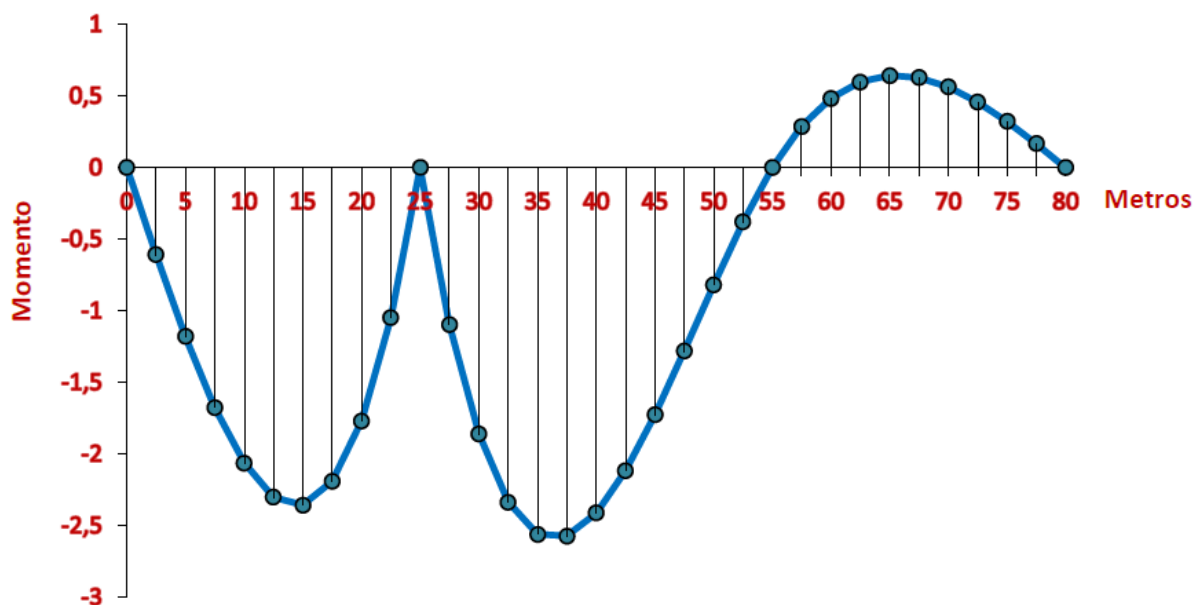


Figura 17 Grafica de Líneas de Influencia para el momento MB. Elaboración propia.

3.20.4 Método de Fuerza Bruta

Este método consiste en dividir cada tramo de la viga continua en partes iguales según su longitud, donde se coloca una fuerza unitaria en cada una de las partes divididas para después analizar cada tramo y parte de la viga en el cual se utiliza también el método de la rigidez para así poder calcular las reacciones, cortantes, momentos y cargas según una matriz de rigidez y los grados de libertad existentes en los apoyos de la viga continua.

Luego de calcular los desplazamientos y momentos de la viga continua se vuelve a analizar cada parte o proporción dividida de la viga, para lo cual se utilizan las leyes y ecuaciones estáticas.

A continuación, utilizando el método de fuerza bruta se determinarán las Líneas de Influencia de la cortante en la ubicación 104 de la viga del nuevo diseño del puente vehicular de la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66 de 80 m de largo y 3 tramos de 25 m, 30 m y 25 m como se muestra a continuación:

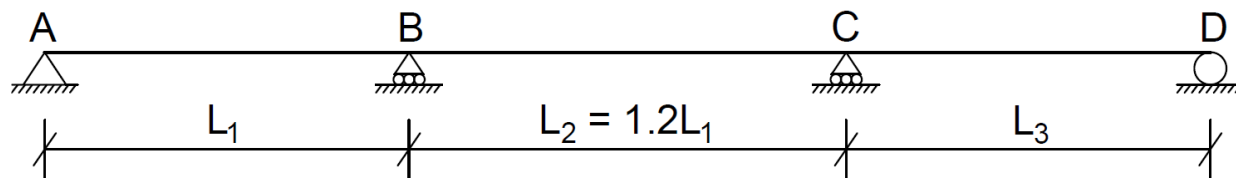


Figura 18 Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.

$$L1=L3=25m$$

$$L2=1.2L1=30m$$

$$L_{TOTAL}=80m$$

Para este caso dividiremos cada tramo de la viga continua en 10 partes iguales, a las cuales se les denominarán como se muestra en la siguiente imagen:

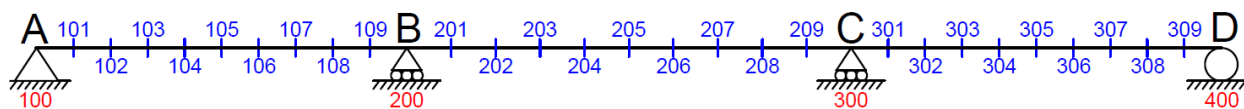


Figura 19 Viga continua con sus tramos divididos en diez partes iguales cada uno. Elaboración propia.

Para comenzar el análisis colocamos la primera fuerza unitaria en la primera ubicación dividida denominada 101 y a la vez determinamos los posibles grados de libertad existentes en la viga continua y sus apoyos, que en este caso vienen a ser 2 posibles desplazamientos o grados de libertad generados en los apoyos B y C.

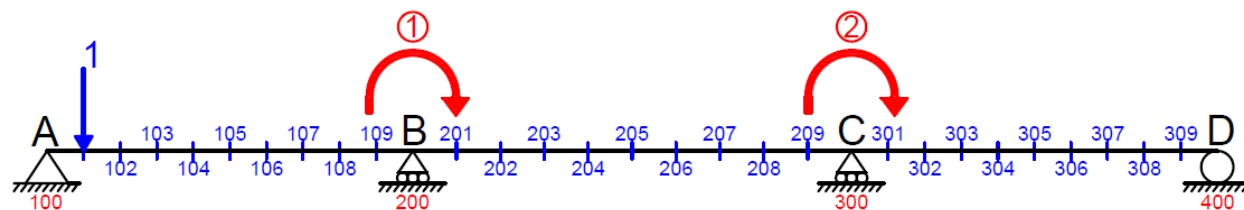


Figura 20 Viga continua con una fuerza unitaria aplicada en la ubicación 101 del primer tramo dividido. Elaboración propia.

Dividimos la viga para analizar tramo por tramo los valores de los momentos ocasionados por la fuerza unitaria añadida en la ubicación 101.

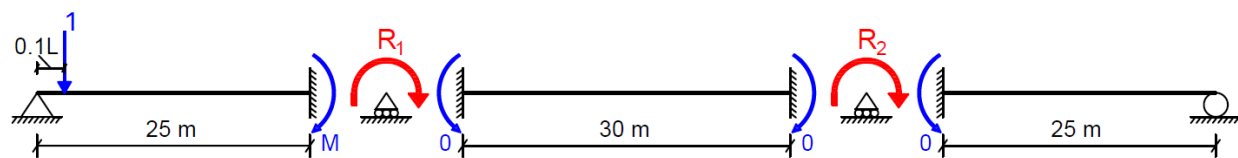


Figura 21 Viga continua dividida por tramos para analizar sus momentos y sus 2 desplazamientos. Elaboración propia.

Para el cálculo del único momento existente en el tramo AB de la viga, usamos las siguientes fórmulas para momentos de empotramiento en vigas como se detalla en la siguiente imagen:

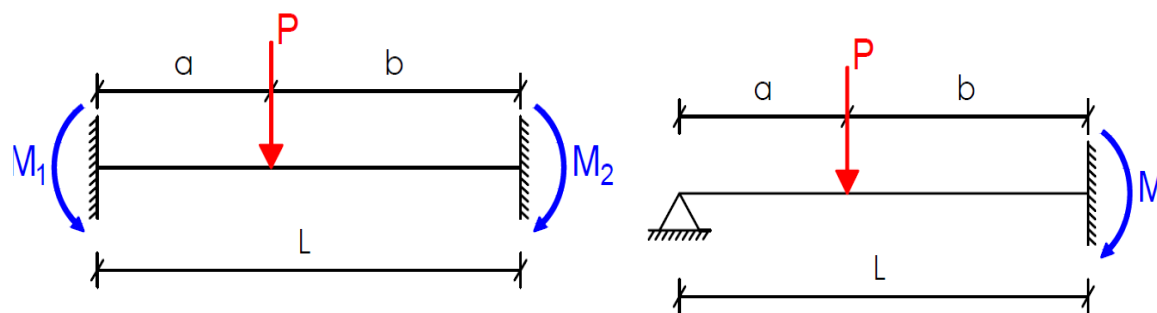


Figura 22 Formas de aplicación de la fórmula de momentos de empotramiento en vigas.

Elaboración propia.

$$M_1 = Pab^2/L^2$$

$$M_2 = Pa^2b/L^2$$

$$M = [Pa/2L^2] * (L^2 - a^2)$$

Reemplazamos los valores del primer tramo de la viga en la fórmula del momento de empotramiento para poder obtener el valor del momento de empotramiento $MPRIMARIO$.

Después de calcular los momentos de empotramiento hallamos los valores de R1 y R2 en los apoyos centrales de la viga continua

$$MPRIMARIO = [1(0.1L)/2(L)^2] * (L^2 - (0.1L)^2)$$

$$MPRIMARIO = 0.0495L$$

$$MPRIMARIO = 1.2375$$

$$R1 = 1.2375$$

$$R2 = 0$$

De esta manera podemos utilizar el método de la rigidez a la cual le corresponde la siguiente ecuación de rigidez:

$$\{Q\} = [K] * \{D\}$$

Donde:

Q: Cargas de la viga

K: Matriz de Rigidez

D: Desplazamientos o Grados de libertad

Los valores hallados de R1 y R2 nos sirven para representar los valores de las cargas Q dándole forma matricial como se muestra a continuación:

$$Q = \begin{Bmatrix} -1.2375 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Para continuar con el cálculo de la matriz de rigidez de la viga, procederemos a simular 2 posibles casos para los 2 desplazamientos o grados de libertad existentes en los apoyos B y C de la viga continua. El primer caso será el de simular un desplazamiento unitario para el grado de libertad N°1 y cero para el grado de libertad N°2, mientras que para el segundo caso simularemos

un desplazamiento unitario para el grado de libertad N°2 y cero para el grado de libertad N°1, a continuación, se analizarán al detalle estos dos posibles casos:

Caso N° 1: $D1=1 \wedge D2=0$

Expresamos los giros y desplazamientos de la siguiente manera:

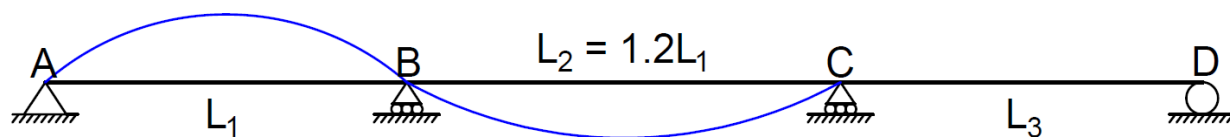


Figura 23 Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 1.

Elaboración propia.

Luego para armar la matriz de rigidez según condensación cinemática de los desplazamientos y giros en la viga, tenemos los siguientes momentos en cada tramo:

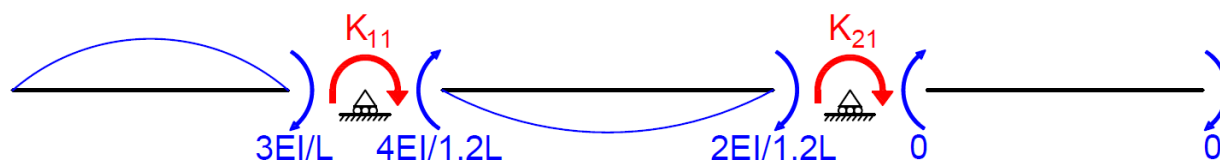


Figura 24 Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 1. Elaboración propia.

$$K11=(3EI/L)+(4EI/1.2L)=(6.3333EI/L) =0.25333$$

$$K21=(2EI/1.2L)+0= (1.6667EI/L) =0.06667$$

Caso N° 2: $D2=1 \wedge D1=0$

Expresamos los giros y desplazamientos de la siguiente manera:

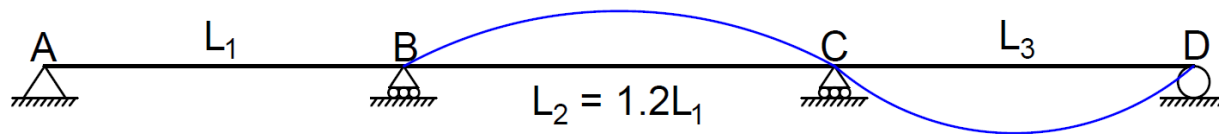


Figura 25 Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 2.

Elaboración propia.

Luego para armar la matriz de rigidez según condensación cinemática de los desplazamientos y giros en la viga, tenemos los siguientes momentos en cada tramo:

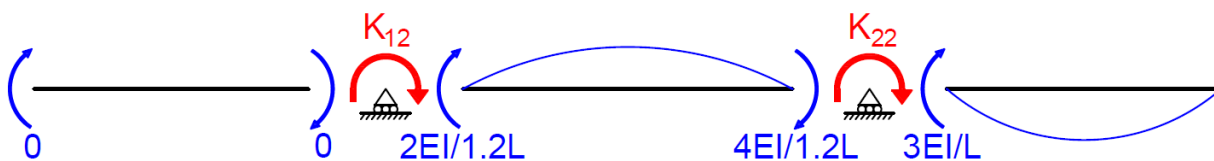


Figura 26 Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 2. Elaboración propia.

$$K_{12} = (0 + 2EI/1.2L) = (1.6667EI/L) = 0.06667$$

$$K_{22} = (4EI/1.2L) + (3EI/L) = (6.3333EI/L) = 0.25333$$

Ahora ordenamos la matriz de rigidez de la siguiente manera:

$$K = \begin{Bmatrix} 0.25333 & 0.06667 \\ 0.06667 & 0.25333 \end{Bmatrix}$$

Como ya se tienen los valores de las cargas Q y de la matriz de rigidez K , pasamos a calcular los valores de los desplazamientos D_1 y D_2 , los cuales se calcularán de la ecuación de rigidez

$$\{Q\} = [K] * \{D\}$$

$$\{D\}=[K]^{-1}\{Q\}$$

La matriz de rigidez inversa es igual a:

$$K^{-1}=\begin{Bmatrix} 4.24111 & -1.11611 \\ -1.11611 & 4.24111 \end{Bmatrix}$$

Procedemos a multiplicar la matriz inversa de rigidez con la matriz de cargas Q para poder encontrar los vectores de desplazamientos:

$$D=\begin{Bmatrix} 4.24111 & -1.11611 \\ -1.11611 & 4.24111 \end{Bmatrix} * \begin{Bmatrix} -1.2375 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$D=\begin{Bmatrix} -5.24837 \\ 1.38119 \end{Bmatrix}$$

Una vez calculados estos desplazamientos, pasamos al cálculo de los momentos internos de cada tramo de la viga continua y sus apoyos usando la siguiente ecuación de momentos:

$$M=MPRIMARIO+MCASO1*D1+MCASO2*D2$$

Reemplazamos los datos de rigidez de cada tramo de la viga en la ecuación de momentos como se muestra a continuación:

TRAMO AB

$$MBA=1.2375+(3EI/L)*(-5.24837)+0*(1.38119)$$

$$MBA=0.6077$$

TRAMO BC

$$MBC=0+(4EI/1.2L)*(-5.24837)+(2EI/1.2L)*(1.38119)$$

$$MBC=-0.6077$$

$$M_{CB}=0+(2EI/1.2L)*(-5.24837)+(4EI/1.2L)*(1.38119)$$

$$M_{CB}=-0.1657$$

TRAMO CD

$$M_{CD}=0+0*(-5.24837)+(3EI/L)*(1.38119)$$

$$M_{CD}=0.1657$$

Ahora calculamos las reacciones existentes en los apoyos de la viga continua para el primer tramo AB utilizando las ecuaciones estáticas:

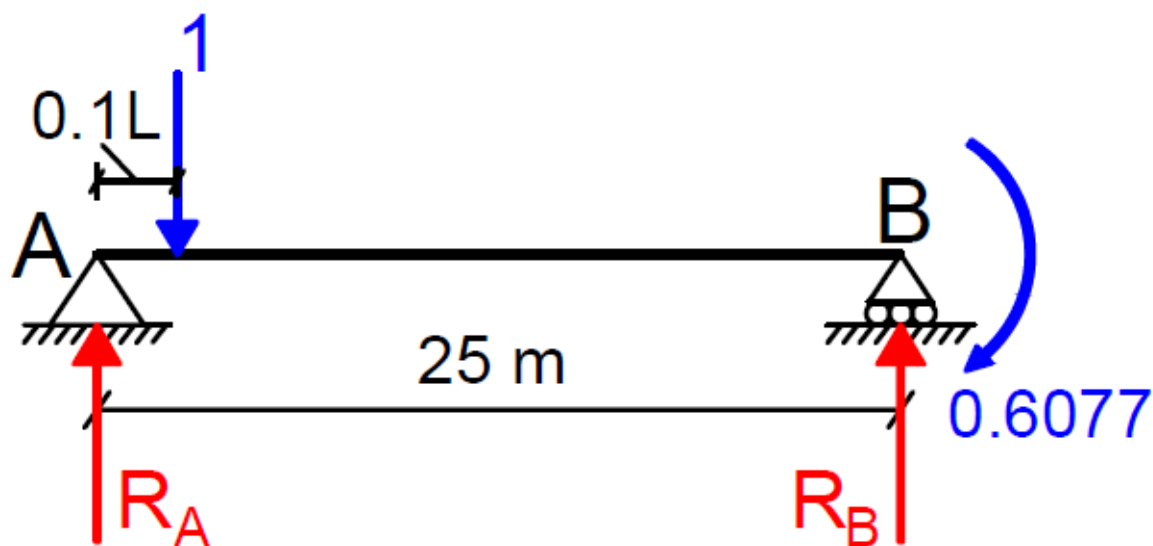


Figura 27 Detalle de las reacciones, fuerzas y momentos del Tramo AB de la viga.

Elaboración propia.

$$\Sigma M_A=0:$$

$$(R_B*25)-0.6077-1(0.1*25)= 0$$

$$25R_B=3.1077$$

$$R_B=0.1243$$

$$\Sigma FV=0:$$

$$R_A + R_B - 1 = 0$$

$$R_A = 0.8757$$

Luego de encontrar las reacciones del tramo AB, realizamos un corte en la viga en la ubicación donde queremos determinar las líneas de influencia del cortante, que en este caso se calcularán en la ubicación 104 que le corresponde al primer tramo de la viga.

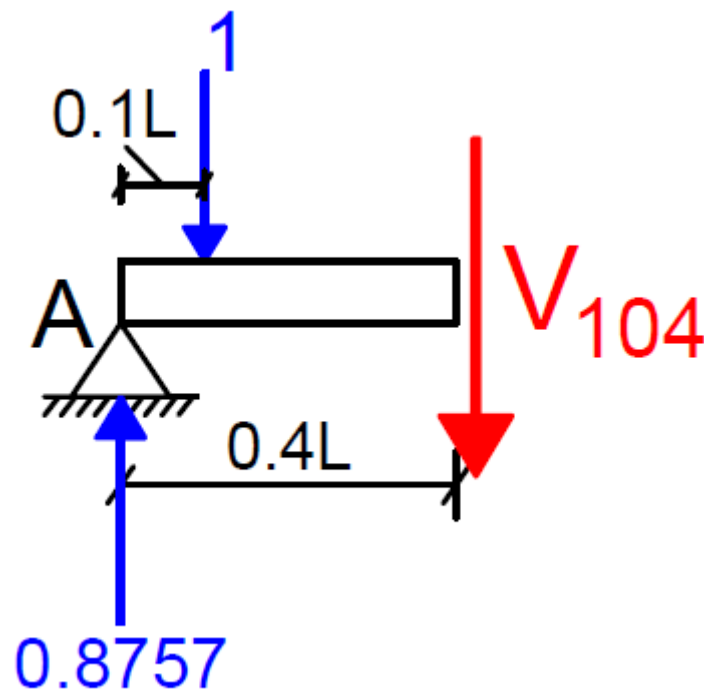


Figura 28 Corte del Tramo AB en la ubicación 104 para el cálculo del primer punto de las Líneas de Influencia en el cortante $V(104)$. Elaboración propia

$$\Sigma FV=0:$$

$$V_{104} = 0.8757 - 1$$

$$V_{104} = -0.1243$$

Luego de calcular el primer punto 101 de las líneas de influencia del cortante en la ubicación 104, pasamos al cálculo de la segunda ubicación la cual es denominada 102 y así sucesivamente hasta tener el cálculo de la ubicación 310 ó 400 de la viga continua, y de esta manera poder graficar completamente las líneas de influencia para el cortante.

A continuación se muestra una tabla donde ya están calculados todas las ubicaciones de la viga para el cortante V(104).

Tabla 10 Valores de las líneas de influencia para el Cortante V(104). Elaboración propia

Ubicación	Posición(m)	V(104)
100	0	0
101	2,5	-0,1243
102	5	-0,2471
103	7,5	-0,3670
104	10	0,5175
105	12,5	0,4079
106	15	0,3057
107	17,5	0,2123
108	20	0,1293
109	22,5	0,0580
110 ó 200	25	0
201	28	-0,0509
202	31	-0,0833
203	34	-0,0999
204	37	-0,1034
205	40	-0,0964
206	43	-0,0818
207	46	-0,0621
208	49	-0,0401
209	52	-0,0185
210 ó 300	55	0
301	57,5	0,0115
302	60	0,0193
303	62,5	0,0239
304	65	0,0257
305	67,5	0,0251
306	70	0,0225
307	72,5	0,0183
308	75	0,0129

309	77,5	0,0066
310 ó 400	80	0

Finalmente graficamos todos los puntos calculados de las líneas de influencia para el cortante V(104):

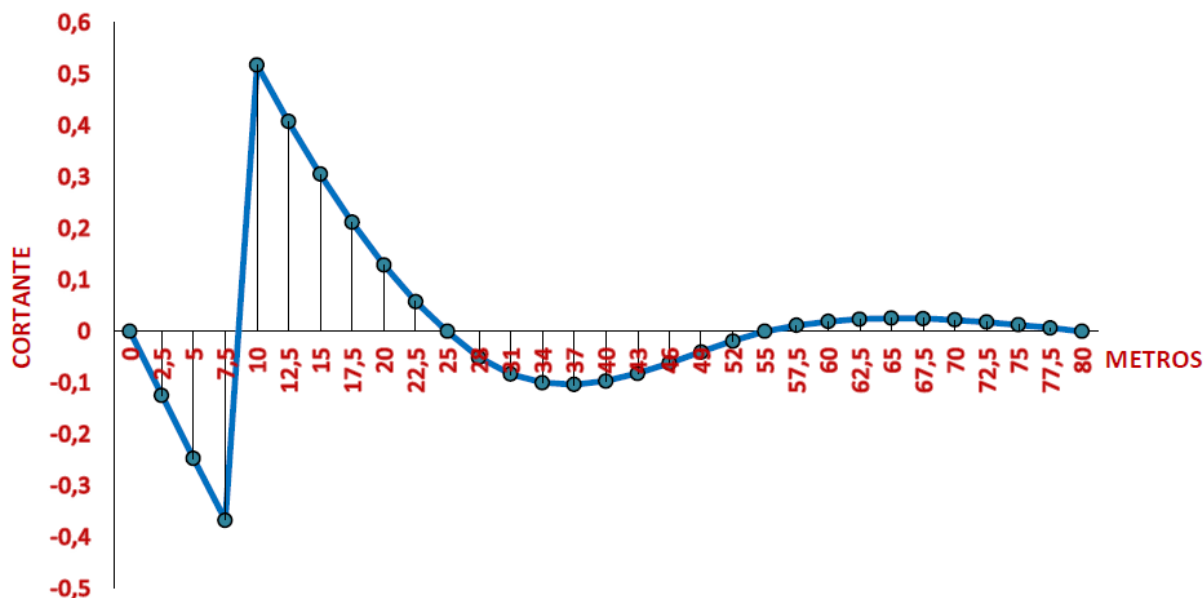


Figura 29 Grafica de Líneas de Influencia para el cortante V(104). Elaboración propia.

Utilizando el mismo método de la fuerza y la misma manera de desarrollo, calcularemos las líneas de influencia para la reacción A que se encuentra en la ubicación 100 de la viga continua, calculamos punto por punto todas las ubicaciones de la viga continúa dando como resultados finales los datos mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 11 Valores de las líneas de influencia para la Reacción V(100).Elaboración propia

Ubicación	Posición(m)	V(100)
100	0	1
101	2,5	0,8757
102	5	0,7529
103	7,5	0,6330
104	10	0,5175
105	12,5	0,4079
106	15	0,3057
107	17,5	0,2123
108	20	0,1293
109	22,5	0,0580
110 ó 200	25	0
201	28	-0,0509
202	31	-0,0833
203	34	-0,0999
204	37	-0,1034
205	40	-0,0964
206	43	-0,0818
207	46	-0,0621
208	49	-0,0401
209	52	-0,0185
210 ó 300	55	0
301	57,5	0,0115
302	60	0,0193
303	62,5	0,0239
304	65	0,0257
305	67,5	0,0251
306	70	0,0225
307	72,5	0,0183
308	75	0,0129
309	77,5	0,0066
310 ó 400	80	0

Finalmente graficamos todos los puntos calculados de las líneas de influencia para la Reacción V(104) la cual se encuentra ubicada en el apoyo A de la viga continua, a continuación se muestra la gráfica:

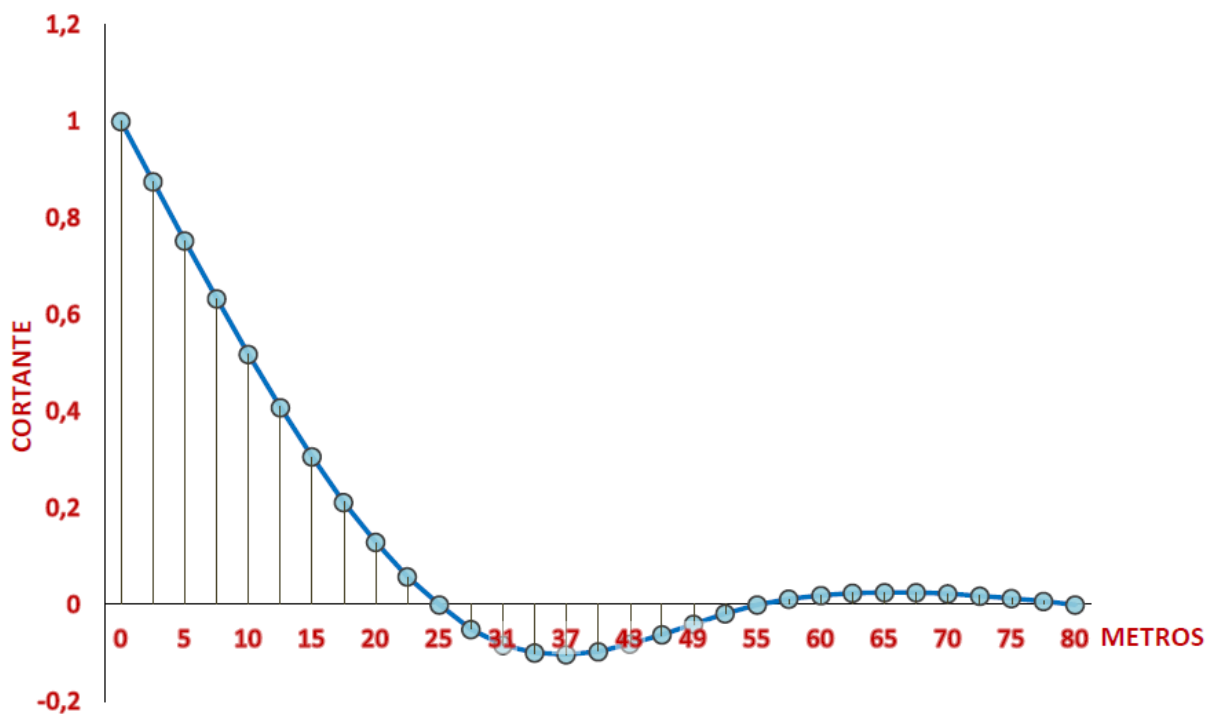


Figura 30 Grafica de Líneas de Influencia para la reacción V(100). Elaboración propia.

De la misma manera calcularemos y detallaremos los resultados de las Líneas de Influencia para momentos y cortantes en los puntos que son considerados como los más críticos al momento de realizar el análisis de diseño, los puntos son los siguientes:

- Momento M(104)
- Momento M(200)
- Momento M(205)
- Cortante V(100)
- Cortante V(104)
- Cortante V(110)

- Cortante $V(200)$
- Cortante $V(205)$

A continuación, se muestra en la Tabla N° 12, todos los valores ya calculados de las líneas de influencia para momentos y cortantes en los puntos ya mencionados de la viga continua del Puente Cubugón. También están ya calculados y detallados los valores de las áreas positivas y negativas para cada tramo de la viga.

Tabla 12 Valores de Líneas de Influencia y Áreas para distintos puntos. Elaboración propia.

Ubicación	Posición	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
101	2,50	1,2569	-0,6077	-0,2210	0,8757	-0,1243	-0,1243	0,0258	0,0258
102	5,00	2,5286	-1,1787	-0,4286	0,7529	-0,2471	-0,2471	0,0500	0,0500
103	7,50	3,8297	-1,6759	-0,6094	0,6330	-0,3670	-0,3670	0,0711	0,0711
104	10,00	5,1750	-2,0627	-0,7500	0,5175	0,5175	-0,4825	0,0875	0,0875
105	12,50	4,0792	-2,3021	-0,8371	0,4079	0,4079	-0,5921	0,0977	0,0977
106	15,00	3,0572	-2,3574	-0,8572	0,3057	0,3057	-0,6943	0,1000	0,1000
107	17,50	2,1234	-2,1917	-0,7969	0,2123	0,2123	-0,7877	0,0930	0,0930
108	20,00	1,2929	-1,7682	-0,6429	0,1293	0,1293	-0,8707	0,0750	0,0750
109	22,50	0,5801	-1,0501	-0,3817	0,0580	0,0580	-0,9420	0,0445	0,0445
110 ó 200	25,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000
201	28,00	-0,5091	-1,2728	0,6321	-0,0509	-0,0509	-0,0509	0,9270	-0,0730
202	31,00	-0,8331	-2,0828	1,4571	-0,0833	-0,0833	-0,0833	0,8360	-0,1640
203	34,00	-0,9990	-2,4974	2,4749	-0,0999	-0,0999	-0,0999	0,7315	-0,2685
204	37,00	-1,0337	-2,5842	3,6856	-0,1034	-0,1034	-0,1034	0,6180	-0,3820
205	40,00	-0,9642	-2,4105	5,0892	-0,0964	-0,0964	-0,0964	0,5000	0,5000
206	43,00	-0,8176	-2,0441	3,6856	-0,0818	-0,0818	-0,0818	0,3820	0,3820
207	46,00	-0,6209	-1,5523	2,4749	-0,0621	-0,0621	-0,0621	0,2685	0,2685
208	49,00	-0,4011	-1,0027	1,4571	-0,0401	-0,0401	-0,0401	0,1640	0,1640
209	52,00	-0,1851	-0,4627	0,6321	-0,0185	-0,0185	-0,0185	0,0730	0,0730
210 ó 300	55,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
301	57,50	0,1145	0,2863	-0,3817	0,0115	0,0115	0,0115	-0,0445	-0,0445
302	60,00	0,1929	0,4821	-0,6429	0,0193	0,0193	0,0193	-0,0750	-0,0750
303	62,50	0,2391	0,5976	-0,7969	0,0239	0,0239	0,0239	-0,0930	-0,0930
304	65,00	0,2572	0,6428	-0,8572	0,0257	0,0257	0,0257	-0,1000	-0,1000
305	67,50	0,2511	0,6278	-0,8371	0,0251	0,0251	0,0251	-0,0977	-0,0977
306	70,00	0,2250	0,5625	-0,7500	0,0225	0,0225	0,0225	-0,0875	-0,0875
307	72,50	0,1828	0,4570	-0,6094	0,0183	0,0183	0,0183	-0,0711	-0,0711
308	75,00	0,1286	0,3214	-0,4286	0,0129	0,0129	0,0129	-0,0500	-0,0500
309	77,50	0,0663	0,1657	-0,2210	0,0066	0,0066	0,0066	-0,0258	-0,0258
310 ó 400	80,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Area Positiva, Tramo 1		59,6563	0,0000	0,0000	10,9655	3,4300	0,0000	1,6275	1,6275
Area Negativa, Tramo 1		0,0000	-38,3625	-13,9500	0,0000	-2,4493	-14,0345	0,0000	0,0000
Area Positiva, Tramo 2		0,0000	0,0000	64,2875	0,0000	0,0000	0,0000	15,0000	3,4125
Area Negativa, Tramo 2		-19,2875	-48,2125	0,0000	-1,9285	-1,9285	-1,9285	0,0000	-3,4125
Area Positiva, Tramo 3		4,1875	10,4625	0,0000	0,4185	0,4185	0,4185	0,0000	0,0000
Area Negativa, Tramo 3		0,0000	0,0000	-13,9500	0,0000	0,0000	0,0000	-1,6275	-1,6275
Area Positiva Total		63,8375	10,4625	64,2875	11,3840	3,8485	0,4185	16,6275	5,0400
Area Negativa Total		-19,2875	-86,5813	-27,9000	-1,9285	-4,3780	-15,9633	-1,6275	-5,0400
AREA NETA		44,5563	-76,1188	36,3813	9,4553	-0,5293	-15,5448	15,0000	0,0000

3.20.5 Software de diseño Bridge Designer 2016

Ahora calcularemos las Líneas de Influencia utilizando el software de diseño BRIDGE DESIGNER 2016, el cual es un programa completo cuando se trata de realizar completamente la modelación, el análisis, el cálculo y el dimensionamiento de todo tipo de estructuras de puentes, en donde abarcan las estructuras metálicas y de concreto armado que son las que utilizaremos para el desarrollo de esta investigación.

En este caso el software será usado para hallar las líneas de influencia del momento MB, del cortante V(104) y de la reacción V(100) de las vigas del mismo puente vehicular continuo de 80 m de largo y tres tramos de 25 m, 30 m y 25 m.

Para comenzar con el análisis, dividiremos cada tramo de la viga continua en diez partes iguales de la misma manera que cuando se utilizó el Método de Fuerza Bruta para poder tener un mejor orden al momento de pedirle al software el análisis de las Líneas de Influencia de la viga continua. A continuación, mostramos modelada la viga continua con los tramos divididos en diez partes iguales.

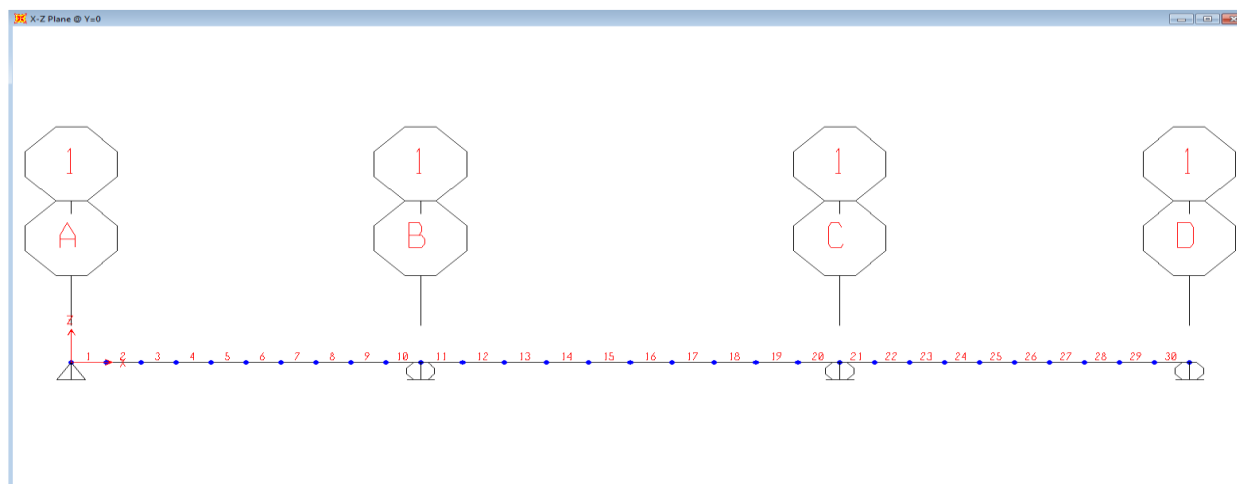


Figura 31 Viga continua de tres tramos modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

Luego de modelar la viga continua de tres tramos en BRIDGE DESIGNER, pasamos a analizar sus líneas de influencia, las cuales salen inmediatamente luego de ser calculadas por el software de diseño.

A continuación mostraremos las gráficas de las Líneas de Influencia del momento MB, cortante V(104) y reacción V(100) de la viga continua modeladas por el software de diseño BRIDGE DESIGNER.

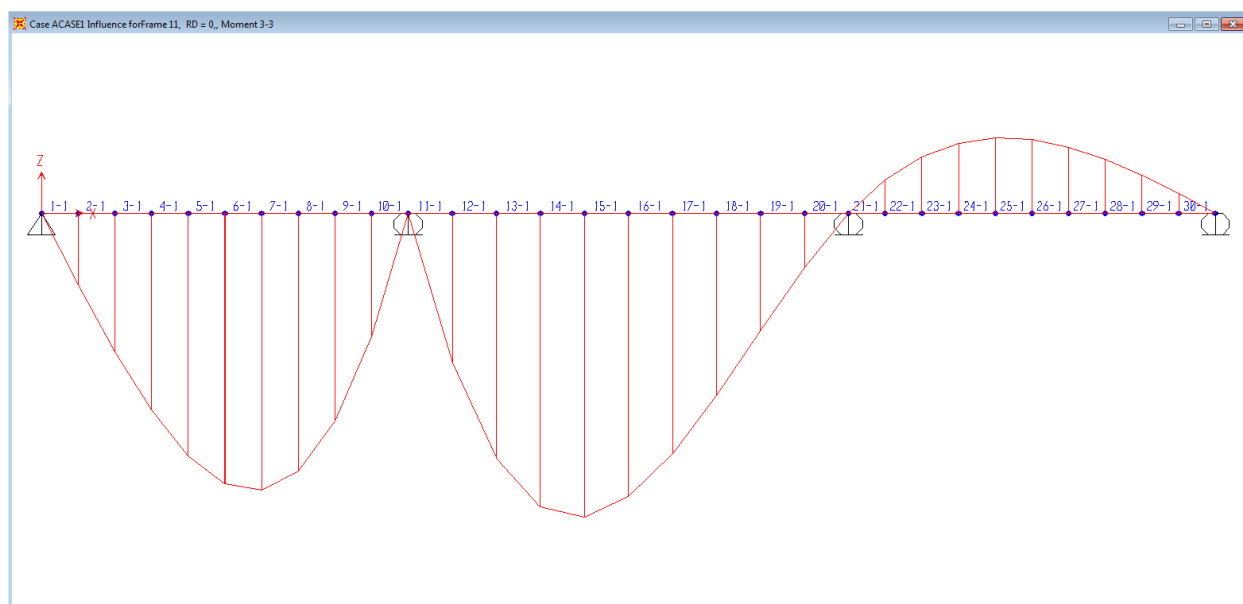


Figura 32 Líneas de Influencia para el momento MB de la viga continua modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

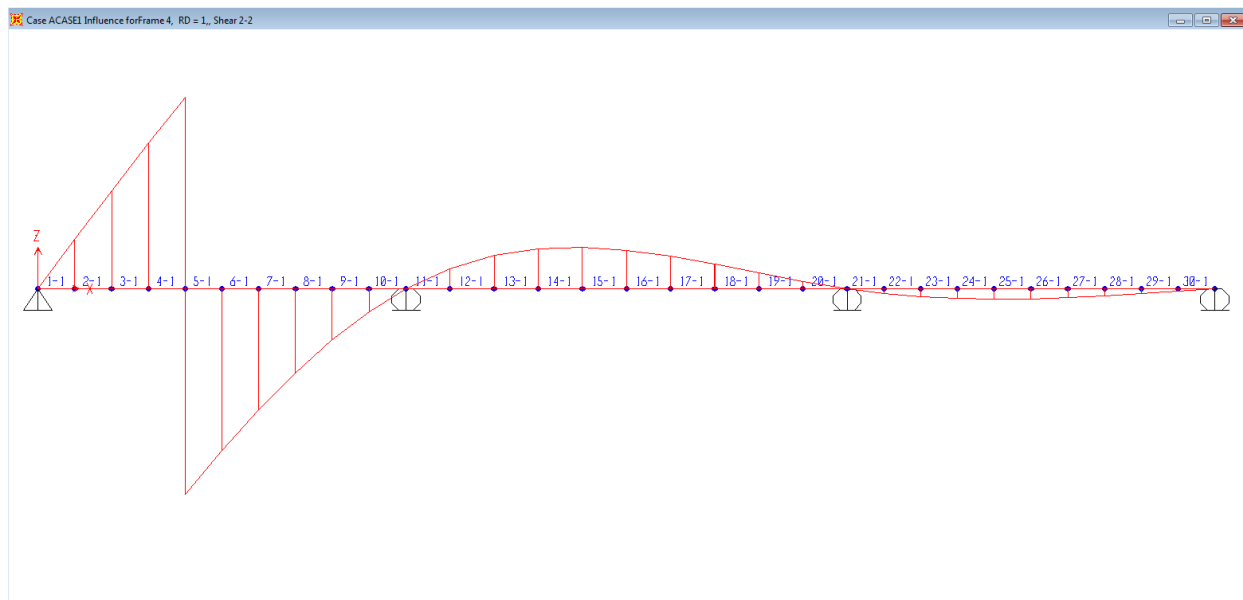


Figura 33 Líneas de Influencia para el cortante $V(104)$ de la viga continua modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

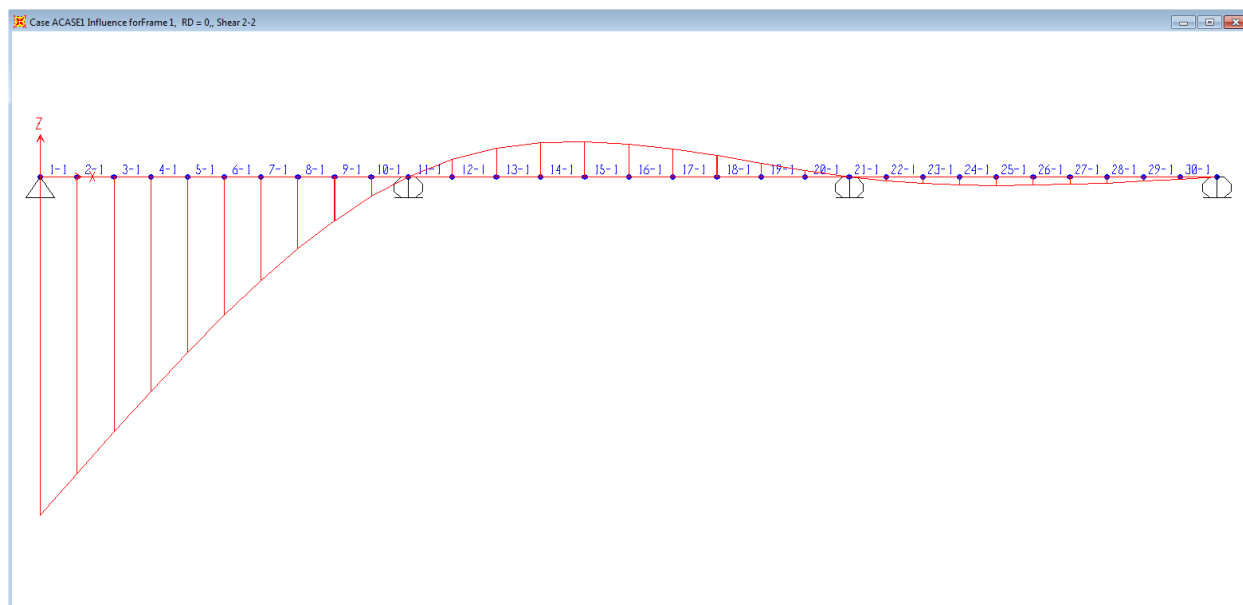


Figura 34 Líneas de Influencia para la reacción $V(100)$ de la viga continua modelada en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

Seguido de las gráficas de líneas de influencia mostraremos a continuación los valores detallados de las Líneas de Influencia para el momento MB, cortante V(104) y reacción V(100) de la viga continua según sus respectivas ubicaciones.

Para mayor comprensión las tablas se leerán básicamente con la columna de Distancia en metros la cual viene a ser la ubicación o posición de la columna de Influencia la cual viene a ser el valor numérico de las Líneas de Influencia calculadas al ser analizada la viga por el software BRIDGE DESIGNER.

Tabla 13 Valores de las líneas de influencia para el momento MB modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence	
			m		m	m	m	m	Tonf-m	
1	LANE1	1	0,	1	0,	1,000E-03	0,	0,	-2,455E-04	
2	LANE1	2	2,498	1	0,	2,499	0,	0,	-0,6075	
3	LANE1	3	2,5	1	0,	2,501	0,	0,	-0,6079	
4	LANE1	4	4,998	1	0,	4,999	0,	0,	-1,1784	
5	LANE1	5	5,	1	0,	5,001	0,	0,	-1,1788	
6	LANE1	6	7,498	1	0,	7,499	0,	0,	-1,6756	
7	LANE1	7	7,5	1	0,	7,501	0,	0,	-1,676	
8	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	-2,0624	
9	LANE1	9	10,	1	0,	10,001	0,	0,	-2,0626	
10	LANE1	10	12,498	1	0,	12,499	0,	0,	-2,3018	
11	LANE1	11	12,5	1	0,	12,501	0,	0,	-2,302	
12	LANE1	12	14,998	1	0,	14,999	0,	0,	-2,3572	
13	LANE1	13	15,	1	0,	15,001	0,	0,	-2,3571	
14	LANE1	14	17,498	1	0,	17,499	0,	0,	-2,1915	
15	LANE1	15	17,5	1	0,	17,501	0,	0,	-2,1913	
16	LANE1	16	19,998	1	0,	19,999	0,	0,	-1,7681	
17	LANE1	17	20,	1	0,	20,001	0,	0,	-1,7676	
18	LANE1	18	22,498	1	0,	22,499	0,	0,	-1,05	
19	LANE1	19	22,5	1	0,	22,501	0,	0,	-1,0493	
20	LANE1	20	24,998	1	0,	24,999	0,	0,	-4,910E-04	
21	LANE1	21	25,	1	0,	25,001	0,	0,	4,911E-04	
22	LANE1	21	25,	1	0,	25,001	0,	0,	-5,089E-04	
23	LANE1	22	27,998	1	0,	27,999	0,	0,	-1,2725	
24	LANE1	23	28,	1	0,	28,001	0,	0,	-1,2732	
25	LANE1	24	30,998	1	0,	30,999	0,	0,	-2,0827	
26	LANE1	25	31,	1	0,	31,001	0,	0,	-2,0831	
27	LANE1	26	33,998	1	0,	33,999	0,	0,	-2,4974	
28	LANE1	27	34,	1	0,	34,001	0,	0,	-2,4976	
29	LANE1	28	36,998	1	0,	36,999	0,	0,	-2,5843	
30	LANE1	29	37,	1	0,	37,001	0,	0,	-2,5843	
31	LANE1	30	39,998	1	0,	39,999	0,	0,	-2,4108	
32	LANE1	31	40,	1	0,	40,001	0,	0,	-2,4106	
33	LANE1	32	42,998	1	0,	42,999	0,	0,	-2,0444	
34	LANE1	33	43,	1	0,	43,001	0,	0,	-2,0441	
35	LANE1	34	45,998	1	0,	45,999	0,	0,	-1,5527	
36	LANE1	35	46,	1	0,	46,001	0,	0,	-1,5523	
37	LANE1	36	48,998	1	0,	48,999	0,	0,	-1,003	
38	LANE1	37	49,	1	0,	49,001	0,	0,	-1,0027	
39	LANE1	38	51,998	1	0,	51,999	0,	0,	-0,463	
40	LANE1	39	52,	1	0,	52,001	0,	0,	-0,4627	
41	LANE1	40	54,998	1	0,	54,999	0,	0,	-1,339E-04	
42	LANE1	41	55,	1	0,	55,001	0,	0,	1,339E-04	
43	LANE1	42	57,498	1	0,	57,499	0,	0,	0,2862	
44	LANE1	43	57,5	1	0,	57,501	0,	0,	0,2864	
45	LANE1	44	59,998	1	0,	59,999	0,	0,	0,4821	
46	LANE1	45	60,	1	0,	60,001	0,	0,	0,4822	
47	LANE1	46	62,498	1	0,	62,499	0,	0,	0,5976	
48	LANE1	47	62,5	1	0,	62,501	0,	0,	0,5977	
49	LANE1	48	64,998	1	0,	64,999	0,	0,	0,6429	
50	LANE1	49	65,	1	0,	65,001	0,	0,	0,6429	
51	LANE1	50	67,498	1	0,	67,499	0,	0,	0,6278	
52	LANE1	51	67,5	1	0,	67,501	0,	0,	0,6278	
53	LANE1	52	69,998	1	0,	69,999	0,	0,	0,5625	
54	LANE1	53	70,	1	0,	70,001	0,	0,	0,5625	
55	LANE1	54	72,498	1	0,	72,499	0,	0,	0,4571	
56	LANE1	55	72,5	1	0,	72,501	0,	0,	0,457	
57	LANE1	56	74,998	1	0,	74,999	0,	0,	0,3215	
58	LANE1	57	75,	1	0,	75,001	0,	0,	0,3214	
59	LANE1	58	77,498	1	0,	77,499	0,	0,	0,1658	
60	LANE1	59	77,5	1	0,	77,501	0,	0,	0,1657	
61	LANE1	60	79,998	1	0,	79,999	0,	0,	6,696E-05	

Tabla 14 Valores de las líneas de influencia para el cortante V(104) modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER.

	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence	
			m		m	m	m	m	Tonf	
1	LANE1	1	0,	1	0,	1,000E-03	0,	0,	4,982E-05	
2	LANE1	2	2,498	1	0,	2,499	0,	0,	0,1243	
3	LANE1	3	2,5	1	0,	2,501	0,	0,	0,1244	
4	LANE1	4	4,998	1	0,	4,999	0,	0,	0,2471	
5	LANE1	5	5,	1	0,	5,001	0,	0,	0,2472	
6	LANE1	6	7,498	1	0,	7,499	0,	0,	0,367	
7	LANE1	7	7,5	1	0,	7,501	0,	0,	0,3671	
8	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	0,4825	
9	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	-0,5175	
10	LANE1	9	10,	1	0,	10,001	0,	0,	-0,5175	
11	LANE1	10	12,498	1	0,	12,499	0,	0,	-0,408	
12	LANE1	11	12,5	1	0,	12,501	0,	0,	-0,4079	
13	LANE1	12	14,998	1	0,	14,999	0,	0,	-0,3058	
14	LANE1	13	15,	1	0,	15,001	0,	0,	-0,3057	
15	LANE1	14	17,498	1	0,	17,499	0,	0,	-0,2124	
16	LANE1	15	17,5	1	0,	17,501	0,	0,	-0,2123	
17	LANE1	16	19,998	1	0,	19,999	0,	0,	-0,1293	
18	LANE1	17	20,	1	0,	20,001	0,	0,	-0,1293	
19	LANE1	18	22,498	1	0,	22,499	0,	0,	-0,058	
20	LANE1	19	22,5	1	0,	22,501	0,	0,	-0,058	
21	LANE1	20	24,998	1	0,	24,999	0,	0,	-2,036E-05	
22	LANE1	21	25,	1	0,	25,001	0,	0,	2,036E-05	
23	LANE1	22	27,998	1	0,	27,999	0,	0,	0,0509	
24	LANE1	23	28,	1	0,	28,001	0,	0,	0,0509	
25	LANE1	24	30,998	1	0,	30,999	0,	0,	0,0833	
26	LANE1	25	31,	1	0,	31,001	0,	0,	0,0833	
27	LANE1	26	33,998	1	0,	33,999	0,	0,	0,0999	
28	LANE1	27	34,	1	0,	34,001	0,	0,	0,0999	
29	LANE1	28	36,998	1	0,	36,999	0,	0,	0,1034	
30	LANE1	29	37,	1	0,	37,001	0,	0,	0,1034	
31	LANE1	30	39,998	1	0,	39,999	0,	0,	0,0964	
32	LANE1	31	40,	1	0,	40,001	0,	0,	0,0964	
33	LANE1	32	42,998	1	0,	42,999	0,	0,	0,0818	
34	LANE1	33	43,	1	0,	43,001	0,	0,	0,0818	
35	LANE1	34	45,998	1	0,	45,999	0,	0,	0,0621	
36	LANE1	35	46,	1	0,	46,001	0,	0,	0,0621	
37	LANE1	36	48,998	1	0,	48,999	0,	0,	0,0401	
38	LANE1	37	49,	1	0,	49,001	0,	0,	0,0401	
39	LANE1	38	51,998	1	0,	51,999	0,	0,	0,0185	
40	LANE1	39	52,	1	0,	52,001	0,	0,	0,0185	
41	LANE1	40	54,998	1	0,	54,999	0,	0,	5,357E-06	
42	LANE1	41	55,	1	0,	55,001	0,	0,	-5,357E-06	
43	LANE1	42	57,498	1	0,	57,499	0,	0,	-0,0114	
44	LANE1	43	57,5	1	0,	57,501	0,	0,	-0,0115	
45	LANE1	44	59,998	1	0,	59,999	0,	0,	-0,0193	
46	LANE1	45	60,	1	0,	60,001	0,	0,	-0,0193	
47	LANE1	46	62,498	1	0,	62,499	0,	0,	-0,0239	
48	LANE1	47	62,5	1	0,	62,501	0,	0,	-0,0239	
49	LANE1	48	64,998	1	0,	64,999	0,	0,	-0,0257	
50	LANE1	49	65,	1	0,	65,001	0,	0,	-0,0257	
51	LANE1	50	67,498	1	0,	67,499	0,	0,	-0,0251	
52	LANE1	51	67,5	1	0,	67,501	0,	0,	-0,0251	
53	LANE1	52	69,998	1	0,	69,999	0,	0,	-0,0225	
54	LANE1	53	70,	1	0,	70,001	0,	0,	-0,0225	
55	LANE1	54	72,498	1	0,	72,499	0,	0,	-0,0183	
56	LANE1	55	72,5	1	0,	72,501	0,	0,	-0,0183	
57	LANE1	56	74,998	1	0,	74,999	0,	0,	-0,0129	
58	LANE1	57	75,	1	0,	75,001	0,	0,	-0,0129	
59	LANE1	58	77,498	1	0,	77,499	0,	0,	-6,632E-03	
60	LANE1	59	77,5	1	0,	77,501	0,	0,	-6,627E-03	
61	LANE1	60	79,998	1	0,	79,999	0,	0,	-2,679E-06	

Tabla 15 Valores de las líneas de influencia para la reacción V(100) modelado en BRIDGE DESIGNER. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER

	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence	
			m		m	m	m	m	Tonf	
1	LANE1	1	0.	1	0.	1,000E-03	0.	0.	4,982E-05	
2	LANE1	1	0.	1	0.	1,000E-03	0.	0.	-1.	
3	LANE1	2	2,498	1	0.	2,499	0.	0.	-0,8757	
4	LANE1	3	2,5	1	0.	2,501	0.	0.	-0,8756	
5	LANE1	4	4,998	1	0.	4,999	0.	0.	-0,7529	
6	LANE1	5	5.	1	0.	5,001	0.	0.	-0,7528	
7	LANE1	6	7,498	1	0.	7,499	0.	0.	-0,633	
8	LANE1	7	7,5	1	0.	7,501	0.	0.	-0,6329	
9	LANE1	8	9,998	1	0.	9,999	0.	0.	-0,5175	
10	LANE1	9	10.	1	0.	10,001	0.	0.	-0,5175	
11	LANE1	10	12,498	1	0.	12,499	0.	0.	-0,408	
12	LANE1	11	12,5	1	0.	12,501	0.	0.	-0,4079	
13	LANE1	12	14,998	1	0.	14,999	0.	0.	-0,3058	
14	LANE1	13	15.	1	0.	15,001	0.	0.	-0,3057	
15	LANE1	14	17,498	1	0.	17,499	0.	0.	-0,2124	
16	LANE1	15	17,5	1	0.	17,501	0.	0.	-0,2123	
17	LANE1	16	19,998	1	0.	19,999	0.	0.	-0,1293	
18	LANE1	17	20.	1	0.	20,001	0.	0.	-0,1293	
19	LANE1	18	22,498	1	0.	22,499	0.	0.	-0,058	
20	LANE1	19	22,5	1	0.	22,501	0.	0.	-0,058	
21	LANE1	20	24,998	1	0.	24,999	0.	0.	-2,036E-05	
22	LANE1	21	25.	1	0.	25,001	0.	0.	2,036E-05	
23	LANE1	22	27,998	1	0.	27,999	0.	0.	0,0509	
24	LANE1	23	28.	1	0.	28,001	0.	0.	0,0509	
25	LANE1	24	30,998	1	0.	30,999	0.	0.	0,0833	
26	LANE1	25	31.	1	0.	31,001	0.	0.	0,0833	
27	LANE1	26	33,998	1	0.	33,999	0.	0.	0,0999	
28	LANE1	27	34.	1	0.	34,001	0.	0.	0,0999	
29	LANE1	28	36,998	1	0.	36,999	0.	0.	0,1034	
30	LANE1	29	37.	1	0.	37,001	0.	0.	0,1034	
31	LANE1	30	39,998	1	0.	39,999	0.	0.	0,0964	
32	LANE1	31	40.	1	0.	40,001	0.	0.	0,0964	
33	LANE1	32	42,998	1	0.	42,999	0.	0.	0,0818	
34	LANE1	33	43.	1	0.	43,001	0.	0.	0,0818	
35	LANE1	34	45,998	1	0.	45,999	0.	0.	0,0621	
36	LANE1	35	46.	1	0.	46,001	0.	0.	0,0621	
37	LANE1	36	48,998	1	0.	48,999	0.	0.	0,0401	
38	LANE1	37	49.	1	0.	49,001	0.	0.	0,0401	
39	LANE1	38	51,998	1	0.	51,999	0.	0.	0,0185	
40	LANE1	39	52.	1	0.	52,001	0.	0.	0,0185	
41	LANE1	40	54,998	1	0.	54,999	0.	0.	5,357E-06	
42	LANE1	41	55.	1	0.	55,001	0.	0.	-5,357E-06	
43	LANE1	42	57,498	1	0.	57,499	0.	0.	-0,0114	
44	LANE1	43	57,5	1	0.	57,501	0.	0.	-0,0115	
45	LANE1	44	59,998	1	0.	59,999	0.	0.	-0,0193	
46	LANE1	45	60.	1	0.	60,001	0.	0.	-0,0193	
47	LANE1	46	62,498	1	0.	62,499	0.	0.	-0,0239	
48	LANE1	47	62,5	1	0.	62,501	0.	0.	-0,0239	
49	LANE1	48	64,998	1	0.	64,999	0.	0.	-0,0257	
50	LANE1	49	65.	1	0.	65,001	0.	0.	-0,0257	
51	LANE1	50	67,498	1	0.	67,499	0.	0.	-0,0251	
52	LANE1	51	67,5	1	0.	67,501	0.	0.	-0,0251	
53	LANE1	52	69,998	1	0.	69,999	0.	0.	-0,0225	
54	LANE1	53	70.	1	0.	70,001	0.	0.	-0,0225	
55	LANE1	54	72,498	1	0.	72,499	0.	0.	-0,0183	
56	LANE1	55	72,5	1	0.	72,501	0.	0.	-0,0183	
57	LANE1	56	74,998	1	0.	74,999	0.	0.	-0,0129	
58	LANE1	57	75.	1	0.	75,001	0.	0.	-0,0129	
59	LANE1	58	77,498	1	0.	77,499	0.	0.	-6,632E-03	
60	LANE1	59	77,5	1	0.	77,501	0.	0.	-6,627E-03	
61	LANE1	60	79,998	1	0.	79,999	0.	0.	-2,679E-06	

3.20.6 Análisis estructural de la superestructura del puente

Para poder realizar el diseño de un puente vehicular de la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66, se requiere de una serie de análisis de las estructuras que poseen las partes superior e inferior de un puente, a las cuales se les conoce como la superestructura y subestructura del puente.

En esta investigación de tesis únicamente analizaremos a la superestructura de un puente la cual estará conformada de una losa o tablero, vigas de acero y de acero estructural, veredas, barandas y la carpeta asfáltica de la losa. Se analizarán las estructuras según las cargas muertas y vivas del puente vehicular de la vereda Cubugón, del municipio de Toledo, Departamento Del Norte de Santander, sobre la ruta 66, ya que la superestructura es la que recibe y soporta estos dos tipos de cargas.

En la siguiente imagen se muestran gráficamente los datos iniciales para comenzar a diseñar la superestructura del puente de tres tramos; el primer tramo de 25 m, el segundo tramo de 30 m y el tercer tramo de 25 m. El puente contará con dos carriles uno de ida y otro de vuelta de 3.60 m cada uno, veredas a ambos lados de un ancho de 1.20 m cada una. Para este diseño se consideraran 4 vigas “T”, asfalto con altura de 5 cm, el peso de la baranda es de 100 kg/m y la carga peatonal es de 360 kg/m².

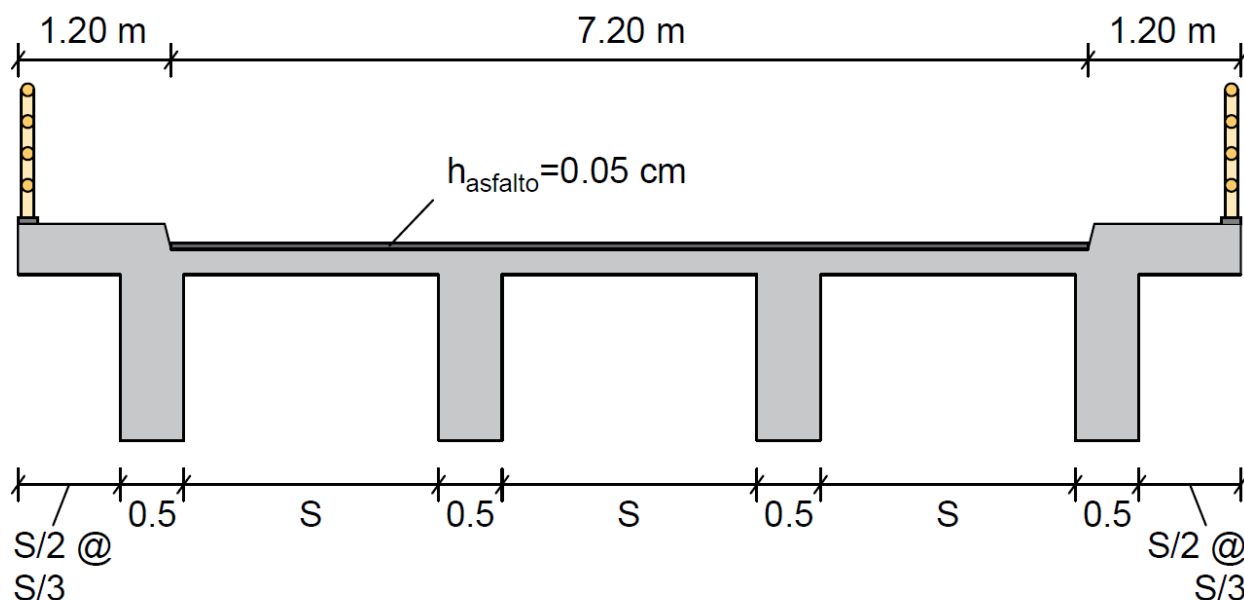


Figura 35 Propuesta de sección Transversal de la superestructura para un nuevo Puente Vehicular de la vereda Cubugo, del municipio de Toledo, departamento del norte de Santander, sobre la ruta 66. Elaboración propia.

3.20.7 Predimensionamiento

Se comienza el pre dimensionamiento con el cálculo de “S”, que significa el espaciamiento entre las caras de las vigas T. Para este cálculo analizamos dos posibles casos para el valor de los volados del puente.

$$\text{Para } S/2 \rightarrow 4S + 2.0 = 9.60 \rightarrow S = 1.90 \text{ m}$$

$$\text{Para } S/3 \rightarrow 3.67S + 2.0 = 9.60 \rightarrow S = 2.07 \text{ m}$$

Sacando un promedio del resultado de los dos posibles casos, nos dará el siguiente resultado de “S”:

$$S = (1.90 + 2.07) / 2 = 2.00 \text{ m}$$

Una vez calculado el valor de “S” se procede a hallar el valor de los volados del puente de la siguiente manera:

$$volado = [9.60\text{ m} - 3 \cdot (2.00\text{ m}) - 2.00\text{ m}] / 2 \quad volado = 0.80\text{ m}$$

Para calcular el valor de la altura de la losa y de la altura de la viga T, utilizamos los criterios de la Tabla N° 1, de donde tomamos las fórmulas para tramos continuos.

Calculando la altura de la losa “ h_{LOSA} ”:

$$h_{LOSA} = (S + 3.00) / 30 \geq 0.165\text{ m}$$

$$h_{LOSA} = (2.0 + 3.00) / 30 = 0.167\text{ m} \geq 0.165\text{ m}$$

Como el valor calculado de la altura de la losa cumple con los requisitos de ser mayor o igual a 0.165 m, entonces podemos considerar la altura de la losa como:

$$h_{LOSA} = 0.20\text{ m}$$

Calculando la altura de la viga “ h_{VIGA} ”

$$h_{VIGA} = 0.065L$$

Reemplazamos el valor de “L”, el cual viene a ser la longitud más crítica de los tramos del puente continuo, por lo tanto usamos el valor del tramo intermedio $L = 30\text{ m}$.

$$h_{VIGA} = 0.065 \cdot 30 = 1.95\text{ m}$$

3.20.8 Metrado de cargas por viga

Para realizar el metrado de cargas debemos considerar el peso de las cargas muertas como el peso de la losa, de las vigas, de las veredas, de las barandas y del asfalto, y el peso de las cargas vivas como el peso de los peatones y de los camiones de diseño.

$$\text{Peso de la losa } (2.40) \cdot (0.20) \cdot (9.60) / 4 = 1.1520\text{ T/m}$$

$$\text{Peso de la viga } (2.40) \cdot (1.75) \cdot (0.50) = 2.1000\text{ T/m}$$

$$\text{Peso de la vereda } (2.40) \cdot (1.20) \cdot (0.20) = 0.5760\text{ T/m}$$

$$\text{Peso de la baranda } 0.10 = 0.1000\text{ T/m}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 3.9280\text{ T/m}$$

Peso del asfalto $(2.25)*(0.05)*(7.20)/4 = 0.2025 \text{ T/m}$

Peso de la carga peatonal $(0.36)*(1.20)*(2)/4 = 0.2160 \text{ T/m}$

3.20.9 Diagramas de momento de las cargas muertas y vivas por viga

Luego de calcular el metrado de cargas por viga, utilizamos los valores obtenidos en el metrado de cargas por viga para graficar los diagramas de momentos, y de esta manera poder encontrar los valores del momento máximo por carga muerta y por carga viva. A continuación, se muestran los diagramas de momentos:

Carga Muerta de la superestructura = 3.9280 T/m

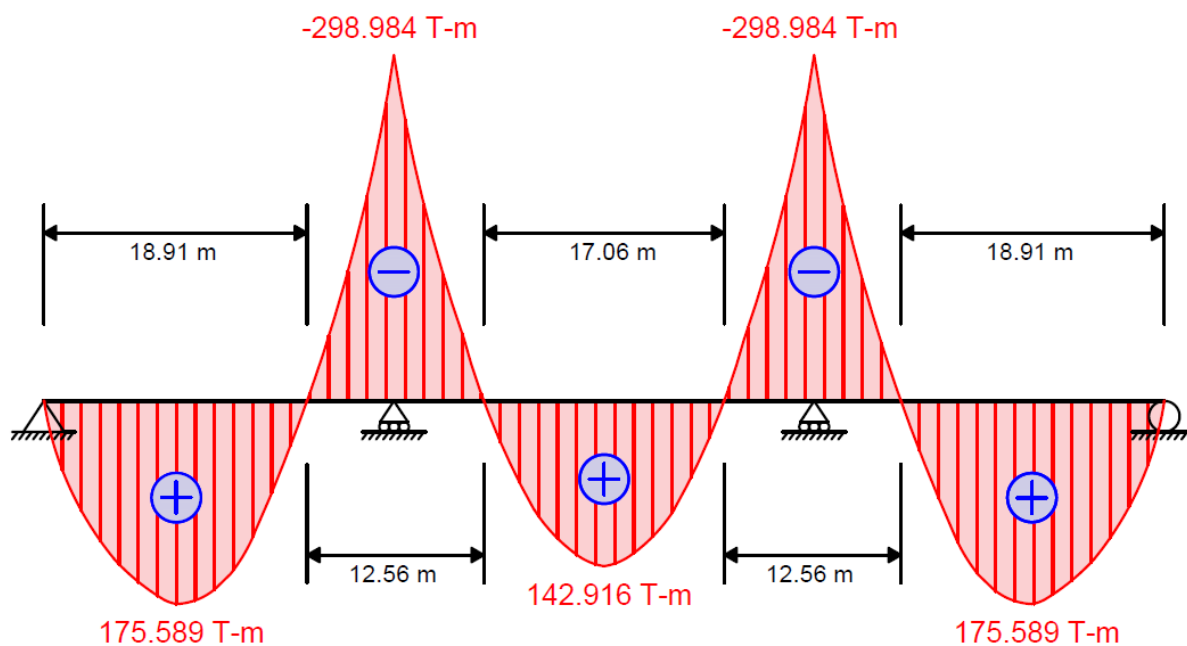


Figura 36 Diagrama de Momentos para $DC = 3.9280 \text{ T/m}$. Elaboración propia.

Carga Muerta de la carpeta de rodadura = 0.2025 T/m

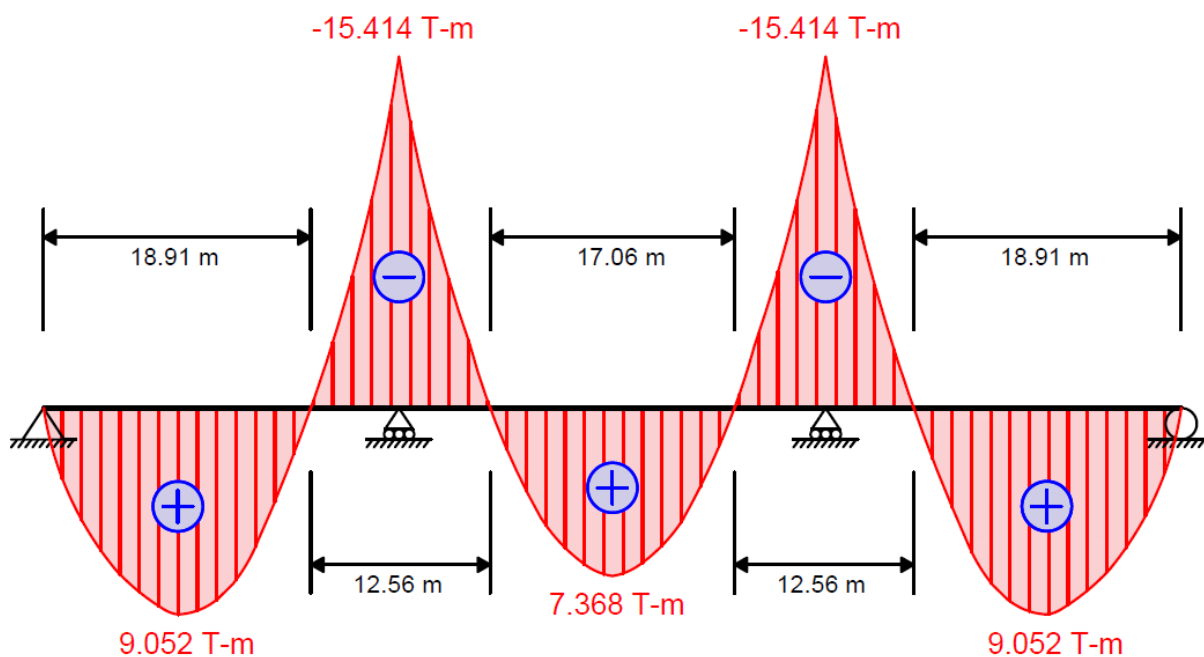


Figura 37 Diagrama de Momentos para $DW = 0.2025 \text{ T/m}$. Elaboración propia

Carga Viva peatonal = 0.2160 T/m

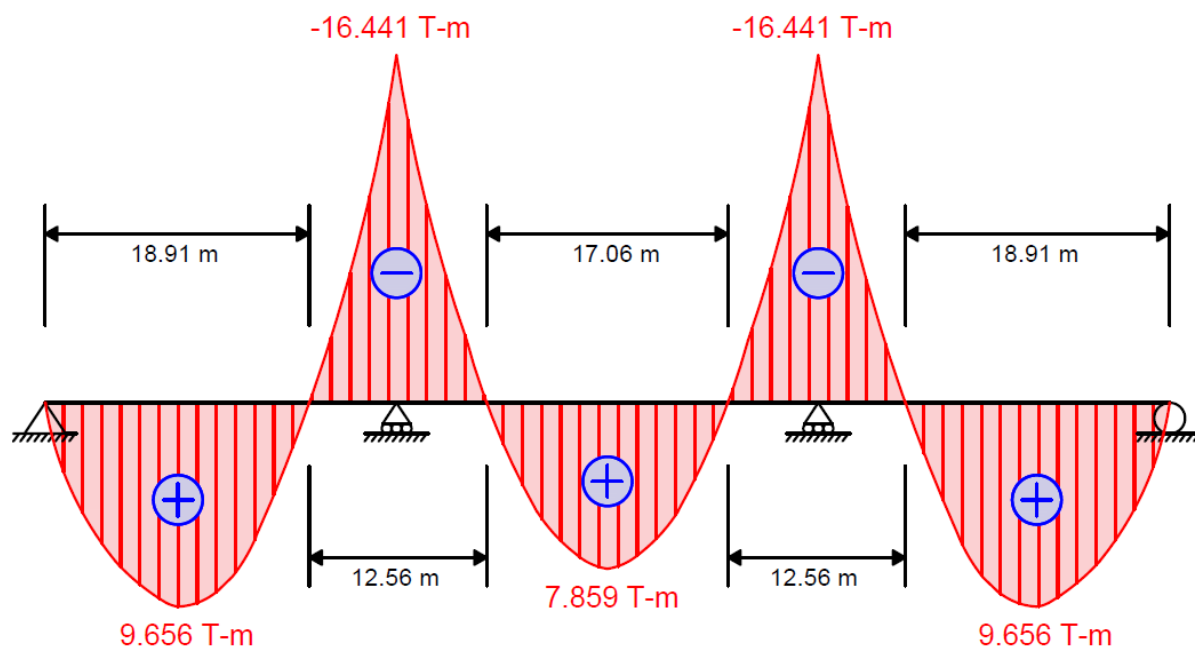


Figura 38 Diagrama de Momentos para $PL = 0.2160 \text{ T/m}$. Elaboración propia.

Como los momentos máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, buscamos los valores en la cara izquierda y derecha de los apoyos intermedios, los cuales están ubicados a 25 cm del centro de cada apoyo intermedio, luego se utilizarán los valores más críticos de los momentos máximos, los cuales ya se muestran calculados a continuación:

- Momento máximo de la Carga Muerta de la superestructura ubicada en $X = 25.25\text{m}$; 54.75m es igual a 284.377 T.m
- Momento máximo de la Carga Muerta de la carpeta de rodadura ubicada en $X = 25.25\text{m}$; 54.75m es igual a 14.661 T.m
- Momento máximo de la Carga Viva peatonal ubicada en $X = 25.25\text{m}$; 54.75m es igual a 15.638 T.m

Estos tres momentos críticos serán utilizados más adelante para el cálculo del momento último (MU).

3.20.10 Diagramas de cortante de las cargas muertas y vivas por viga

De la misma manera que se graficaron los diagramas de momentos, graficaremos los diagramas de cortantes del metrado de cargas por viga, utilizamos los valores de la carga muerta y carga viva para graficar los diagramas de cortantes, y de esta manera poder encontrar los valores del cortante máximo por carga muerta y por carga viva. A continuación, se muestran los diagramas de cortantes graficados:

Carga Muerta de la superestructura = 3.9280 T/m

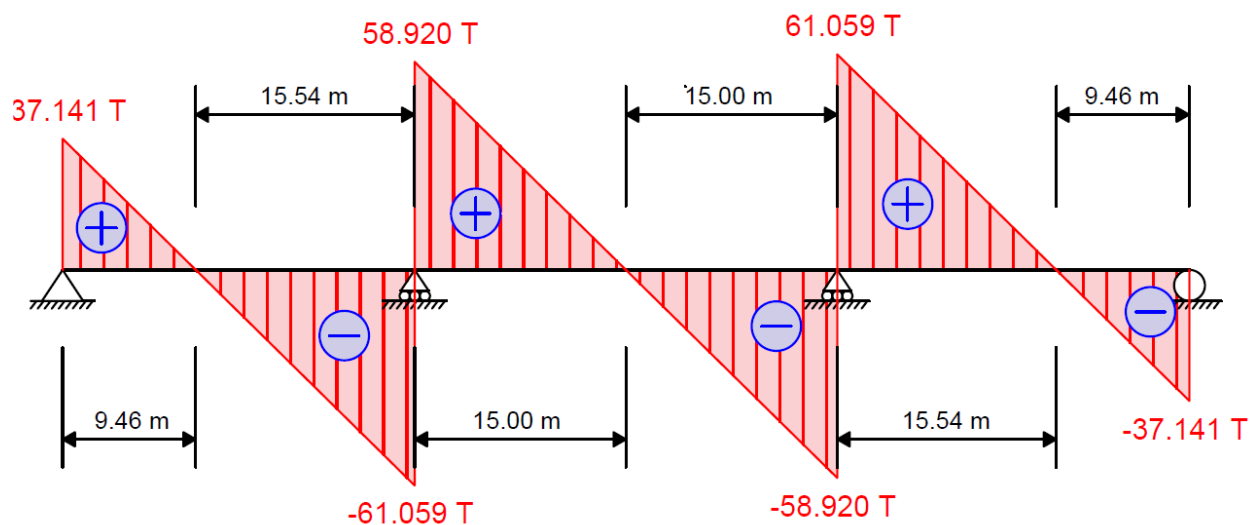


Figura 39 Diagrama de Cortantes para $DC = 3.9280 \text{ T/m}$. Elaboración propia.

Carga Muerta de la carpeta de rodadura = 0.2025 T/m

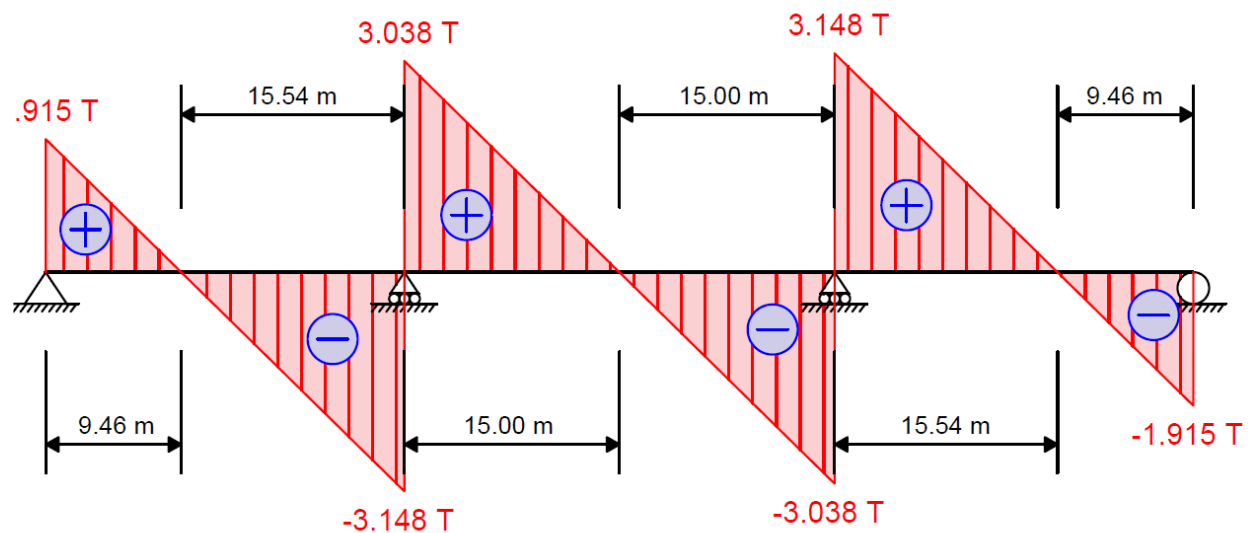


Figura 40 Diagrama de Cortantes para $DW = 0.2025 \text{ T/m}$. Elaboración propia.

Carga Viva peatonal = 0.2160 T/m

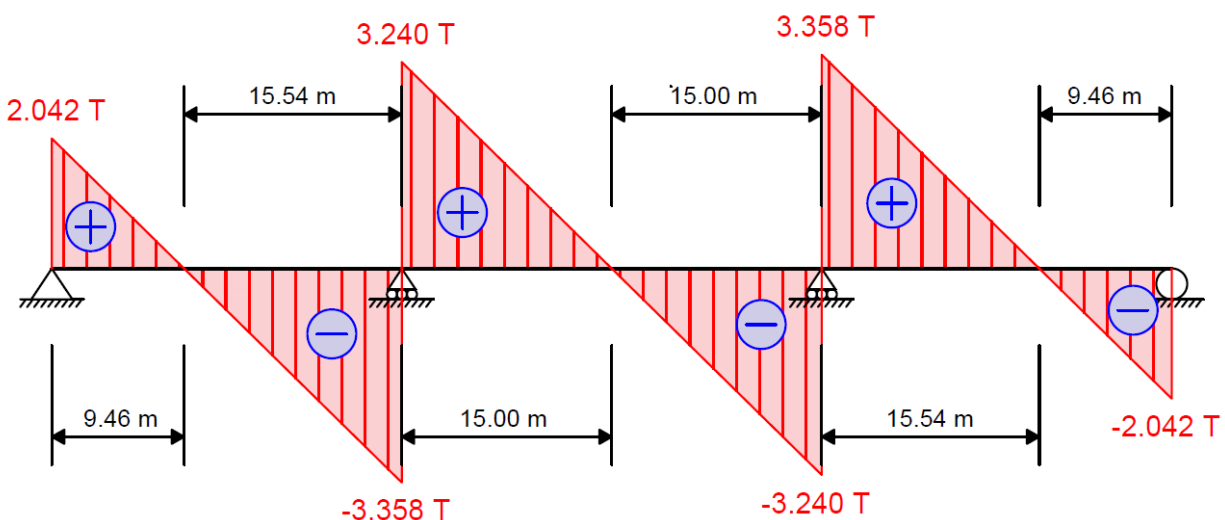


Figura 41 Diagrama de Cortantes para $PL = 0.2160 \text{ T/m}$. Elaboración propia.

Como los cortantes máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, entonces asumiremos el cortante máximo a una distancia de 0.25 m más el peralte efectivo ($d = 1.80 \text{ m}$) a cada lado de los apoyos intermedios dando una distancia total de 2.05 m, y se utilizarán los valores más críticos de los cortantes máximos, los cuales se muestran a continuación:

- Cortante máximo de la Carga Muerta de la superestructura ubicada en $X = 22.95\text{m}$; 57.05m es igual a 53.010 T
- Cortante máximo de la Carga Muerta de la carpeta de rodadura ubicada en $X = 22.95\text{m}$; 57.05m es igual a 2.733 T
- Cortante máximo de la Carga Viva peatonal ubicada en $X = 22.95\text{m}$; 57.05m es igual a 2.915 T

Estos tres cortantes críticos serán utilizados más adelante para el cálculo del cortante último (VU).

3.20.11 Líneas de influencia para esfuerzos máximos de carga

Para el cálculo de la sobrecarga o carga viva vehicular sobre las calzadas del puente se necesita la expresión gráfica de las líneas de influencia de los puntos que representan los esfuerzos máximos. Para los siguientes análisis usaremos los esfuerzos de momentos y cortantes máximos.

3.20.12 Momento de carga viva del camión de diseño.

Para este análisis necesitaremos los valores más críticos de las líneas de influencia para momentos, los cuales se detallaron en la Tabla N° 10. Se utilizará las líneas de influencia para el momento MB o M(200) ya que es la más crítica y la que presenta áreas más altas.

Se utilizará la sobrecarga vehicular de diseño HL-93K ya que el puente presenta gran longitud y el camión de diseño se encarga de transmitir mayores efectos sobre la calzada de los puentes que poseen luces más largas.

Para este caso como se trata de momentos negativos en apoyos intermedios, se usarán dos camiones de diseño para maximizar así la sobrecarga vehicular, cumpliendo los criterios ya explicados para la Figura 7. A continuación se detalla lo explicado:

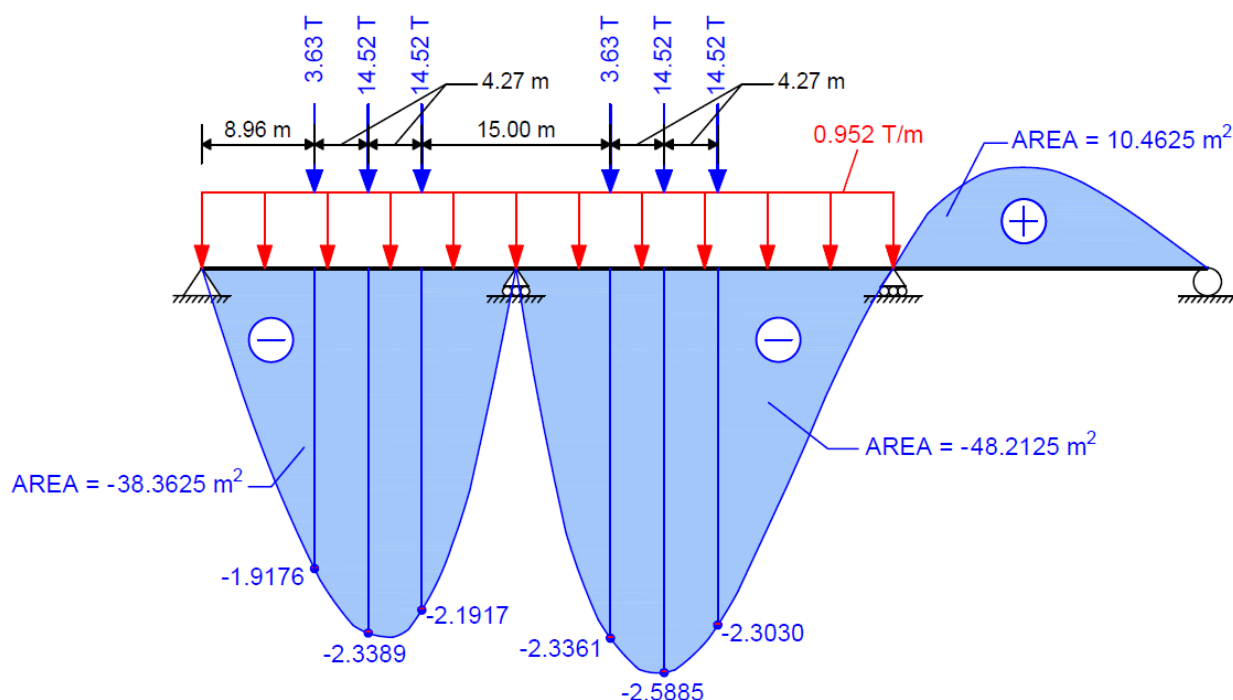


Figura 42 Momento de carga viva para dos camiones de diseño. Elaboración propia.

Una vez que se tienen los valores de las líneas de influencia y sus áreas pasamos a simular y analizar los esfuerzos con los dos camiones de diseño más la carga de carril de diseño, por lo tanto, el análisis del momento viene a ser de la siguiente manera:

$$M_{TRUCK} = [3.63(-1.9176) + 14.52(-2.3389 - 2.1917)] + [3.63(-2.3361) + 14.52(-2.5885 - 2.3030)]$$

$$M_{TRUCK} = -152.250 \text{ T.m}$$

$$M_{LANE} = 0.952(AREA - TOTAL) = 0.952(-38.3625 - 48.2125)$$

$$M_{LANE} = 0.952(-86.575) = -82.419 \text{ T.m}$$

Luego hallamos el momento máximo de la sobrecarga vehicular, la cual consiste en la suma del momento del camión de diseño multiplicado por el factor de impacto (1.33) más el momento de la carga de carril de diseño. Por utilizarse dos camiones de diseño en el apoyo interior, el resultado final debe ser considerado al 90%.

$$M_{MAX}=0.9[-152.250*(1.33)-82.419]$$

$$M_{MAX}=256.420 \text{ T.m}$$

Este momento máximo por sobrecarga vehicular será utilizado más adelante para el cálculo del momento último (MU).

3.20.13 Cortante de carga viva del camión de diseño.

Para este análisis necesitaremos los valores más críticos de las líneas de influencia para cortantes, los cuales se detallaron en la Tabla N° 10. Se utilizará las líneas de influencia para el cortante V(200) ya que es la más crítica y la que presenta áreas más altas.

Al igual que para el momento de carga viva, para el análisis del cortante de carga viva también se usará la misma sobrecarga vehicular de diseño HL-93K.

Para este caso solamente se usará un camión de diseño y se colocará el eje más pesado al inicio del segundo apoyo interno, ya que es ahí donde las líneas de influencia presentan su valor más alto. En la siguiente gráfica se detalla lo explicado:

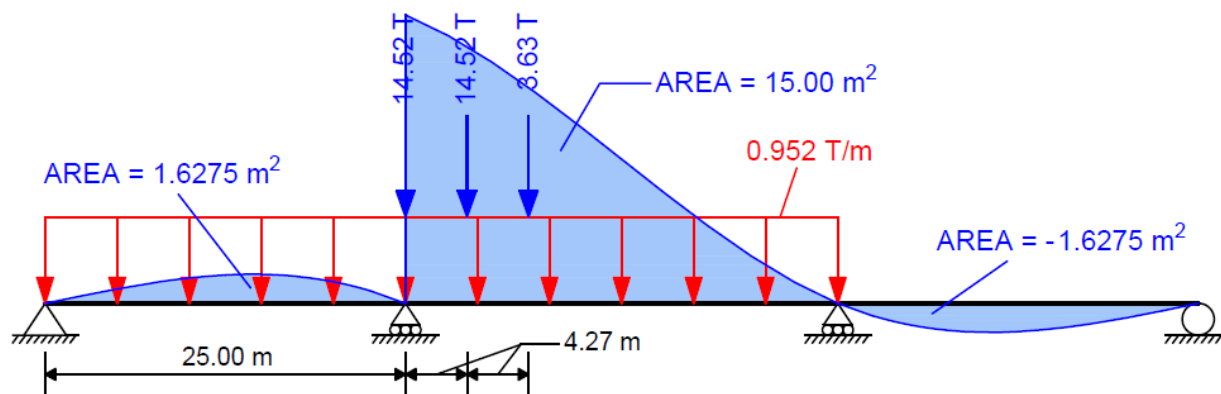


Figura 43 Cortante de carga viva para un camión de diseño. Elaboración propia

Una vez que se tienen los valores de las líneas de influencia y sus áreas pasamos a simular y analizar los esfuerzos con el camión de diseño más la carga de carril de diseño, por lo tanto el análisis del cortante viene a ser de la siguiente manera:

$$V_{TRUCK}=14.52*(1)+14.52*(0.8904)+3.63*(0.7482)$$

$$V_{TRUCK}=30.165 \text{ T}$$

$$V_{LANE}=0.952(AREA+ TOTAL)=0.952(1.6275+15.00)$$

$$V_{LANE}=0.952(16.6275)=15.829 \text{ T}$$

Luego hallamos el cortante máximo de la sobrecarga vehicular, la cual consiste en la suma del cortante del camión de diseño multiplicado por el factor de impacto (1.33) más el cortante de la carga de carril de diseño.

$$V_{MAX}=30.165(1.33)+15.829$$

$$V_{MAX}=55.949 \text{ T}$$

Este cortante máximo por sobrecarga vehicular será utilizado más adelante para el cálculo del cortante último (VU).

3.20.14 Predimensionamiento de la viga interna

Primero calculamos el ancho efectivo del ala de la viga interna siguiendo los parámetros explicados anteriormente para la Figura 11.

Para vigas interiores:

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{l} (1/4)/L_{efect} \\ 12h_s + b_w \\ \text{Espaciamiento entre ejes de vigas} \end{array} \right\}$$

El ancho efectivo es dependiente de la longitud efectiva “ L_{efect} ”, ésta se define como la distancia entre los puntos de inflexión para cargas muertas o permanentes en tramos continuos,

los cuales fueron graficados y explicadas anteriormente en los diagramas de momentos de las cargas muertas. De las figuras 35, 36 y 37 pudimos obtener el valor más crítico de la longitud efectiva, el cual es 18.91 m.

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{l} 1/4(18.91)=4.73 \text{ m} \\ 12(0.2)+0.5=2.90 \text{ m} \\ S=2.5 \text{ m} \end{array} \right\}$$

El valor mínimo es el que gobierna, por lo tanto, $b_{ei}=2.5 \text{ m}$

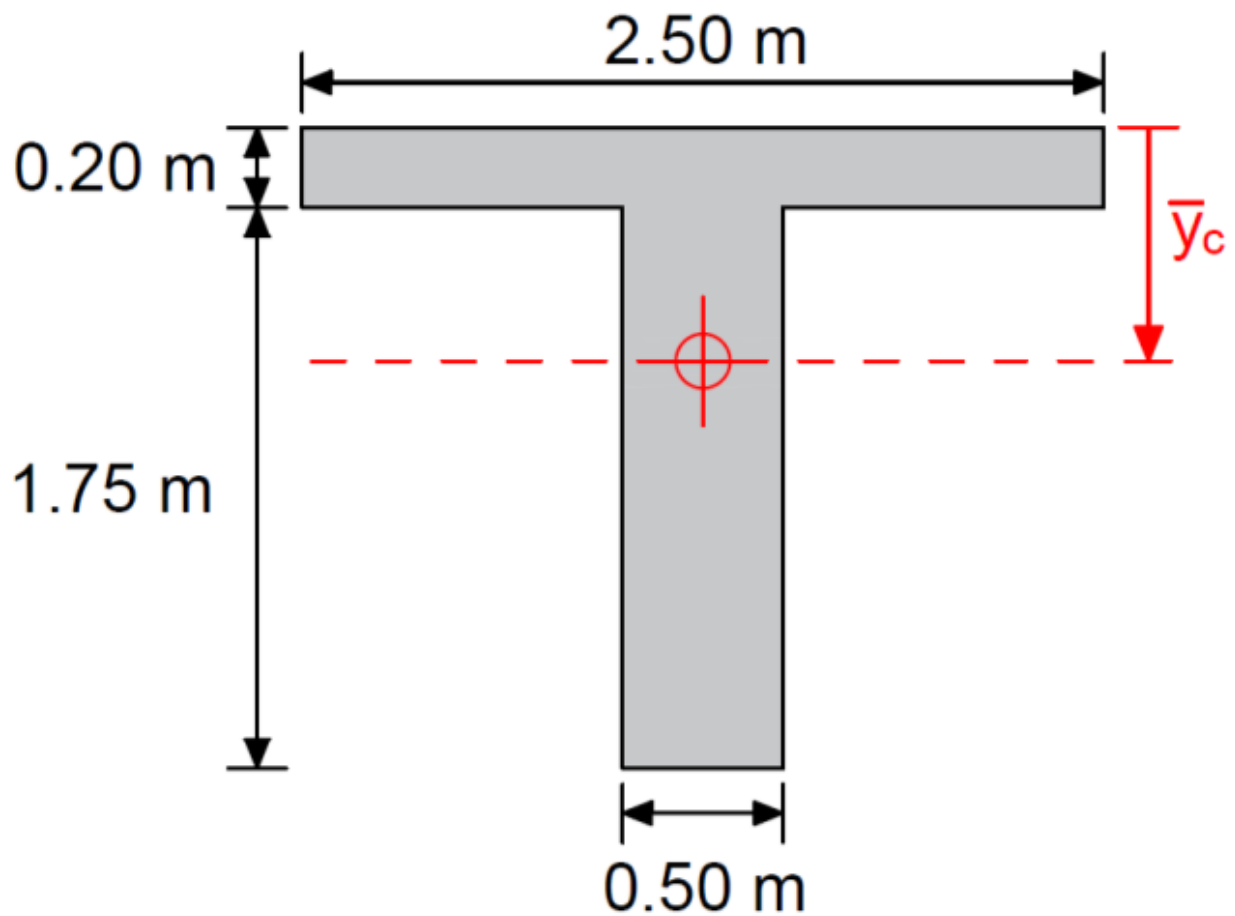


Figura 44 Dimensiones de la viga interna. Elaboración propia.

Ahora calcularemos los valores de Y_c y del área de la viga interna:

$$Y_c = [(2.50)*(0.20)*(0.10) + (1.75)*(0.50)*(1.075)] / [(2.50)*(0.20) + (1.75)*(0.50)]$$

$$Y_c = 0.7205 \text{ m}$$

$$AREA = (2.50)*(0.20) + (1.75)*(0.50) \quad AREA = 1.3750 \text{ m}^2$$

Continuamos con el cálculo del momento de inercia “I” de la viga interna:

$$I = [(2.50)*(0.20)^3]/12 + (2.50)(0.20)(0.7205 - 0.10)^2 + [(0.50)(1.75)^3]/12 + (0.50)(1.75)(0.875 - 0.7205)^2 \quad I = 0.4384 \text{ m}^4$$

Por ultimo pasamos al cálculo del parámetro de rigidez longitudinal “Kg”, el cual depende también de “eg”

$$eg = \text{Distancia entre los ejes de la losa y la viga. } eg = 0.875 \text{ m} - 0.10 \text{ m} = 0.775 \text{ m}$$

Reemplazamos todos los datos calculados anteriormente para hallar el parámetro de rigidez longitudinal “Kg” de la siguiente manera:

$$Kg = n(I + A \cdot eg^2) = 1(0.4384 + (1.3750)(0.7750)^2) \quad Kg = 1.2643 \text{ m}^4$$

Este valor calculado de “Kg” servirá más adelante para poder calcular el factor de distribución de las sobrecargas para momentos y cortantes por carril en vigas internas.

3.20.15 Predimensionamiento de la viga externa

Al igual que para la viga interna primero calculamos el ancho efectivo del ala de la viga externa siguiendo los parámetros explicados anteriormente para la Figura 11.

Para vigas exteriores:

$$be = (b_{ei}/2) \left\{ \begin{array}{c} L/8 \\ 6h_s + b_w/2 \\ \text{Ancho del voladizo} \end{array} \right\}$$

Reemplazando los datos:

$$be - (2.50/2) \left\{ \begin{array}{l} (18.91/8 = 2.36 \text{ m} \\ 6*(0.2)+0.5/2 = 1.45 \text{ m} \\ 0.80 \text{ m} \end{array} \right\}$$

El valor mínimo es el que gobierna, por lo tanto escogemos primero el valor del voladizo 0.80 m para continuar con el cálculo de be :

$$be - (2.50/2) \leq 0.80 \text{ m}$$

$$be = 2.05 \text{ m}$$

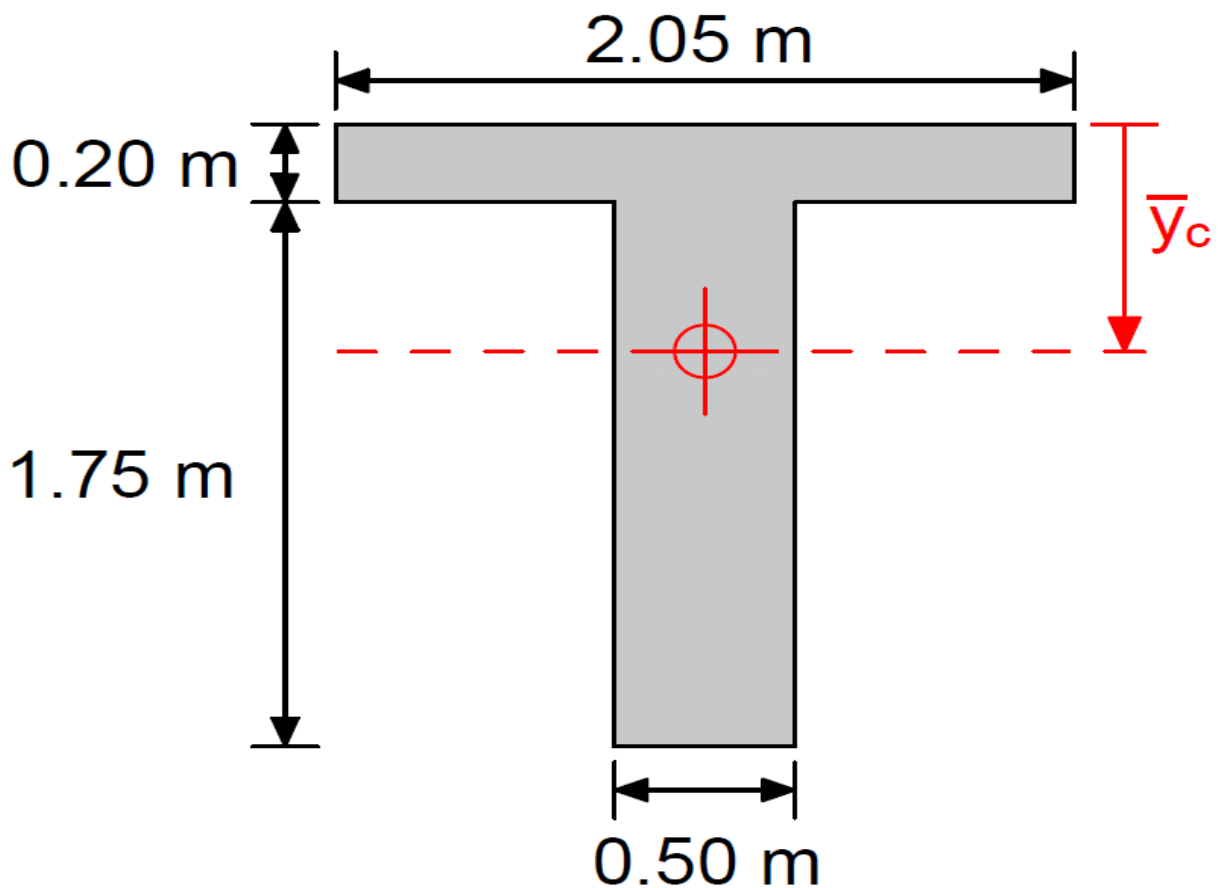


Figura 45 Dimensiones de la viga externa. Elaboración propia

Ahora calcularemos los valores de Y_c y del área de la viga interna:

$$Y_c = [(2.05)*(0.20)*(0.10) + (1.75)*(0.50)*(1.075)]/[(2.05)*(0.20) + (1.75)*(0.50)]$$

$$Y_c = 0.7639 \text{ m}$$

$$AREA = (2.05)*(0.20) + (1.75)*(0.50)$$

$$AREA = 1.2850 \text{ m}^2$$

Continuamos con el cálculo del momento de inercia "I" de la viga interna:

$$I = [(2.05)(0.20)^3/12] + [(2.05)*(0.20)*(0.7639 - 0.10)^2] + [(0.50)*(1.75)^3/12] + [(0.50)*(1.75)*(0.875 - 0.7639)^2]$$

$$I = 0.4162 \text{ m}^4$$

Por ultimo pasamos al cálculo del factor de corrección "e", el cual depende también de "de". En la siguiente figura se detalla gráficamente la distancia de "de":

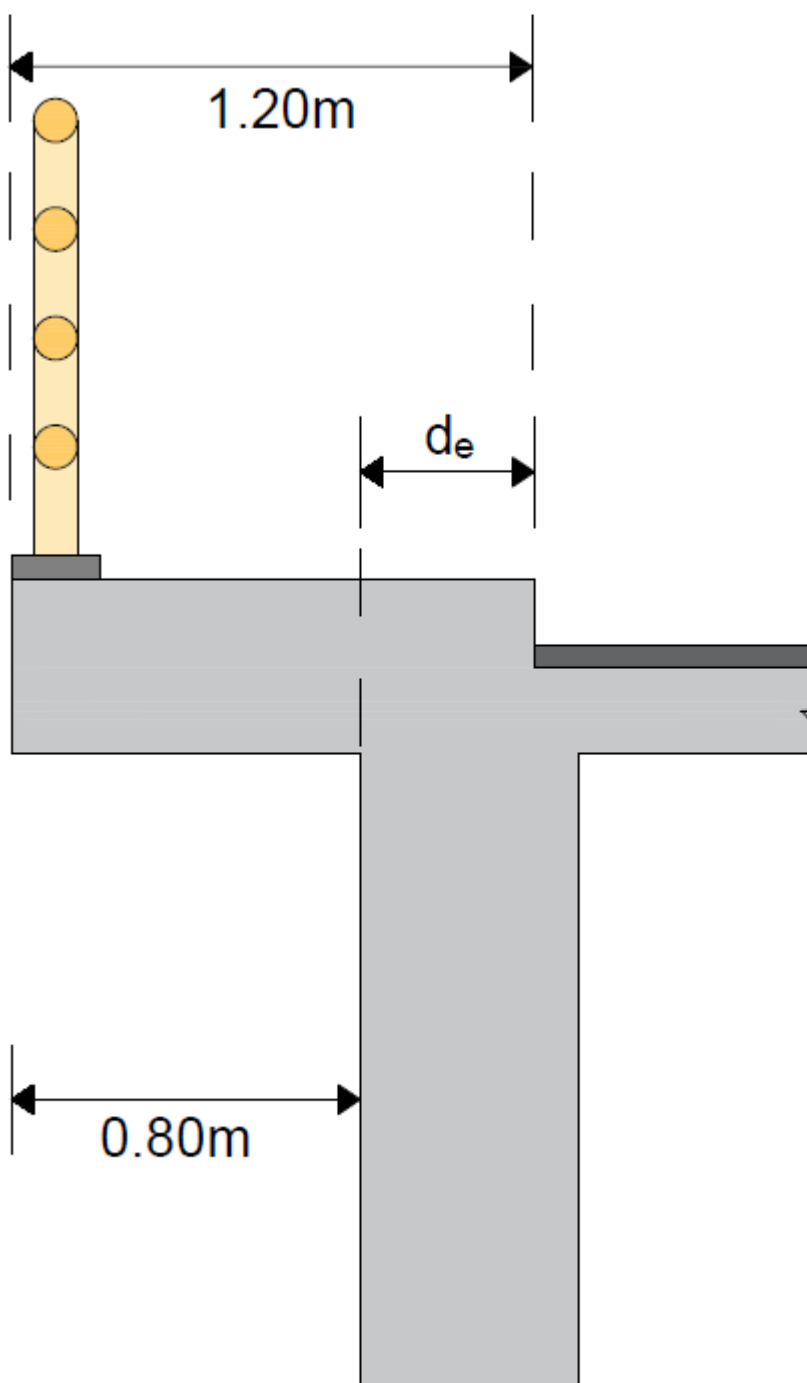


Figura 46 Distancia " d_e " en el volado del puente. Elaboración propia.

d_e =Distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el

borde interior del sardinel o barrera para el trafico. $d_e=-0.40\text{ m}=-400\text{ mm}$

El parámetro “de” debe ser tomado como positivo si el alma de la viga exterior esta hacia dentro del sardinel o barrera para el tráfico y negativo si se encuentra hacia afuera. Según los rangos de aplicabilidad detallados en la Tabla 6 el valor de “de” debe encontrarse entre el rango de aplicabilidad de $-300\text{ mm} \leq de \leq 1700\text{ mm}$, por lo tanto el valor hallado no cumple con los requisitos para poder ser usado más adelante en el cálculo del factor de corrección “e”.

3.20.16 Factor de distribución de las sobrecargas para momento

Como ya se explicó anteriormente, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para momento se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación, iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas Te.

3.20.17 Vigas interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 5.

Se sabe que el puente es de tres tramos de diferentes longitudes por tramos (25 m y 30 m), pero para el reemplazo de los datos en las próximas fórmulas de factor de distribución únicamente se considerará $L = 25\text{ m}$ ya que mientras menos distancia tiene la longitud del tramo, el valor del factor de distribución es más crítico.

Para un carril de diseño cargado.

$$mg_{MSI} = 0.06 + (S/4300)^{0.4} (S/L)^{0.3} (Kg/Lts^3)^{0.1}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SI = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior, M = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para $L = 25$ m:

$$mg_{MSI} = 0.06 + (2000/4300)^{0.4} (2000/25000)^{0.3} [(1.2643 * (10^{12}) / (25000) * (200)^3)^{0.1}]$$

$$mg_{MSI} = 0.4750$$

Para dos o más carriles de diseño cargado.

$$mg_{MMI} = 0.075 + (S/2900)^{0.6} (S/L)^{0.2} (Kg/Lts^3)^{0.1}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

MI = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior, M = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para $L = 25$ m:

$$mg_{MMI} = 0.075 + (2000/2900)^{0.6} (2000/25000)^{0.2} [(1.2643(10^{12}) / (25000) * (200)^3)^{0.1}]$$

$$mg_{MMI} = 0.6556$$

Por lo tanto, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de $mg_{MMI} = 0.6556$ debido a que es el valor más alto de todos los que se calcularon.

3.20.18 Vigas exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 6.

Para un carril de diseño cargado.

Se utiliza la Ley de Momentos explicada anteriormente en la Figura N° 10.

Realizamos la sumatoria de momentos respecto al apoyo externo para poder hallar la reacción del apoyo interno. Al hallar la reacción, se multiplicará por el factor de presencia múltiple (m) y así tener el valor del factor de distribución de la sobrecarga para momento. A

continuación, se muestra en la siguiente imagen la manera de aplicación de la ley de momentos respecto al apoyo interno del puente considerando la carga “P” como la resultante de las cargas de las dos llantas del camión de diseño:

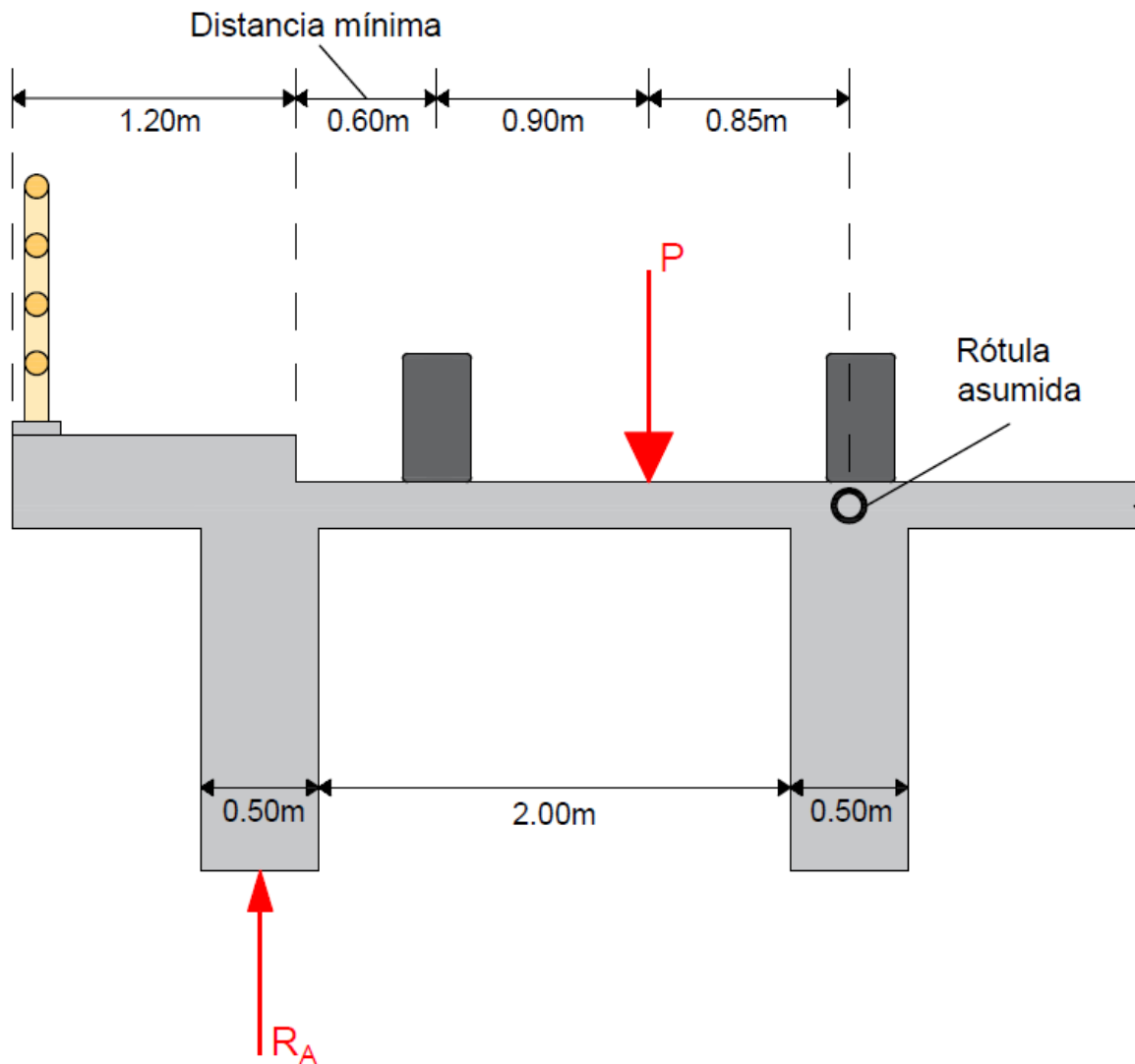


Figura 47 Ley de Momentos respecto al apoyo interno. Elaboración propia.

Aplicando sumatoria de momentos respecto al apoyo interno:

$$R_A(2.50) = P(0.85)$$

$$R_A = g_{MSE} = 0.340P$$

Multiplicando por el factor de presencia múltiple ($m=1.2$)

$$mg_{MSE}=1.2*(0.340)=0.4080$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SE = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior, M = Momento

Para dos o más carriles de diseño cargado.

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_{MME}=emg_{MMI}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

ME = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior, M = Momento

$$e=0.77+(de/2800)$$

El valor " de " fue hallado anteriormente en la Figura 45, y no cumple con el rango de aplicabilidad anulando el valor de " e ".

Por lo tanto, el factor de distribución de la fórmula para múltiples carriles también queda anulada:

$$mg_{MME}=0$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga externa, es el valor de $mg_{MSE}=0.4080$ debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

3.20.19 Factor de distribución de las sobrecargas para cortante

Al igual que los factores de distribución para momento, los factores de distribución para cortante deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para cortante se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación, iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas Te.

3.20.20 Vigas interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te del puente analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 7.

Para un carril de diseño cargado.

$$mg_{VSI}=0.36+(S/7600)$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SI = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior, V = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_{VSI}=0.36+(2000/7600)$$

$$mg_{VSI}=0.6232$$

Para dos o más carriles de diseño cargado.

$$mg_{VMI}=0.2+(S/3600)-(S/10700)^{2.0}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

MI = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior, V = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_{VMI}=0.2+(2000/3600)-(2000/10700)^{2.0} \quad mg_{VMI}=0.7206$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de $mg_{VMI}=0.7206$ debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

3.20.21 Vigas exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te del puente analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 8.

Para un carril de diseño cargado.

Se utiliza la Ley de Momentos, la cual dará el mismo valor ya explicado y calculado anteriormente en la Figura 46.

$$mg_{VSE}=1.2*(0.340)= 0.4080$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SE = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior, V = Cortante.

Para dos o más carriles de diseño cargado.

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_{VME}=emg_{VMI}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

ME = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior, V = Cortante

$$e=0.6+(de/3000)$$

El valor " de " fue hallado anteriormente en la Figura 45, y no cumple con el rango de aplicabilidad anulando el valor de " e ".

Por lo tanto, el factor de distribución de la fórmula para múltiples carriles también queda anulada:

$$mg_{VME}=0$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga externa, es el valor obtenido por la Ley de Momentos $mgVSE=0.4080$ debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

3.20.22 Diseño de la viga interna

Para el diseño de la viga interna primero debemos analizar el tipo de estado límite que se usará para después pasar al cálculo del momento último y del cortante último, los cuales sirven para hallar la cantidad de varillas de refuerzo necesarias para soportar todas las cargas vivas y muertas de la superestructura del puente, y hallar también la distribución respectiva de los estribos a lo largo de la viga.

Para el cálculo del momento último y cortante último de este puente se usará el estado límite de Resistencia I, por lo tanto se requiere de los factores de carga y de la combinación de cargas respectivas, especificadas anteriormente en las Tablas 2 y 3.

3.20.23 Análisis del momento último.

De los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de momentos de cargas muertas y cargas vivas por viga y del momento máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del momento último de la viga interna:

$$MU=n[\gamma_{DC}M_{DC}+\gamma_{DW}M_{DW}+\gamma_{PL}M_{PL}+\gamma_{LL+I}(mg_{MMI})(FPM)(M_{MAX})]$$

$$MU=1[1.25*(284.377)+1.50*(14.661)+1.75*(15.638)+1.75*(0.6556)*(1)*(256.420)]$$

$$MU= 699.020 \text{ T.m}$$

3.20.24 Análisis del cortante último.

De los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de cortantes de cargas muertas y cargas vivas por viga y del cortante máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del cortante último de la viga interna:

$$V_U = n[\gamma_{DC}V_{DC} + \gamma_{DW}V_{DW} + \gamma_{PL}V_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_{VMI})(FPM)(V_{MAX})]$$

$$V_U = 1*[1.25*(53.010) + 1.50*(2.733) + 1.75*(2.915) + 1.75*(0.7206)*(1)*(55.949)]$$

$$V_U = 146.018 \text{ T}$$

3.20.25 Cálculo del acero principal.

Para este cálculo nos basamos en los valores que se muestran en la Tabla de Diseño en Flexión del Anexo 2, de la cual debemos calcular un valor K_U de la siguiente ecuación:

$$K_U = M_U / b e d^2$$

Donde:

M_U : Momento último

$b e$: Ancho efectivo

d : Peralte efectivo (Se asumirá $d = 1.80 \text{ m}$)

Entonces, reemplazamos los datos en la ecuación de K_U para el análisis de varillas de refuerzo en la parte superior o acero negativo de la viga interna:

$$K_U = (699.020 \times 10^5) / (50(180)^2) = 43.1494$$

De la tabla hallamos la cuantía " ρ ", de la cual interpolamos para un $K_U = 43.1494$ y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo o acero negativo a utilizar.

$$(1.28\% - 1.30\%) / (42.90 - 43.49) = (1.28\% - X) / (42.90 - 43.1494)$$

$$X=\rho=1.2885\%$$

$$A_s=\rho b d=(0.012885)*(50)*(180)=115.965 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$A_s=115.965 \text{ cm}^2/5.1 \text{ cm}^2= 22.74 \approx 23 \text{ } \phi 1"$$

Finalmente, para la parte superior de la viga interna se utilizarán 23 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente imagen:

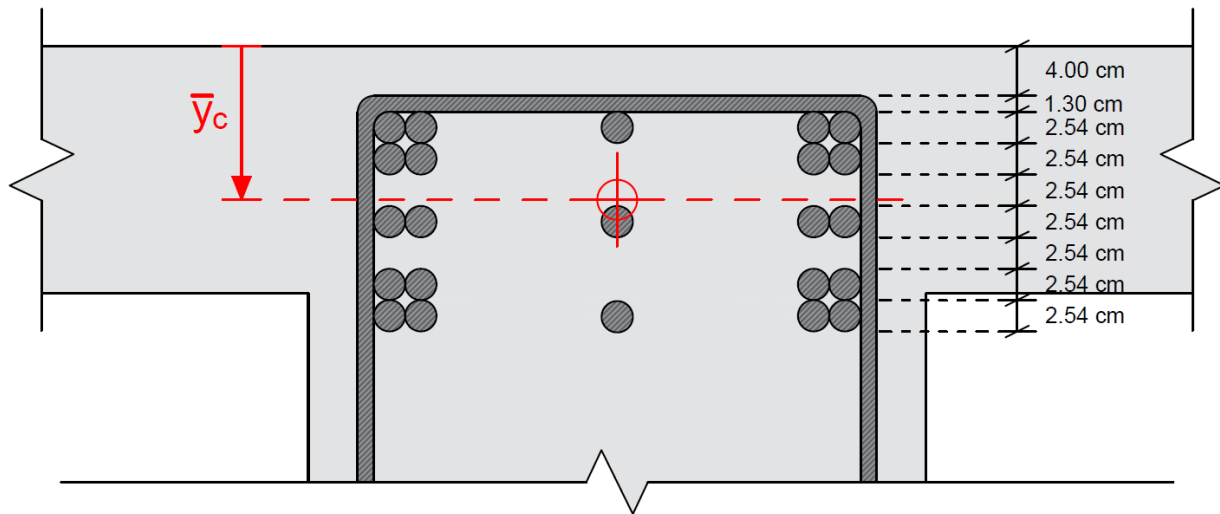


Figura 48 Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga interna.

elaboración propia

De la última figura, verificamos si el peralte efectivo que se asumió para el cálculo de varillas de refuerzo fue el correcto.

$$\begin{aligned} \bar{y}_c(23)*(5.1) &= 5*(5.1)*(5.3+2.54/2) + 4*(5.1)*(5.3+2.54+2.54/2) + 5*(5.1)*(5.3+3*(2.54)+2.54/2) \\ &+ 4*(5.1)*(5.3+5*(2.54)+2.54/2) + 5*(5.1)*(5.3+6*(2.54)+2.54/2) \end{aligned}$$

$$\bar{y}_c=14.19 \text{ cm}$$

$$d=195 \text{ cm}-14.19 \text{ cm}=180.81 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la suposición del peralte efectivo que se utilizó anteriormente para el cálculo de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga fue correcta.

Ahora, reemplazamos los datos en la ecuación de K_U para el análisis de varillas de refuerzo en la parte inferior o acero positivo de la viga interna:

$$K_U = (699.020 \times 10^5) / (250 \times (180)^2) = 8.6299$$

De la tabla hallamos la cuantía " ρ ", de la cual interpolamos para un $K_U = 8.6299$ y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo o acero positivo a utilizar.

$$(0.22\% - 0.24\%) / (8.15 - 8.88) = (0.22\% - X) / (8.15 - 8.6299)$$

$$X = \rho = 0.2359\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.002359) \times (250) \times (180) = 106.155 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$A_s = 106.155 \text{ cm}^2 / 5.1 \text{ cm}^2 = 20.82 \approx 21 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente, para la parte inferior de la viga interna se utilizarán 21 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente imagen:

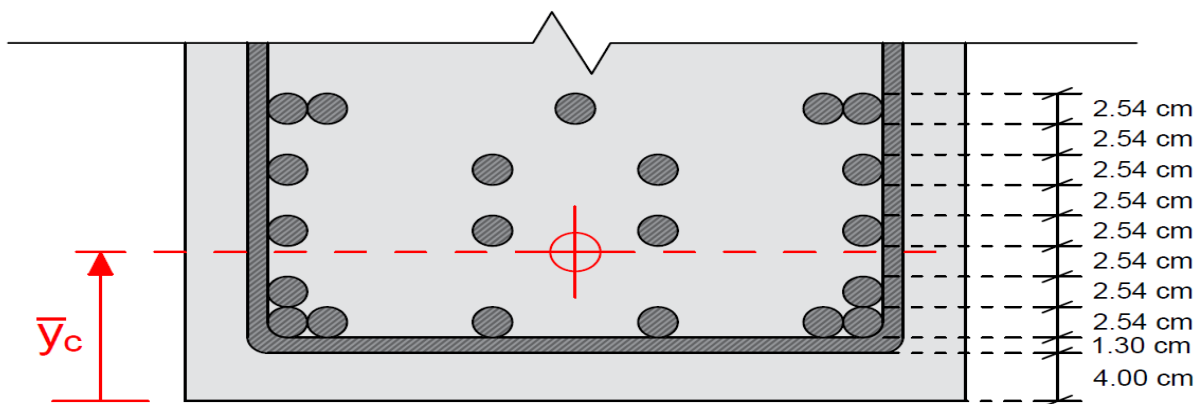


Figura 49 Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga interna.

Elaboración propia.

3.20.26 Resistencia de diseño de la viga te.

Para analizar si la resistencia de diseño cumple con lo analizado anteriormente, primero debemos analizar la forma de trabajo de la viga Te interna en las zonas de momentos, para este caso analizamos la viga con la posibilidad de trabajo para momento positivo o compresiones en la fibra superior de la viga.

Para llevar a cabo el análisis se debe calcular el bloque equivalente de compresiones al cual se le denomina y conoce como “a” y es el equivalente a las compresiones reales que suceden en el losa, así como los esfuerzos y deformaciones que ocurren en él. Como en este caso analizaremos la fibra superior de la viga Te, existen dos posibles casos para analizar “a”, los cuales se muestran a continuación:

1º Caso: Cuando el bloque de compresiones actúa en el ala ($a \leq hf$)

La sección se diseña y se trabaja como una sección rectangular.

2º Caso: Cuando el bloque de compresiones actúa en el alma ($a > hf$)

La sección se diseña y se trabaja como una sección T.

A continuación, de la siguiente imagen determinaremos el caso que se usará para analizar la viga interna:

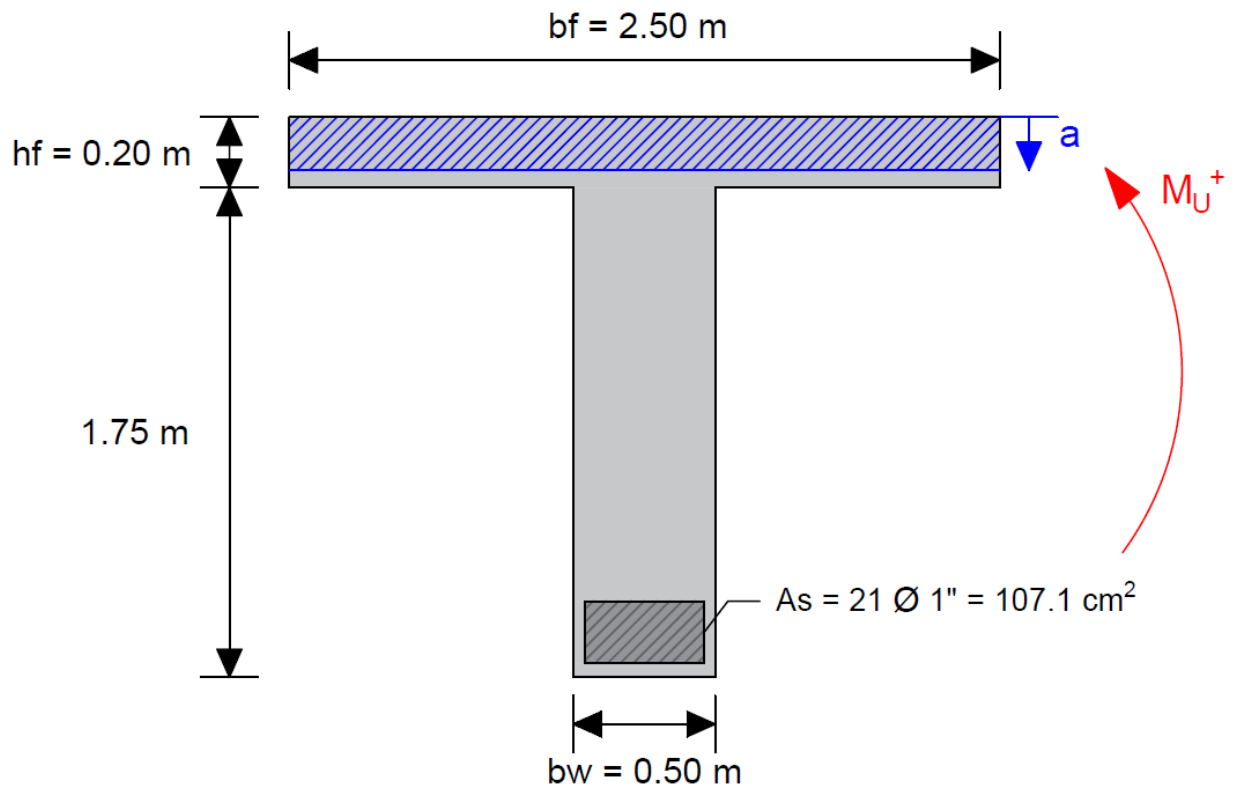


Figura 50 Análisis de la sección Te de la viga interna. Elaboración propia.

De la imagen, calculamos el valor del bloque de compresiones para determinar el caso con el que analizará la viga interna. Para hallar “a”, aplicamos la siguiente ecuación:

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$$

$$\text{Donde } \{A_s = 107.1 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 250 \text{ cm}\}$$

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$a = [(107.1) \cdot (4200)] / [0.85 \cdot (280) \cdot (250)] = 7.56 \text{ cm}$$

Ya que $a < h_f$, el 1º Caso dice que la sección se debe analizar como rectangular.

Una vez que tenemos el valor del bloque de compresiones, pasamos al cálculo de la resistencia de diseño la cual se calculará de la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

Donde { $\phi=0.90$ $A_s=107.1 \text{ cm}^2$ $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ $d=180 \text{ cma}=7.56 \text{ cm}$

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$\phi M_n = (0.9) * (107.1) * (4200) * (180 - 7.56/2) \phi M_n = 71340552.36 \text{ kg.cm} \approx 713.406 \text{ T.m}$$

Entonces, como $M_U < \phi M_n$, la resistencia de diseño si cumple con la cantidad de varillas de refuerzo calculados para la viga interna.

3.20.27 Diseño por fatiga.

Como sabemos todo el diseño calculado anteriormente para la viga interna fue para un estado límite de Resistencia I y ahora para investigar el estado límite de Fatiga, debemos analizar la carga de Fatiga, y la sección agrietada para después finalizar con la verificación de esfuerzos, los cuales se explicarán a continuación:

3.20.28 cargas de fatiga.

Debe ser analizado por medio del camión de diseño, el cual debe cumplir con ciertos criterios de la AASHTO LRFD detallados a continuación:

- Se usará solo un camión de diseño, el cual tendrá un espaciamiento constante de 9.14 m entre los ejes más pesados.
- La carga dinámica o de impacto que se permitirá será $IM = 15\%$
- Se usará el factor de distribución de sobrecarga para un solo carril.
- Se eliminará el factor de presencia múltiple ($m = 1.2$)

Para el caso de un puente con vigas Te continuas, la AASHTO LRFD recomienda analizar las cargas de Fatiga en las ubicaciones 104 y 200, y seleccionar la carga más crítica. A continuación, calcularemos la carga de Fatiga para ambas ubicaciones utilizando las líneas de influencia ya calculadas anteriormente en la Tabla 12:

Para la Ubicación 104:

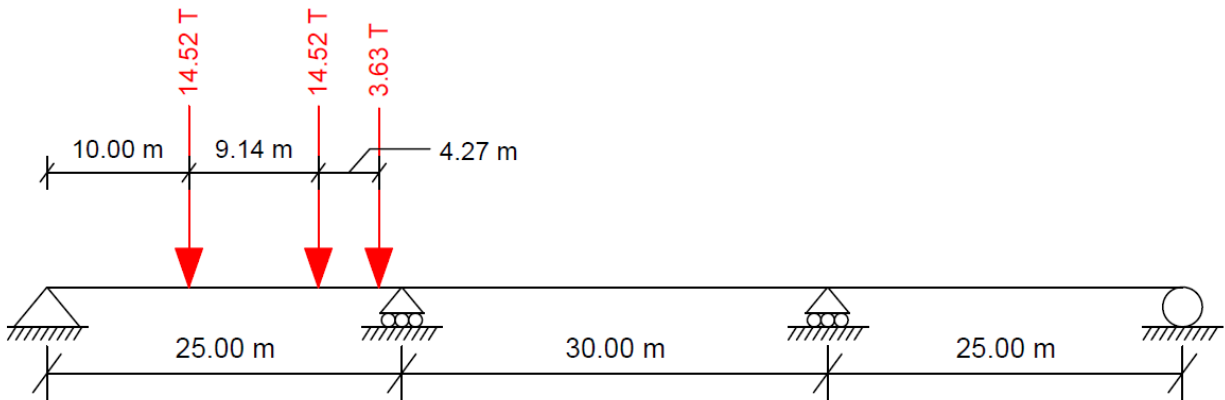


Figura 51 Carga de Fatiga en la ubicación 104. Elaboración propia.

$$MLL = 14.52 * (5.175 + 1.566) + 3.63 * (0.353) = 99.16 \text{ T.m}$$

Ahora le agregamos la carga dinámica permitida para Fatiga IM = 15%

$$MLL + IM = 1.15 * (99.16) = 114.03 \text{ T.m}$$

Se considera el factor de distribución para un solo carril y despreciando el factor de presencia múltiple ($m = 1.2$).

$$g_{MSI} = 0.475 / 1.2 = 0.396$$

$$M_{LL+IM} = 114.03 * (0.396) = 45.16 \text{ T.m}$$

Pasamos al análisis de la combinación de cargas para el estado límite de Fatiga, considerando el valor de $n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$.

$$M_{FAT} = n(1.50 M_{LL+IM})$$

$$M_{FAT} = 1 * (1.50 \times 45.16) = 67.74 \text{ T.m} \rightarrow \text{CRÍTICO}$$

Para la Ubicación 200:

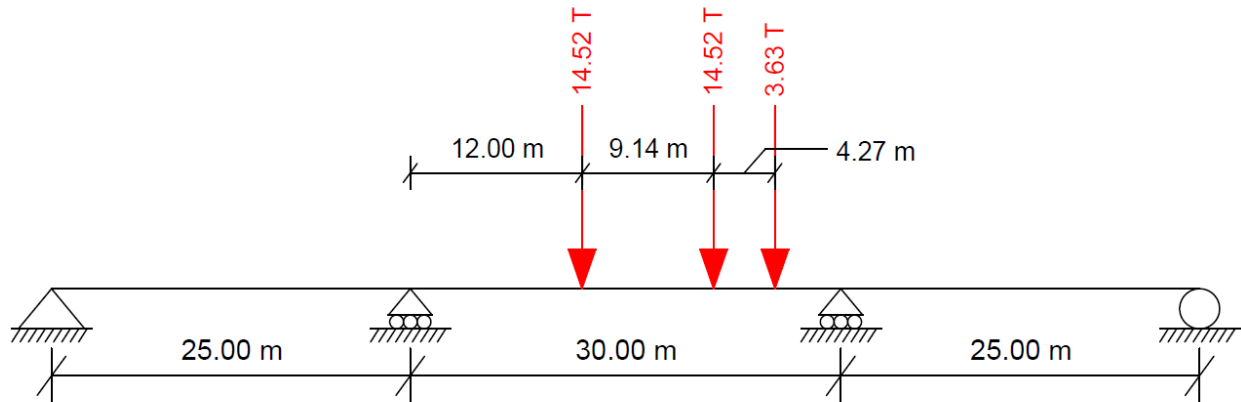


Figura 52 Carga de Fatiga en la ubicación 200. Elaboración propia.

$$M_{LL}=14.52*(-2.584-1.528)+3.63*(-0.744)= -62.41 \text{ T.m}$$

$$M_{LL+IM}=1.15*(-62.41)=71.77 \text{ T.m}$$

Se considera el factor de distribución para un solo carril y despreciando el factor de presencia múltiple ($m = 1.2$).

$$M_{LL+IM}=71.77*(0.396)=28.42 \text{ T.m}$$

$$M_{FAT}=1*(1.50 \times 28.42)=42.63 \text{ T.m}$$

Sección agrietada.

Según la AASHTO LRFD la sección agrietada o fisurada debe ser utilizada si la suma de cargas muertas o permanentes más la combinación de cargas de Fatiga, da como resultado una fuerza de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'c}$.

$$f_{tracción}=0.80\sqrt{f'c}=0.80\sqrt{280}=13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Hallamos el esfuerzo debido a las cargas muertas o permanentes más la combinación de cargas por Fatiga I para después compararlo con la fuerza de tracción.

$$M'fat=M_{DC}+M_{DW}+M_{FAT}$$

$$M'fat=284.38+14.66+67.74=366.78 \text{ T.m}$$

Entonces:

$$f_{fat}=M'_{fat}/S ; \text{ donde } S=bh^2/6=(250)(195^2)/6 =1584375 \text{ cm}^3$$

$$f_{fat}=(366.78 \times 10^5 \text{ kg.cm})/1584375 \text{ cm}^3 =23.15 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor de $f_{fat}=23.15 \text{ kg/cm}^2 > f_{tracción}=13.39 \text{ kg/cm}^2$, entonces usamos el valor de la sección agrietada para así poder hacer la verificación de esfuerzos.

Verificación de esfuerzos.

Pasamos a verificar los esfuerzos en el refuerzo debido a las cargas vivas y a las cargas muertas de la siguiente manera:

Esfuerzo por carga viva:

$$f_{LL}=M_{FAT}/As(jd)$$

$$\text{donde } \left\{ \begin{array}{l} As=21\emptyset 1''=21*(5.1)=107.1 \text{ cm}^2 \\ jd=(d-y/3)=(181-31.98/3)=170.51 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$f_{LL}=(67.74 \times 10^5)/(107.1*(170.51))=370.94 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por carga muerta o permanente:

$$f_{DL}=(M_{DC+DW})/As(jd)=[(284.38+14.66)10^5]/107.1*(170.51)$$

$$f_{DL}=1637.53 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzos:

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo sumado con el esfuerzo por cargas muertas:

$$f_{\text{mín}}=0+1637.53=1637.53 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máxima sumado con el esfuerzo por cargas muertas:

$$f_{\text{máx}}=370.94+1637.53=2008.47 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, el rango máximo de esfuerzos es:

$$f = f_{\text{máx}} - f_{\text{mín}} = 2008.47 - 1637.53$$

$$f = 370.94 \text{ kg/cm}^2$$

Según la AASHTO LRFD el rango límite del esfuerzo por fatiga se interpreta bajo la siguiente ecuación:

$$f_{\text{límite}} = 1687 - 0.33 f_{\text{mín}}$$

$$f_{\text{límite}} = 1687 - 0.33 * (1637.53) = 1146.62 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, verificamos que se cumpla lo siguiente:

$$f_{\text{límite}} > f_{LL}$$

$$1146.62 > 370.94 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

3.20.29 Diseño de estribos.

Debemos basarnos en el diseño por cortante según la metodología de diseño de la norma AASHTO LRFD, la cual pide cumplir las siguientes ecuaciones para estimar la resistencia de la viga interna:

$$V_U \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_U \leq \phi (V_c + V_s)$$

Donde:

- $V_U = \text{Cortante último}$
- $V_n = \text{Cortante nominal al corte}$
- $V_c = \text{Cortante nominal resistente del concreto}$
- $V_s = \text{Cortante nominal resistente del acero}$

Calculamos el cortante nominal resistente del concreto de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (50) (180)$$

$$V_c = 79817.37 \text{ kg} = 79.817 \text{ T}$$

Ahora, pasamos al cálculo del cortante nominal resistente del acero:

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_s = (146.018 / 0.85) - 79.817$$

$$V_s = 91.9689 \text{ T}$$

Finalmente, teniendo ya el cortante nominal del acero pasamos a escoger estribos de $\phi 1/2''$ y de esta manera pasamos al cálculo del espaciamiento máximo que habrá entre los estribos. Para esto aplicamos la siguiente ecuación de espaciamiento máximo reemplazando los datos ya calculados anteriormente:

$$S_{\phi 1/2''} = (A_{svol} f_y d) / V_s$$

$$S_{\phi 1/2''} = [2 * (1.29) * (4200) * (180)] / 91968.90 = 21.21 \text{ cm}$$

Entonces, se usarán estribos de $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

3.20.30 Cálculo del acero en el alma de la viga interna.

En el alma de las vigas internas debe colocarse acero de contracción y temperatura en ambas caras laterales, por lo tanto hallamos el área a utilizar de la siguiente formula:

$$A_{Temp} = (0.18 b h) / 2(b + h)$$

$$\text{Donde } \left\{ \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b=50 \text{ cm} \\ h=195 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del área a utilizar:

$$A_{Temp} = [0.18 \cdot (50) \cdot (195)] / [2 \cdot (50 + 195)] = 3.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el valor se encuentra dentro del rango permitido, utilizaremos ese mismo valor para proceder con el análisis.

Entonces, tenemos para el espacio libre de la viga interna descontando la altura de la losa y parte de las varillas de refuerzo superiores, así como también las inferiores:

$$Alma = 1.95 - 0.25 - 0.25 = 1.45 \text{ m}$$

$$A_{Temp} = (3.58 \text{ cm}^2/\text{m}) \cdot (1.45 \text{ m}) = 5.19 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se usaran por cara 2 $\emptyset 3/4" = (2.85 \text{ cm}^2)$, que deberán cumplir una separación máxima de 3 veces el espesor de la viga o 45 cm.

$$S_{max} = 3 \cdot (25) = 75 \text{ cm} \text{ ó } S_{max} = 45 \text{ cm}$$

A continuación, se muestra un resumen de todas las varillas de refuerzo que se necesitarán para el diseño de la viga principal interna de concreto armado:

<i>ACE.NEGATIVO</i>	<i>ACE.POSITIVO</i>	<i>ACE.ALMA</i>	<i>ESTRIBOS</i>
23 $\emptyset$ 1"	21 $\emptyset$ 1"	2 $\emptyset$ 3/4"	$\emptyset$ 1/2"@20cm

3.20.31 Diseño de la viga externa

Al igual que para el diseño de la viga interna, para el diseño de la viga externa primero debemos analizar el tipo de estado límite que se usará, el cual debe ser el mismo que para la viga interna, para después pasar al cálculo del momento último y del cortante último, los cuales

sirven para hallar la cantidad de varillas de refuerzo necesarias para soportar todas las cargas vivas y muertas de la superestructura del puente, y hallar también la distribución respectiva de los estribos a lo largo de la viga.

Para el cálculo del momento último y cortante último se debe usar el mismo estado límite que el de la viga interna, el cual es el de Resistencia I, por lo tanto se requiere de los factores de carga y de la combinación de cargas respectivas, especificadas anteriormente en las Tablas 2 y 3.

3.20.32 Análisis del momento último.

Al igual que para la viga interna, de los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de momentos de cargas muertas y cargas vivas por viga y del momento máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del momento último de la viga externa:

$$M_U = n[\gamma_{DC}M_{DC} + \gamma_{DW}M_{DW} + \gamma_{PL}M_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_{MSE})(FPM)(M_{MAX})]$$

$$M_U = 1[1.25*(284.377) + 1.50*(14.661) + 1.75*(15.638) + 1.75*(0.4080)*(1)*(256.420)]$$

$$M_U = 587.913 \text{ T.m}$$

3.20.33 Análisis del cortante último.

Al igual que para la viga interna, de los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de cortantes de cargas muertas y cargas vivas por viga y del cortante máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del cortante último de la viga externa:

$$V_U = n[\gamma_{DC}V_{DC} + \gamma_{DW}V_{DW} + \gamma_{PL}V_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_{VSE})(FPM)(V_{MAX})]$$

$$V_U = 1*[1.25*(53.010) + 1.50*(2.733) + 1.75*(2.915) + 1.75*(0.4080)*(1)*(55.949)]$$

$$V_U = 115.411 \text{ T}$$

3.20.34 Cálculo del acero principal.

Al igual que para la viga interna, para este cálculo también nos basamos en los valores que se muestran en la Tabla de Diseño en Flexión del Anexo 2, de la cual debemos calcular el valor K_U de igual manera que en la viga interna.

Entonces, reemplazamos los datos en la ecuación de K_U para el análisis de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa, en donde se asumirá el mismo peralte efectivo que se usó para la viga interna:

$$K_U = (587.913 \times 10^5) / 50 * (180)^2 = 36.2909$$

De la tabla hallamos la cuantía " ρ ", de la cual interpolamos para un $K_U = 36.2909$ y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo a utilizar.

$$(1.04\% - 1.06\%) / (35.69 - 36.31) = (1.04\% - X) / (35.69 - 36.2909)$$

$$X = \rho = 1.0594\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.010594) * (50) * (180) = 95.346 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$A_s = 95.346 \text{ cm}^2 / 5.1 \text{ cm}^2 = 18.69 \approx 19 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente para la parte superior de la viga externa también se utilizarán 19 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la Figura N° 53.

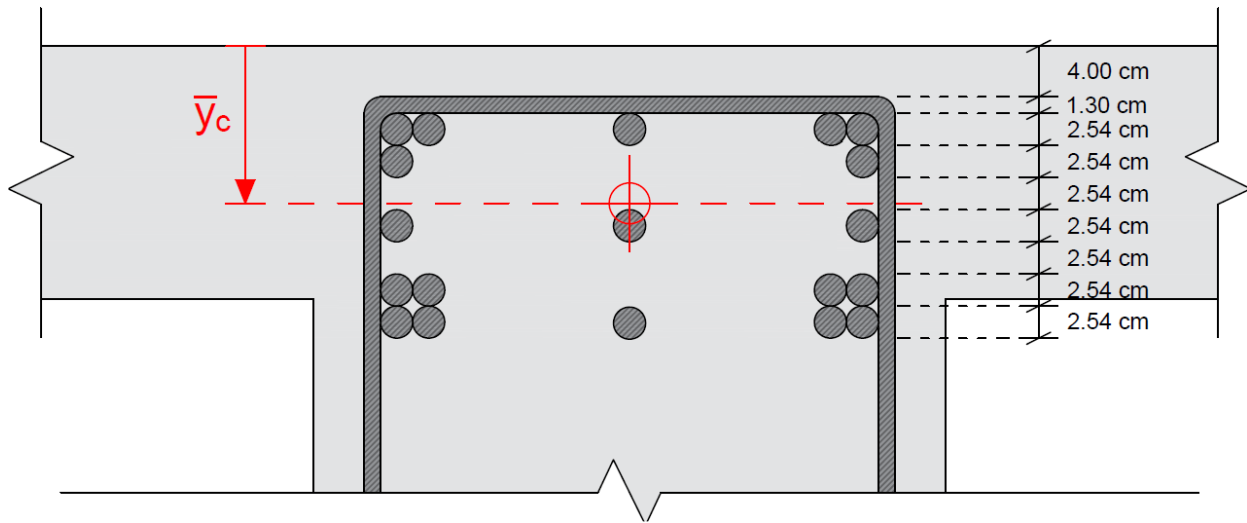


Figura 53 Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa.

Elaboración propia.

Ahora, reemplazamos los datos en la ecuación de K_U para el análisis de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa:

$$K_U = (587.913 \times 10^5) / (205(180)^2) = 8.8515$$

De la tabla hallamos la cuantía " ρ ", de la cual interpolamos para un $K_U = 10.4357$ y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo a utilizar.

$$(0.22\% - 0.24\%) / (8.15 - 8.88) = (0.22\% - X) / (8.15 - 8.8515)$$

$$X = \rho = 0.2392\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.002392) * (205) * (180) = 88.265 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$A_s = 88.265 \text{ cm}^2 / 5.1 \text{ cm}^2 = 17.31 \approx 18 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente para la parte inferior de la viga externa también se utilizarán 18 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente figura:

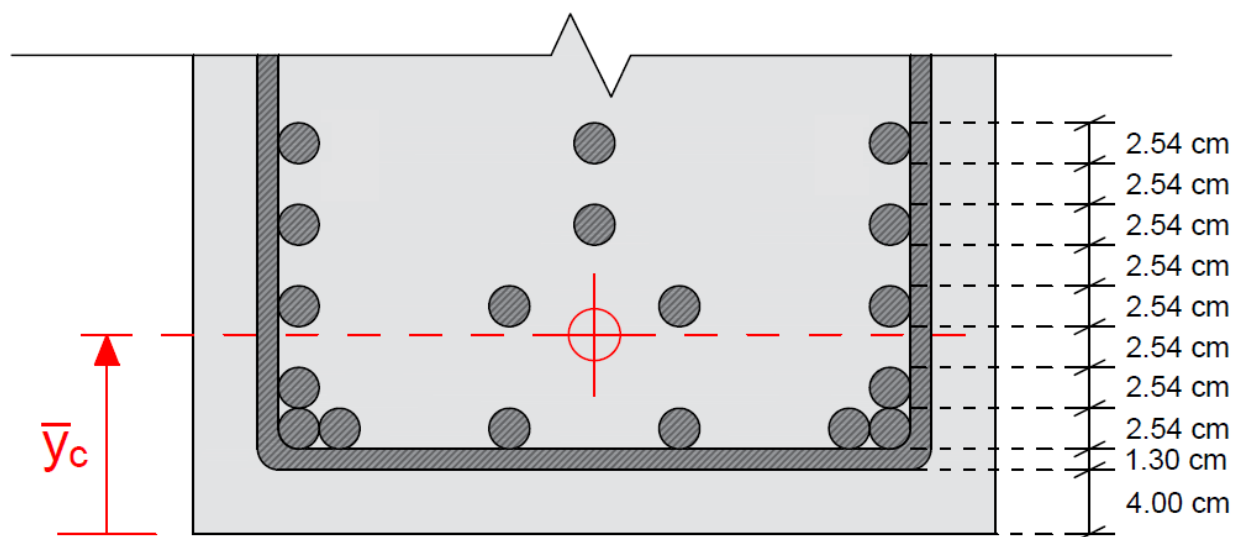


Figura 54 Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa.

Elaboración propia.

3.20.35 Software de diseño Bridge Designer 2016

Ahora calcularemos los momentos y cortantes máximos en las vigas internas y externas utilizando el software de diseño BRIDGE DESIGNER 2016, al cual le introduciremos las mismas cargas del metrado de cargas por viga, y así analizar las siguientes combinaciones de carga:

Combo 1: Combinación de carga referida al Momento Último de la Viga Interna.

Combo 2: Combinación de carga referida al Cortante Último de la Viga Externa.

Combo 3: Combinación de carga referida al Momento Último de la Viga Interna.

Combo 4: Combinación de carga referida al Cortante Último de la Viga Externa.

Para llevar a cabo esto, a continuación, mostraremos los resultados del análisis de momentos y cortantes máximos para el camión de diseño HL93-K, para la viga principal interna y para la viga principal externa.

3.20.36 Análisis del camión de diseño HL93-K.

Envolvente y datos de momento.

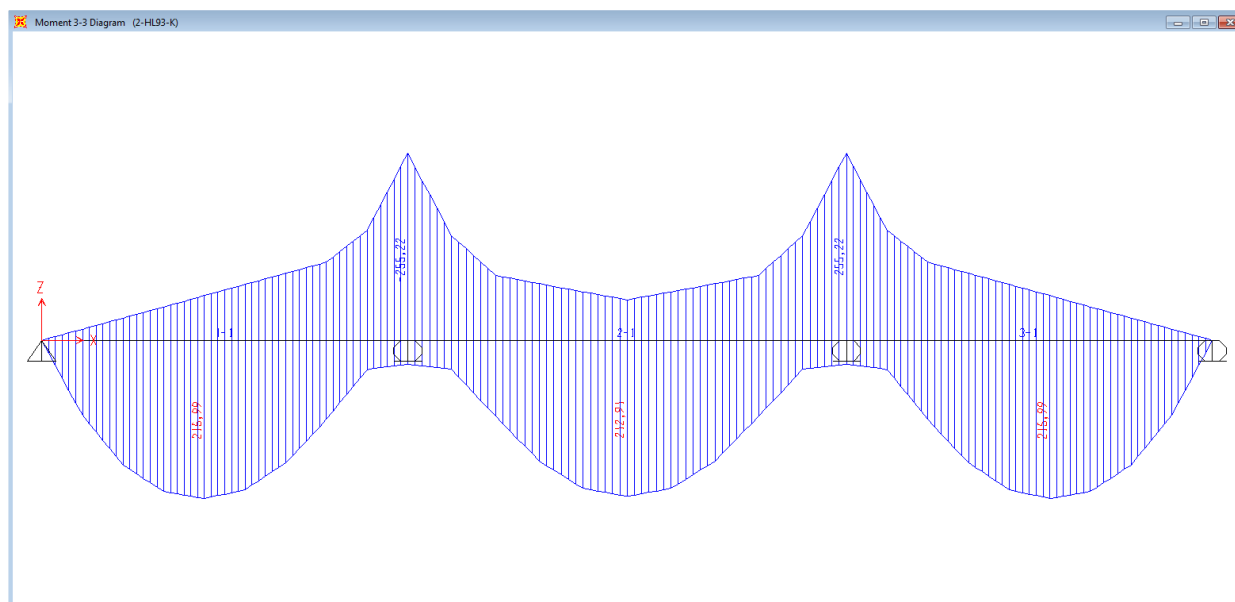


Figura 55 Envolvente de Momento para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

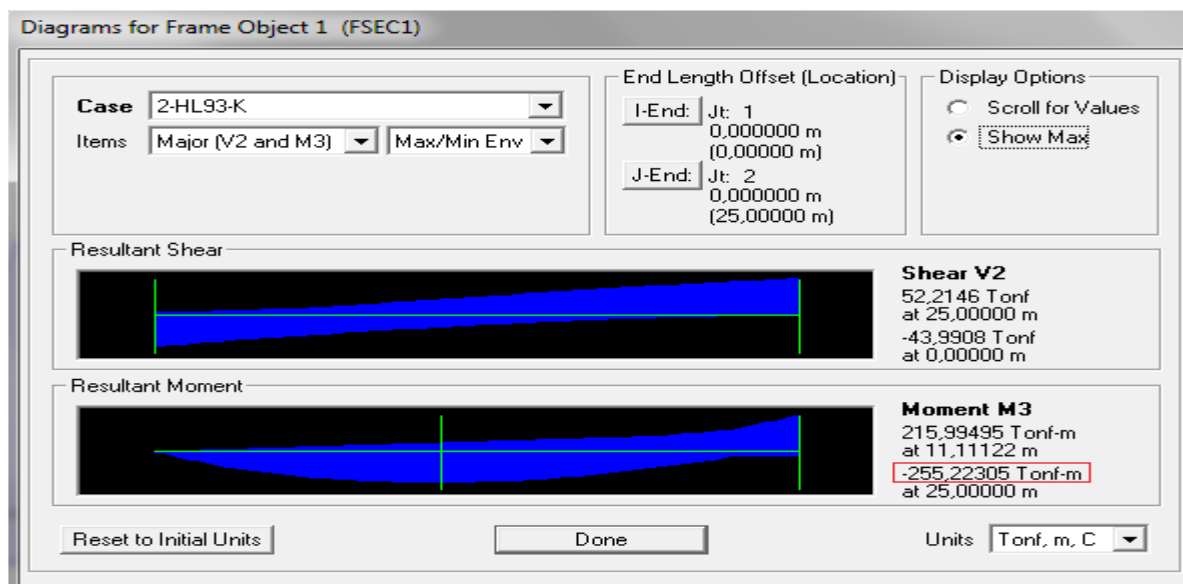


Figura 56 Datos del Momento máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

Envolvente y datos de cortante

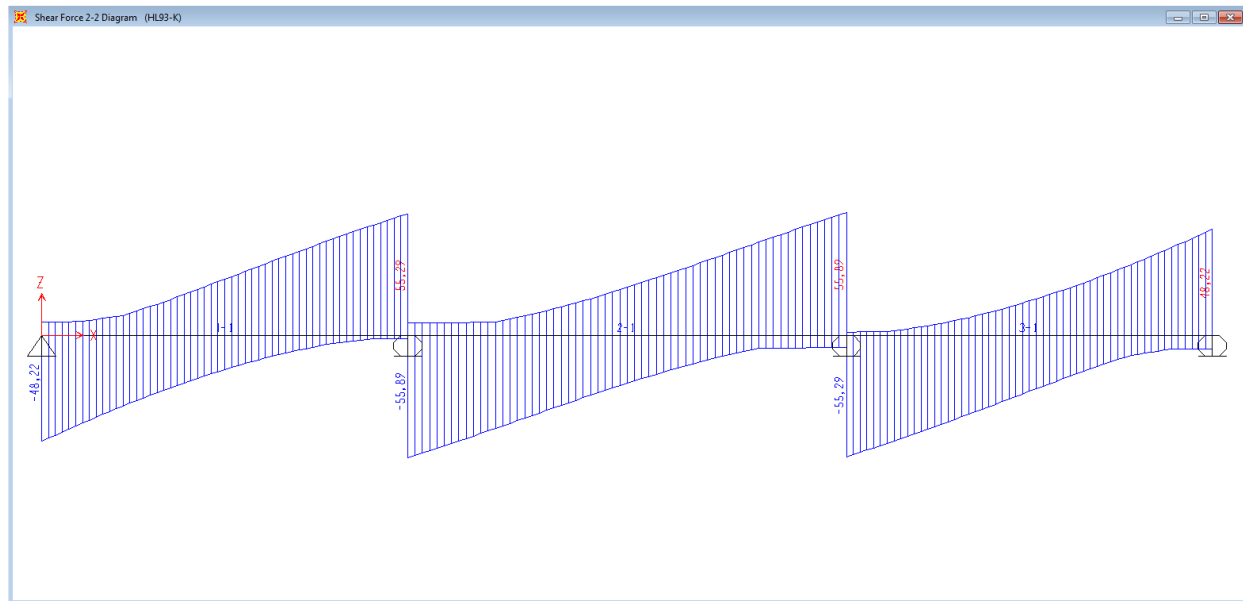


Figura 57 Envolverte de Cortante para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

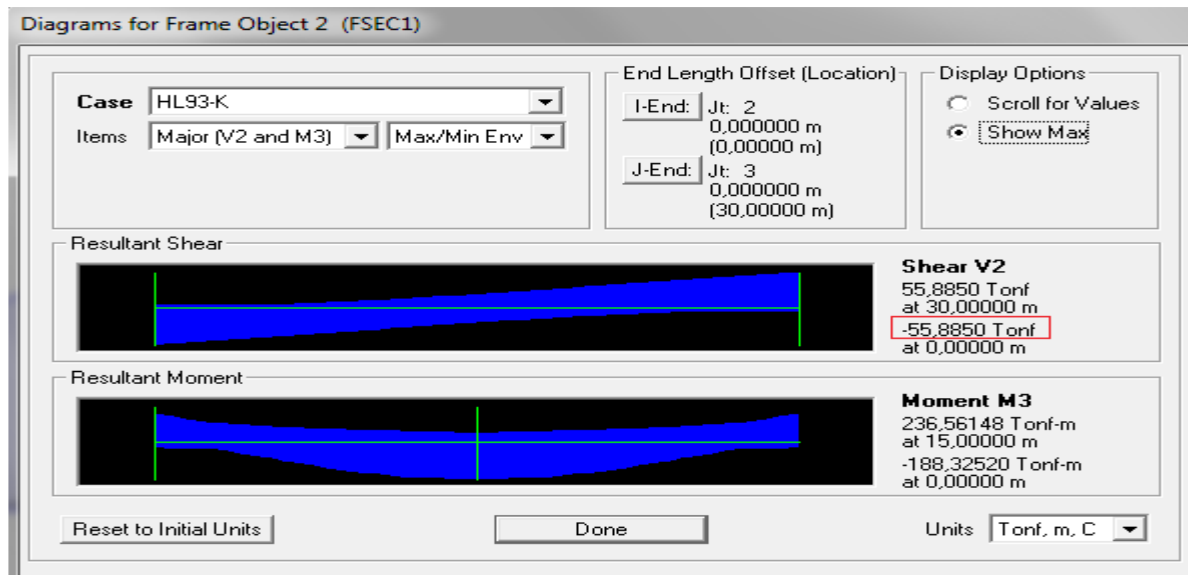


Figura 58 Datos del Cortante máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento y cortante de carga viva vehicular con los datos calculados en el software BRIDGE DESIGNER 2016 se sabe lo siguiente:

<i>MANUAL</i>	<i>BRIDGE DESIGNER</i>
$M_{MAX}=256.420 \text{ T.m}$	$M_{MAX}=255.233 \text{ T.m}$
$V_{MAX}=55.949 \text{ T}$	$V_{MAX}=55.885 \text{ T}$

Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que el resultado del análisis y del cálculo del camión de diseño ha sido correcto para seguir trabajando en los análisis de la viga interna y de la viga externa.

3.20.37 Análisis de la viga interna.

Envolvente y datos de momento.

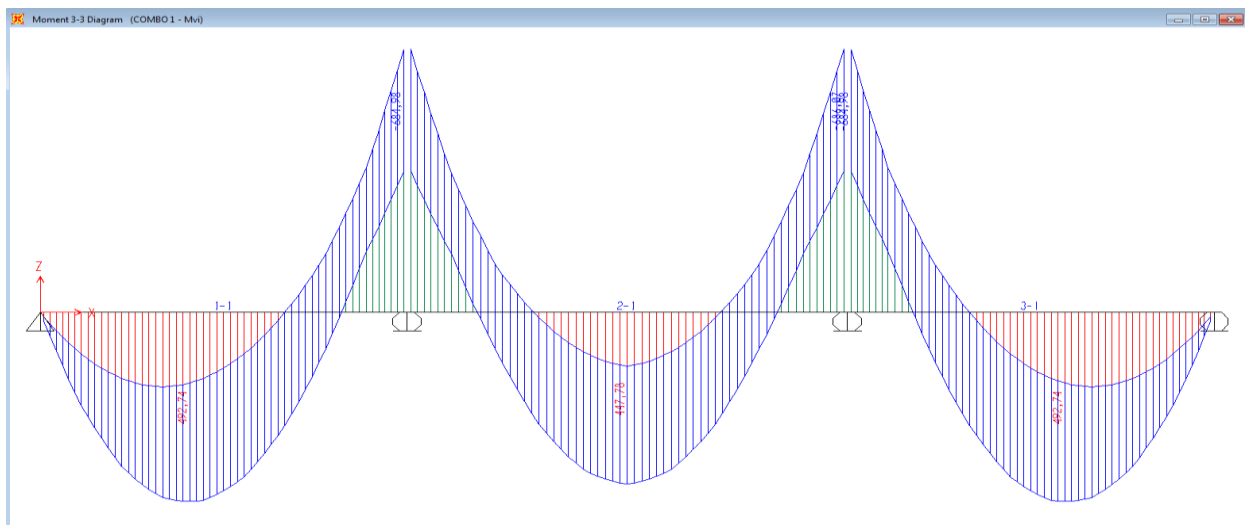


Figura 59 Envolvente de Momento para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016

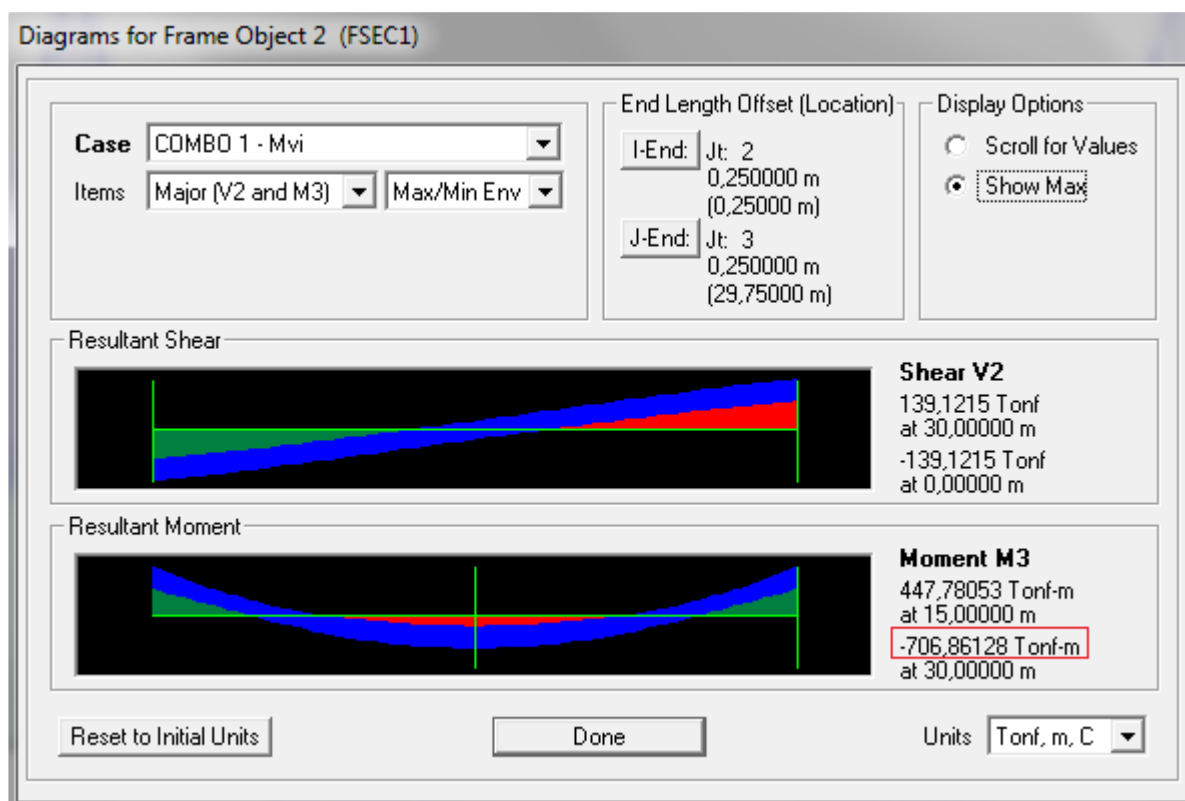


Figura 60 Datos del Momento Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

Envolvente y datos de cortante

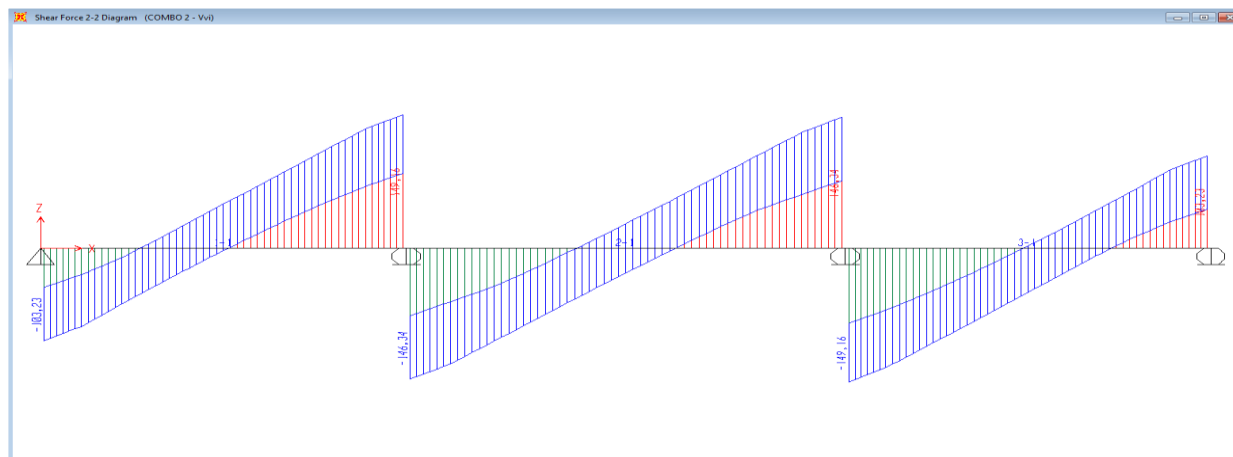


Figura 61 Envolverte de Cortante para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

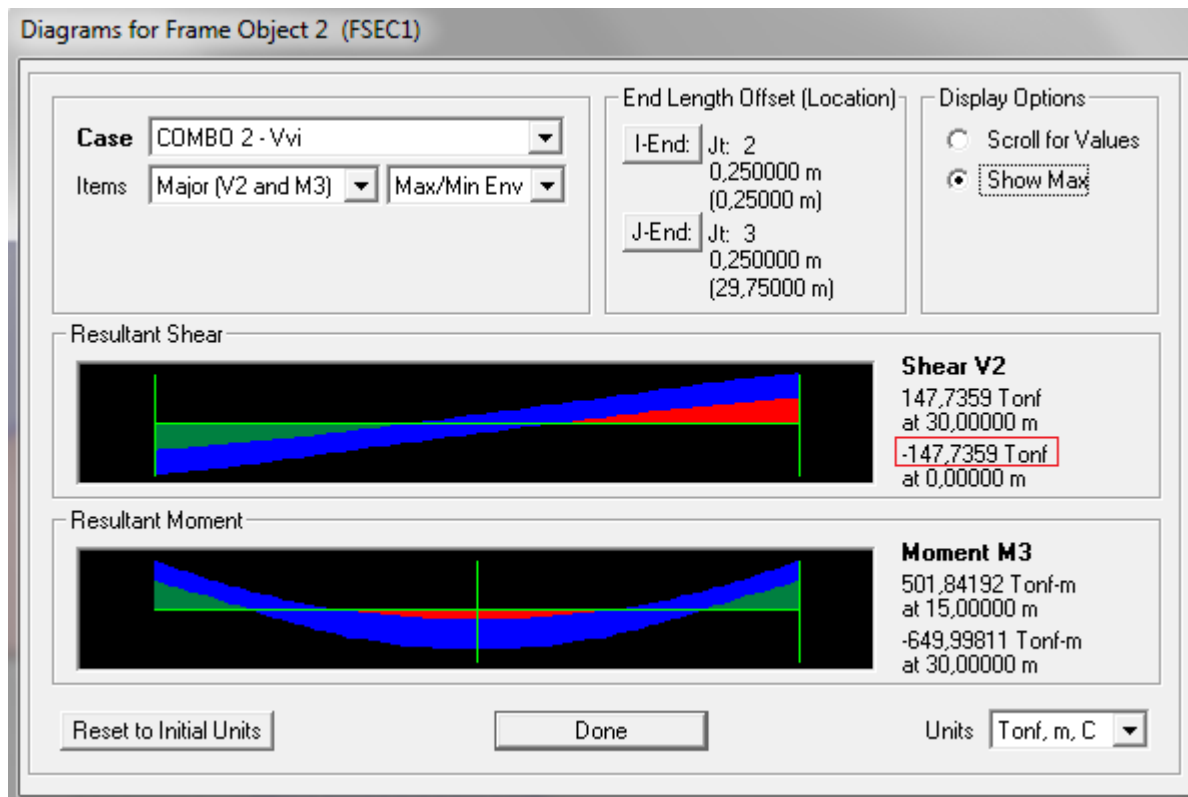


Figura 62 Datos del Cortante Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento último y cortante último de la viga interna con los datos calculados en el software BRIDGE DESIGNER 2016 se sabe lo siguiente:

MANUAL

BRIDGE DESIGNER 2016

$M_U = 699.020 \text{ T.m}$

$M_U = 706.861 \text{ T.m}$

$V_U = 146.018 \text{ T}$

$V_U = 147.736 \text{ T}$

Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que los resultados del análisis y del cálculo de la viga interna han sido correctos al diseñar la cantidad de varillas de refuerzo y estribos de la viga.

3.20.38 Análisis de la viga externa.

Envolvente y datos de momento

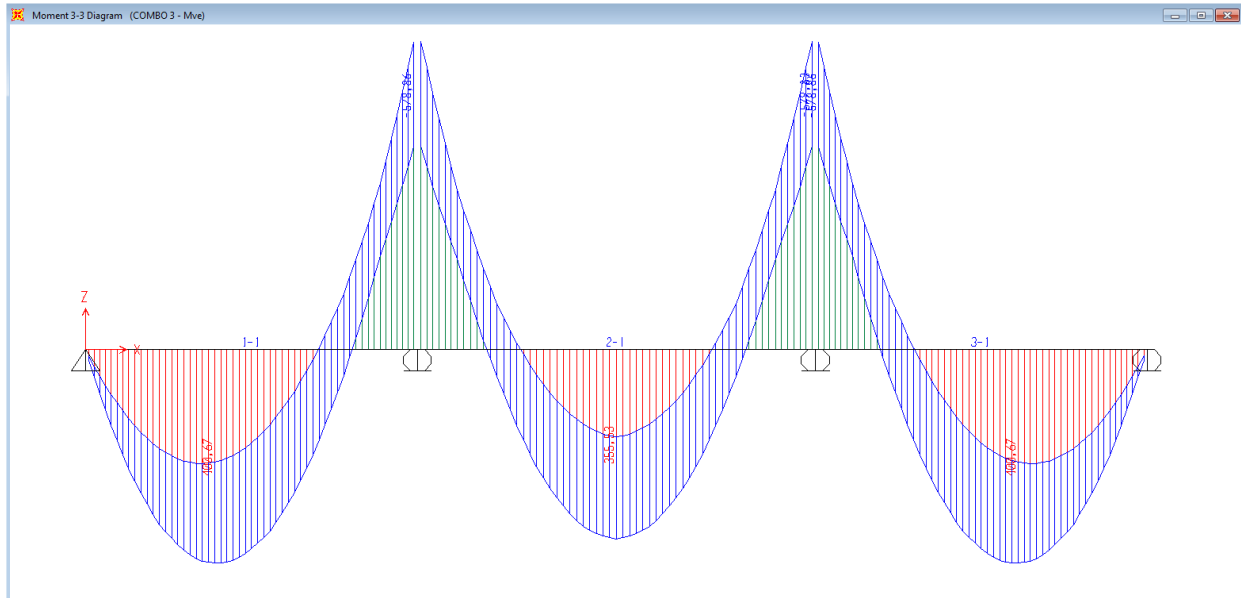


Figura 63 Envolvente de Momento para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

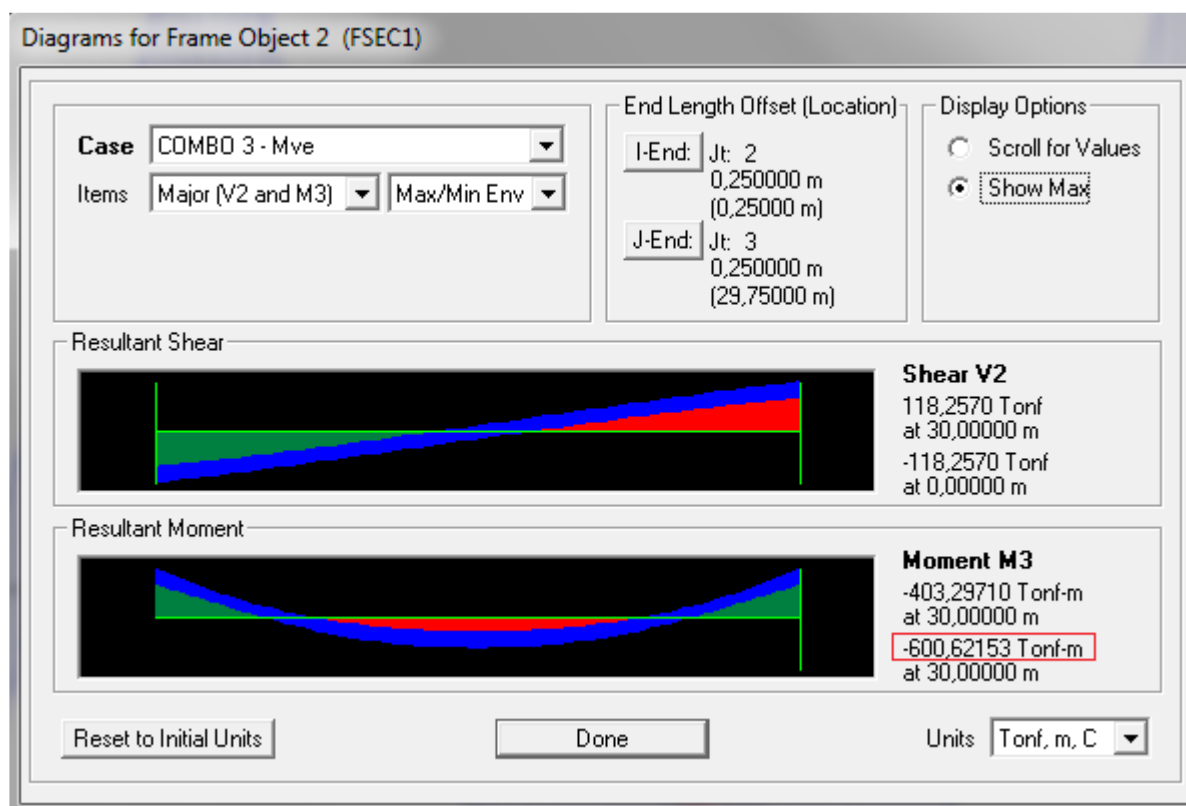


Figura 64 Datos del Momento Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

Envolvente y datos de cortante

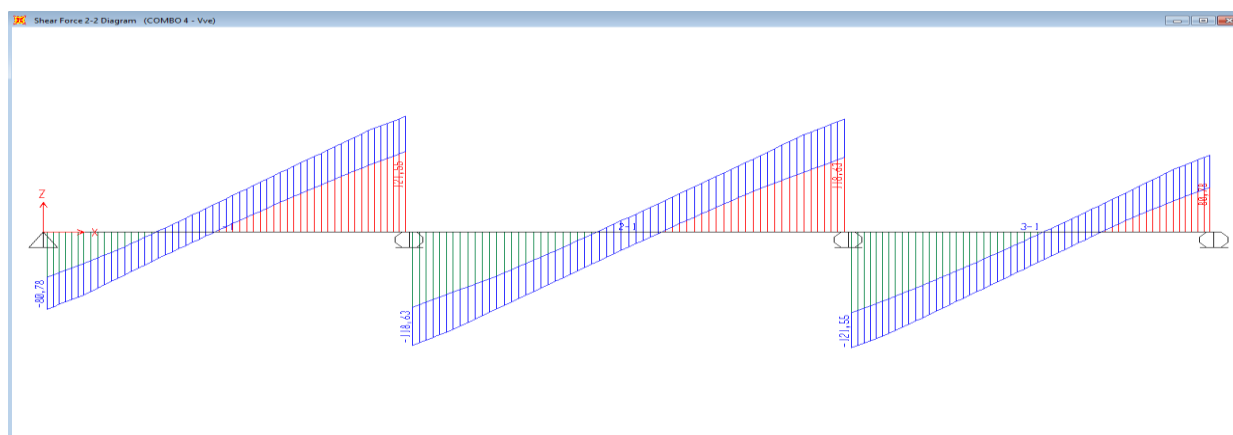


Figura 65 Envolvente de Cortante para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016.

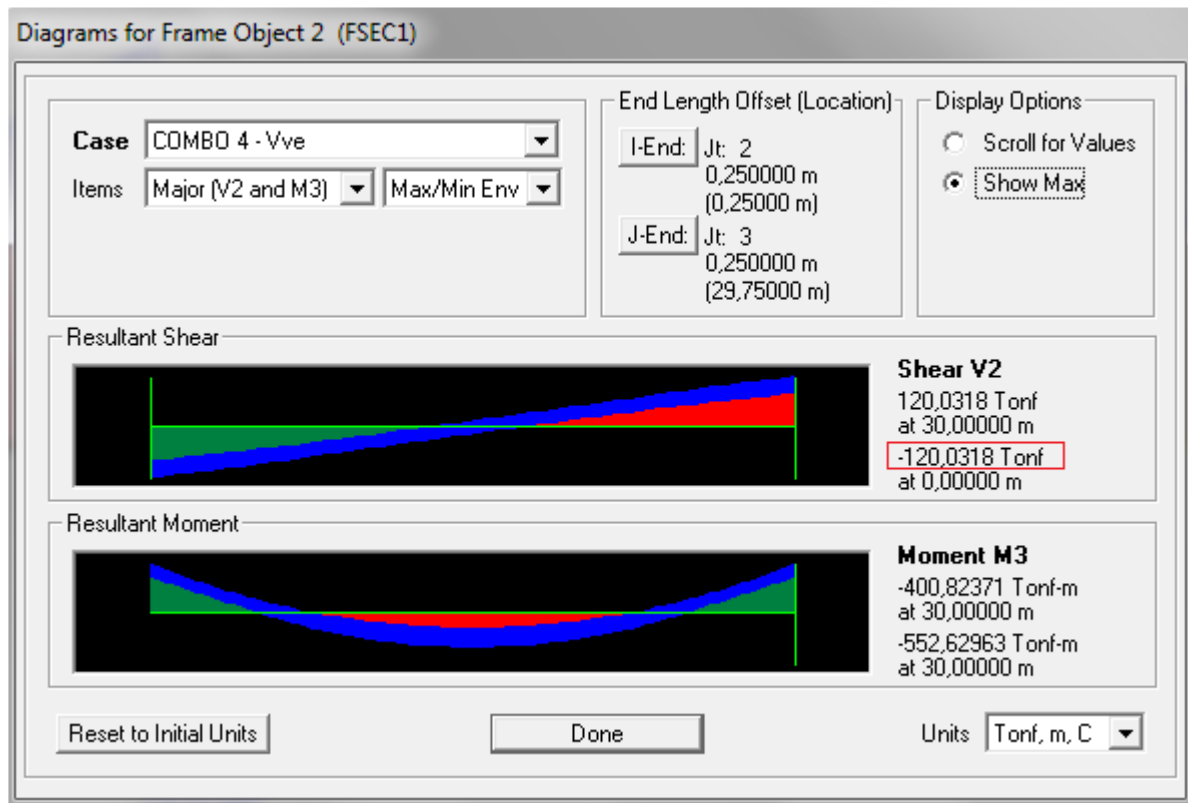


Figura 66 Datos del Cortante Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software BRIDGE DESIGNER 2016

Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento último y cortante último de la viga externa con los datos calculados en el software BRIDGE DESIGNER 2016 se sabe lo siguiente:

MANUAL	BRIDGE DESIGNER 2016
$M_U = 587.913 \text{ T.m}$	$M_U = 600.622 \text{ T.m}$
$V_U = 115.411 \text{ T}$	$V_U = 120.032 \text{ T}$

Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que los resultados del análisis y del cálculo de la viga externa han sido correctos al diseñar la cantidad de varillas de refuerzo y estribos de la viga.

3.20.39 **Diseño de la viga diafragma**

La viga diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas Te, en los apoyos y en puntos intermedios para que por medio de estas se mantenga la geometría de la sección Te y puedan soportar mejor las fuerzas laterales.

La viga diafragma deben cumplir con un peralte equivalente del 70% al 75% del peralte de la viga longitudinal. El ancho de estas vigas debe estar dentro del rango de 200 a 300 mm de ancho y la separación recomendable que debe cumplirse entre viga y viga no debe exceder los 15 m de distancia.

En nuestro caso el peralte de la viga longitudinal o viga Te es de 1.95 m y para la viga diafragma se debe usar un peralte aproximado al 75% del peralte de la viga Te, por lo tanto pasamos a calcular este peralte de la siguiente manera:

$$75\%(h_{VIGA})=0.75(1.95\text{ m})=1.4625\text{ m}$$

$$h_{DIAFRAGMA}=1.45\text{ m}$$

Ahora determinamos el ancho de la viga diafragma, el cual será de 25 cm de ancho. A continuación, en la siguiente figura se muestra el puente y la sección transversal para observar la viga diafragma:

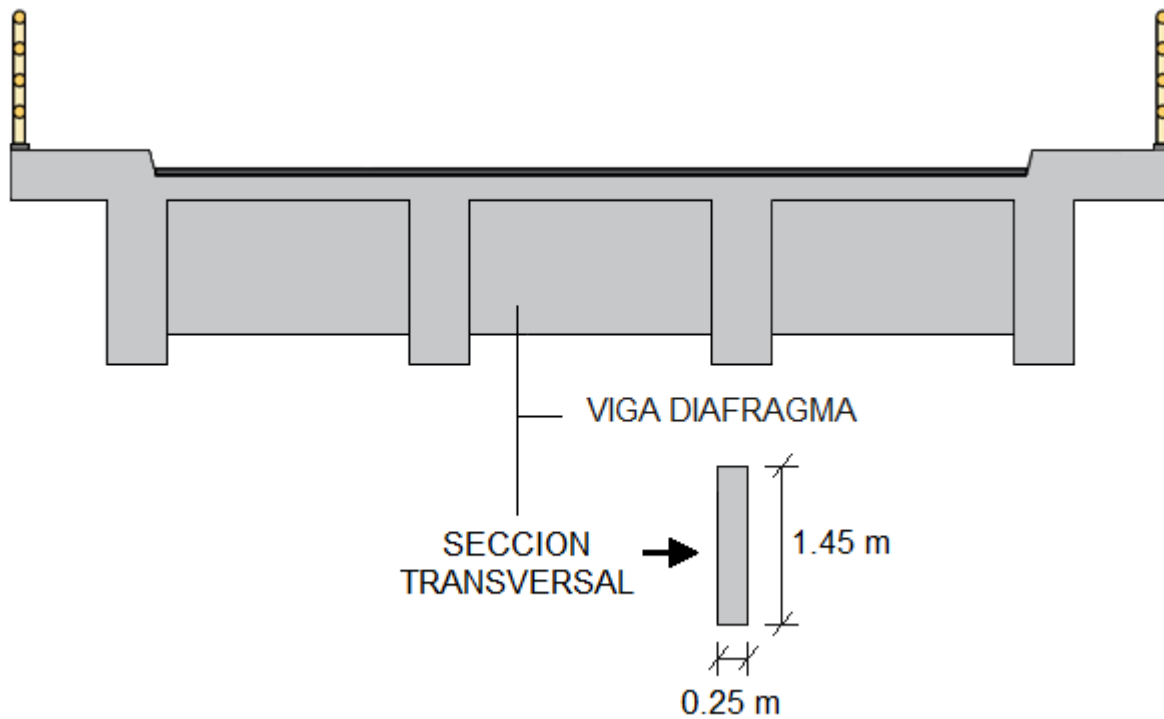


Figura 67 La viga diafragma y su sección transversal. Elaboración propia

3.20.40 Análisis de cargas.

Se analizarán las cargas muertas por peso propio realizando un metrado de cargas para el voladizo y para la viga diafragma, y también se analizarán las cargas vivas y su efecto de carga dinámica para momentos positivos y negativos. La carga muerta de la carpeta de rodadura se desprecia para los análisis de momento y cortante debido a que es un valor muy pequeño. A continuación, se realizarán los análisis:

Carga muerta (DC).

Cargas en el eje de la viga externa debido al voladizo (Figura N° 67):

$$P_{BARANDA} = (100 \text{ kg/m})(0.25 \text{ m}) = 25 \text{ kg}$$

$$P_{LOSA} = (0.20 \text{ m})(0.25 \text{ m})(0.80 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 96 \text{ kg}$$

$$P_{CARTELA} = (1/2)(0.15 \text{ m})(0.23 \text{ m})(0.25 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 10.35 \text{ kg}$$

$$P_{VEREDA} = (0.20 \text{ m})(0.25 \text{ m})(0.80 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 96 \text{ kg}$$

$$P_{TOTAL} = 227.35 \text{ kg}$$

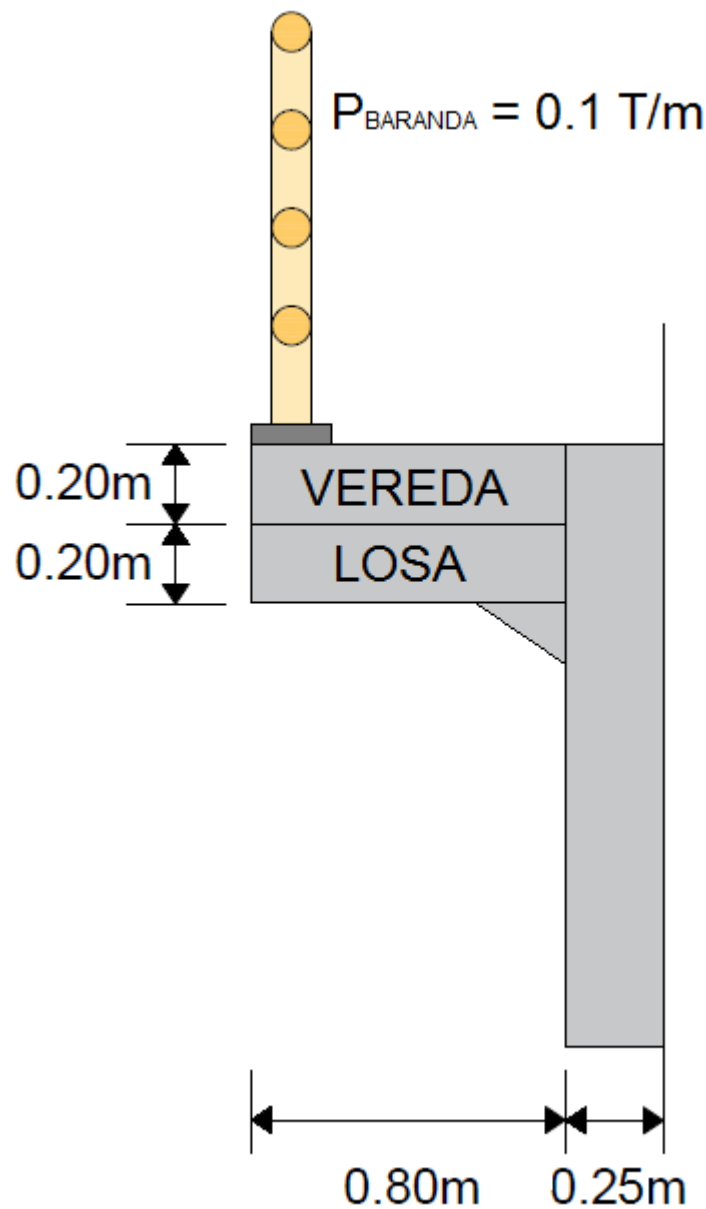


Figura 68 Cargas en el eje de la viga externa (voladizo). Elaboración propia

Momento en el eje de la viga externa debido al voladizo (Figura 67):

$$M_{BARANDA}=(25\text{ kg})(1.05\text{ m})=26.25\text{ kg.m}$$

$$M_{LOSA}=(96\text{ kg})(0.80\text{ m}/2+0.25\text{ m})=62.40\text{ kg.m}$$

$$M_{CARTELA}=(10.35\text{ kg})(0.23\text{ m}/3+0.25\text{ m})=3.38\text{ kg.m}$$

$$M_{VEREDA}=(96\text{ kg})(0.80\text{ m}/2+0.25\text{ m})=62.40\text{ kg.m}$$

$$M_{TOTAL}=154.43\text{ kg.m}$$

Carga distribuida por peso propio de la viga diafragma:

$$W_{PP}=(0.25\text{ m})(1.45\text{ m})(2400\text{ kg/m}^3)=870\text{ kg/m}$$

Entonces, en la Figura 67 se mostrará la viga hiperestática resuelta.

De la Figura 68 se observa que los momentos máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, entonces buscamos el valor máximo entre la cara izquierda y la cara derecha de los apoyos intermedios, los cuales están ubicados a 25 cm del centro de cada apoyo intermedio, los cuales ya se muestran calculados a continuación:

- Momento máximo de la Carga Muerta de la viga diafragma ubicada en la cara izquierda del apoyo central es igual a $-232.33\text{ kg.m} \approx -0.232\text{ T.m}$
- Momento máximo de la Carga Muerta de la viga diafragma ubicada en la cara derecha del apoyo central es igual a $-268.18\text{ kg.m} \approx -0.268\text{ T.m}$

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra en la cara derecha del apoyo central, el cuál será utilizado más adelante para el cálculo del momento último (M_U).

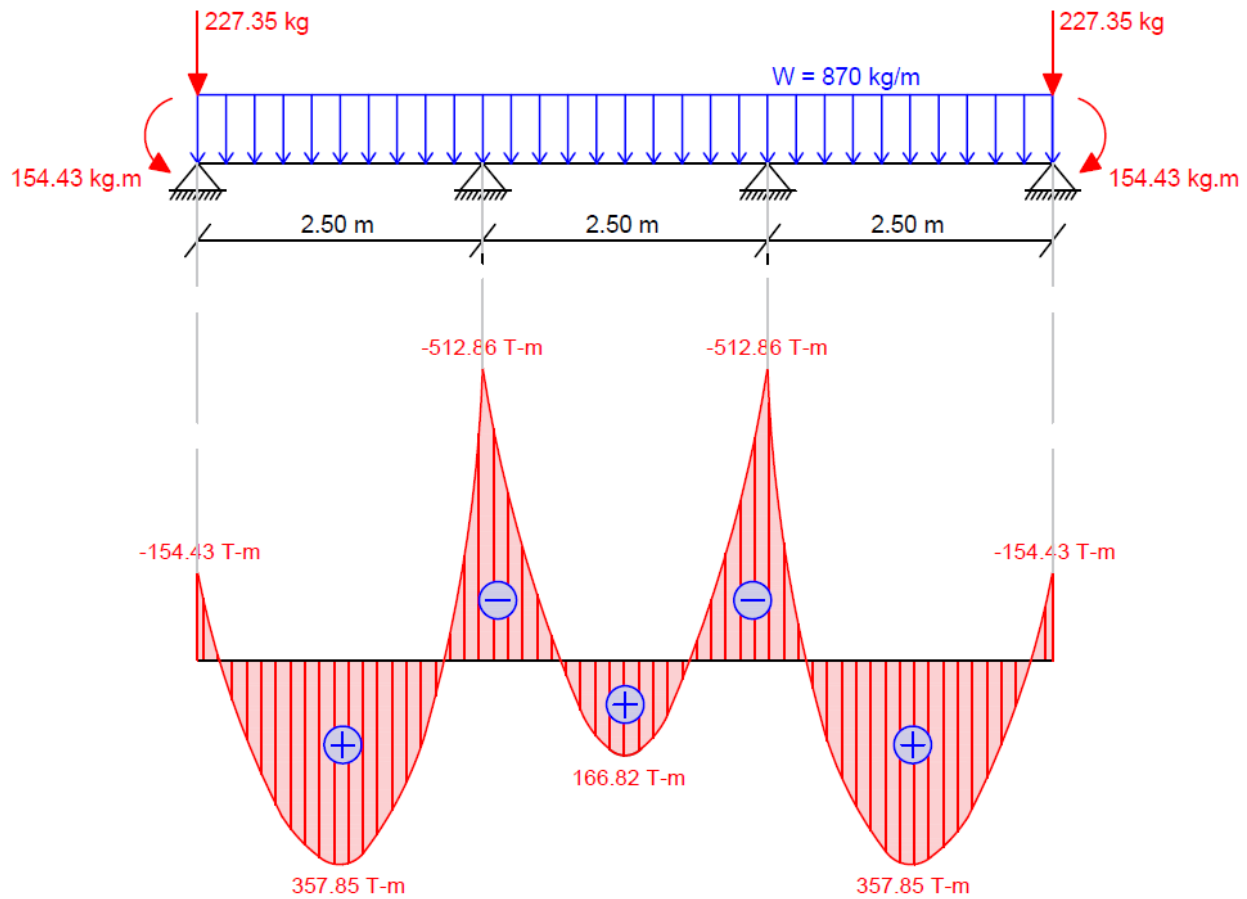


Figura 69 Diagrama de momentos de la carga muerta de la viga diafragma. Elaboración propia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL + IM).

Ahora, analizaremos los momentos positivos y negativos, y el cortante crítico por carga viva para la losa, en la cual también se deben considerar los factores de presencia múltiple por carril y la carga dinámica para un estado límite de Resistencia I.

- Momento de Flexión Negativo:

Como bien se sabe los momentos negativos son más críticos cuando se encuentran en los apoyos, por lo tanto, necesitamos conocer el valor más crítico del momento en la cara izquierda y derecha de la viga. Para conocer la posición exacta de las cargas vivas en donde el momento

negativo es máximo, usaremos el Software BRIDGE DESIGNER 2016 para analizar la losa hiperestática:

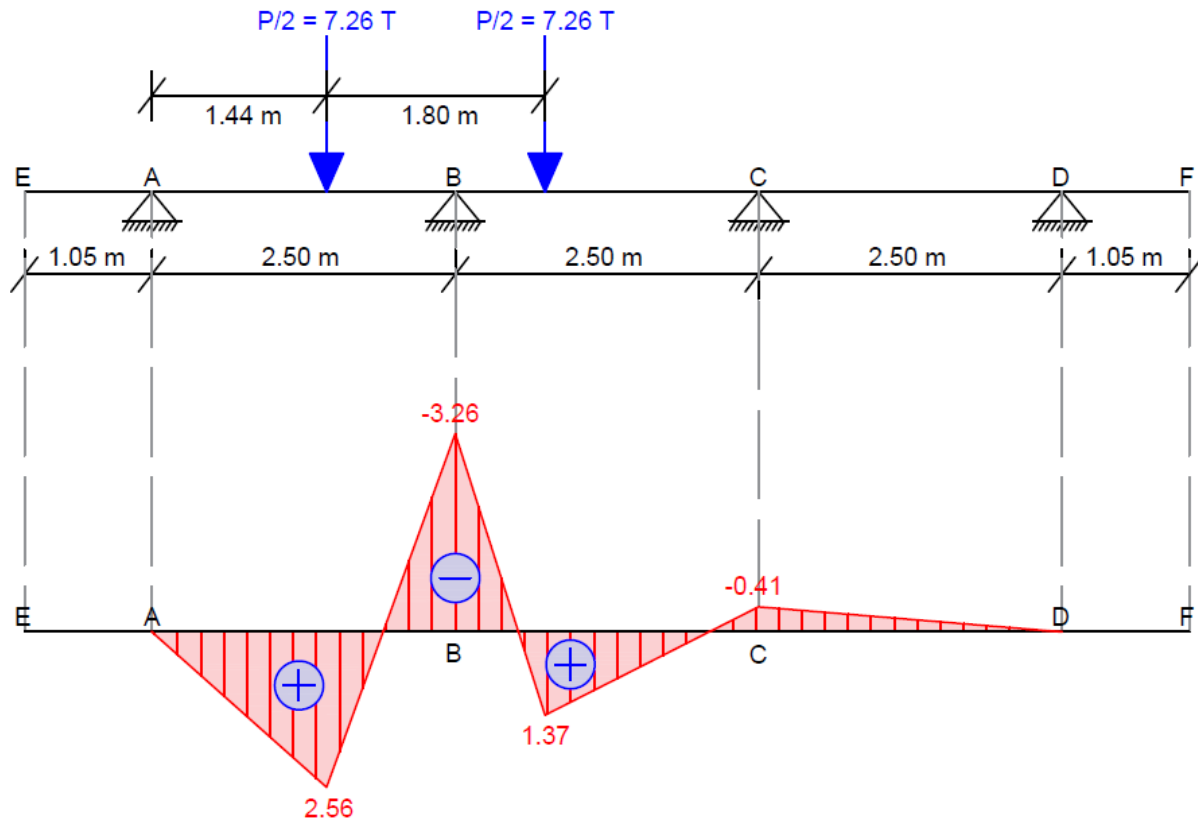


Figura 70 Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento negativo.

Elaboración propia.

Como el momento máximo se encuentra en el apoyo intermedio B de la viga, buscamos el valor máximo entre la cara izquierda y la cara derecha del apoyo B, los cuales están ubicados a 25 cm del eje del apoyo, se muestran los cálculos a continuación:

- Momento máximo negativo de la losa por carga viva ubicada en la cara izquierda del apoyo central es igual a -1.88 T.m

- Momento máximo negativo de la losa por carga viva ubicada en la cara derecha del apoyo central es igual a $-1.69 T.m$

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra en la cara izquierda del apoyo B, al cual se le considerará el factor de presencia múltiple y el factor de impacto o carga dinámica para después ser usado más adelante en el cálculo del momento ultimo (M_U):

$$M_{LL+IM}=(-1.88)*(1.2)*(1.33)=3.00 T.m$$

- Momento de Flexión Positivo:

Para hallar la posición del momento positivo más crítico utilizaremos las líneas de influencia de momento flector para $X = 0,4L$ especificadas en el Anexo 5 y analizaremos la losa hiperestática usando el software BRIDGE DESIGNER 2016:

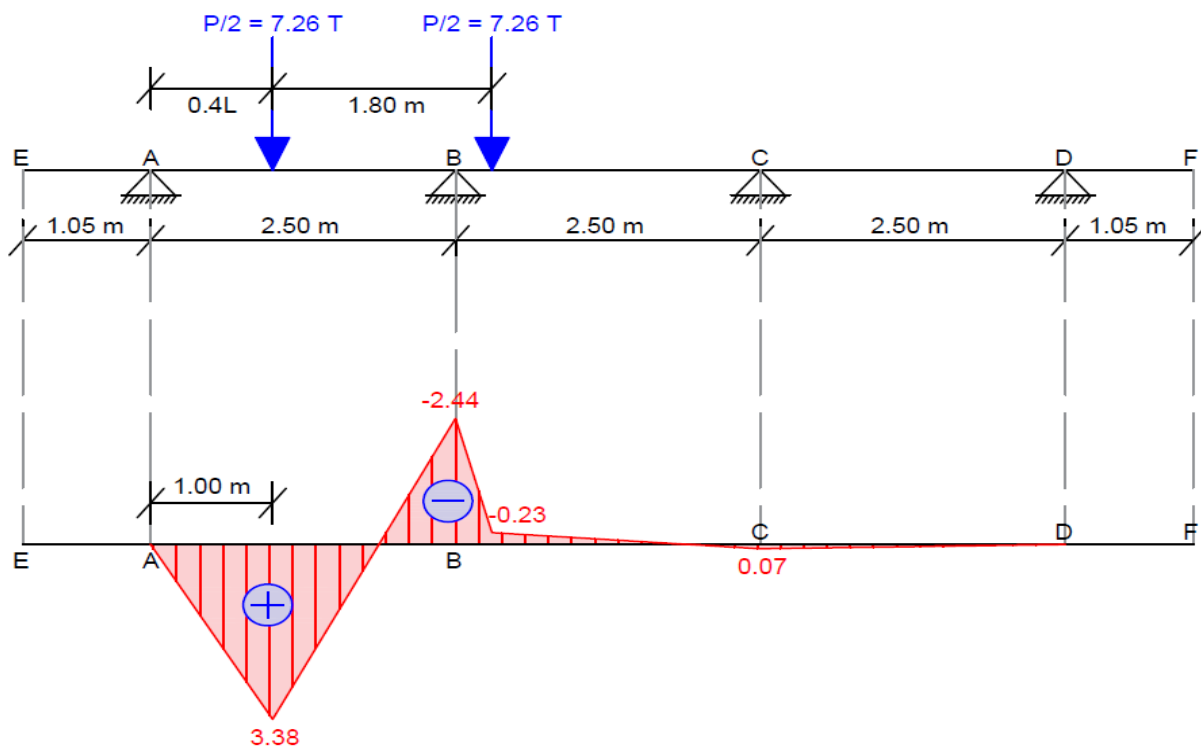


Figura 71 Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento positivo.

Elaboración propia.

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra a 0.4L o 1.00 m del apoyo externo A, al cual se le considerará el factor de presencia múltiple y el factor de impacto o carga dinámica para después ser usado en el cálculo del momento ultimo (MU):

$$M_{LL+IM}=(3.38)*(1.2)*(1.33)=5.39 \text{ T.m}$$

- Cortante en Sección Crítica:

Se analizará el cortante crítico más adelante en el cálculo de estribos.

3.20.41 Cálculo del acero principal negativo.

Primero realizaremos el análisis de la combinación de cargas de las vigas diafragma para momentos negativos para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de $n=n_D n_R n_I=1$, entonces a continuación hallamos el momento último reemplazando los datos calculados anteriormente:

$$M_U=n(1.25M_{DC}+1.75M_{(LL+IM)}) \quad M_U=1(1.25(-0.268)+1.75(-3.00)) \quad M_U=-5.585 \text{ T.m}$$

Entonces hallamos el K_u , asumiendo un peralte efectivo $d = (h - 7 \text{ cm}) = 138 \text{ cm}$

$$K_U=M_U/b.d^2=(-5.585 \times 10^5)/(25 \times 138^2)=1.17$$

Como la cuantía es muy pequeña y está fuera de los límites de la Tabla de cuantías, usamos la siguiente ecuación para hallar la cuantía mínima a utilizar.

$$\rho_{min}=0.7\sqrt{f'_c}f_y=0.7\sqrt{2804200}=0.0028$$

A continuación, reemplazamos los datos para hallar la cantidad de acero negativo a utilizar en la viga diafragma:

$$A_s=\rho.b.d=0.0028(25)(138)=9.66 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$A_s=1.89 \text{ cm}^2 \phi 1" \approx 2 \phi 1"$$

Ahora, hallamos el bloque equivalente de compresiones de la viga para luego comprobar si el acero negativo calculado cumple con la resistencia de diseño.

$$a=(As.fy)/(0.85f'c.b)=(2 \times 5.1)(4200)/(0.85(280)(25))=7.2 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = \phi As.fy(d-a/2) = 0.9(10.2)(4200)(138-7.2/2)$$

$$\phi Mn = 51819.264 \text{ kg.m} = 51.819 \text{ T.m} > 5.585 \text{ T.m}$$

Entonces, como $M_U < \phi Mn$, la resistencia de diseño si cumple con la cantidad de varillas de refuerzo calculados en la viga.

3.20.42 Cálculo del acero principal positivo.

Primero realizaremos el análisis de la combinación de cargas para momentos positivos de las vigas diafragma para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de $n=nDnRnI=1$, entonces a continuación hallamos el momento último reemplazando los datos calculados anteriormente:

$$M_U = n(1.25M_{DC} + 1.75M_{(LL+IM)})$$

$$M_U = 1(1.25(0.358) + 1.75(5.39)) \quad M_U = 9.88 \text{ T.m}$$

Entonces hallamos el K_u , asumiendo un peralte efectivo $d = (h - 7 \text{ cm}) = 138 \text{ cm}$

$$K_U = M_U / b.d^2 = (9.880 \times 10^5) / (25 \times 138^2) = 2.075$$

Como la cuantía es muy pequeña y está fuera de los límites de la Tabla de cuantías, usamos el mismo valor de cuantía hallada en cálculo del acero principal negativo y pasamos a reemplazar los datos obtenidos para hallar la cantidad de acero positivo a utilizar en la viga, el cual por las mismas dimensiones y misma cuantía será igual al acero negativo.

$$As = \rho.b.d = 0.0028(25)(138) = 9.66 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm^2), por lo tanto:

$$As = 1.89 \text{ cm}^2 \phi 1" \approx 2 \phi 1"$$

3.20.43 Cálculo del acero en el alma de la viga.

En el alma de las vigas diafragma debe colocarse acero de contracción y temperatura en ambas caras laterales, por lo tanto, hallamos el área a utilizar de la siguiente formula:

$$As_{Temp}=0.18 \frac{b \cdot h}{2(b+h)}$$

Donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq As \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b=25 \text{ cm} \\ h=145 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del área a utilizar:

$$As_{Temp}=[0.18(25)(145)]/[2(25+145)]=1.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el valor se encuentra por debajo del rango permitido, utilizaremos el valor mínimo del rango permitido 2.33 cm²/m.

Entonces para el espacio libre de la viga diafragma descontando la altura de la losa tenemos:

$$1.45 - 0.20 = 1.25 \text{ m.}$$

$$As_{Temp}=(2.33 \text{ cm}^2/\text{m})(1.25 \text{ m})=2.91 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se usaran por cara 1 Ø 3/4"=(2.85 cm²), que deberá cumplir una separación máxima de 3 veces el espesor de la viga o 45 cm.

$$S_{max}=3(25)=75 \text{ cm} \text{ ó } S_{max}=45 \text{ cm}$$

3.20.44 Cálculo de estribos.

Para comenzar con el cálculo de estribos, primero debemos conocer cuál es la sección crítica por cortante, la cual según la AASHTO LRFD se ubica a una distancia “dV” medida desde la cara interna del apoyo interno hacia el apoyo externo y se le conoce como el peralte efectivo por cortante de la viga diafragma.

A continuación, calcularemos el valor del peralte efectivo por cortante “dV” de la siguiente ecuación:

$$dV = de - a/2$$

Donde:

$$de = \text{Peralte efectivo normal de la viga diafragma} = 138 \text{ cm}$$

$$a = \text{Bloque equivalente de compresiones} = 7.2 \text{ cm}$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del peralte efectivo por cortante:

$$dV = 138 - 7.2/2 = 134.40 \text{ cm}$$

El cual no debe ser menor que el mayor valor de:

$$\begin{cases} 0.90 \text{ de} = 0.90(138) = 124.20 \text{ cm} \\ 0.72 \text{ h} = 0.72(145) = 104.40 \text{ cm} \end{cases}$$

Entonces, la sección critica por cortante se encuentra desde la cara del apoyo interno a 134.40 cm y a 159.40 cm desde el eje central del apoyo interno.

A continuación, mostramos en la siguiente figura el análisis que quedó pendiente de la carga muerta por cortante de la viga diafragma.

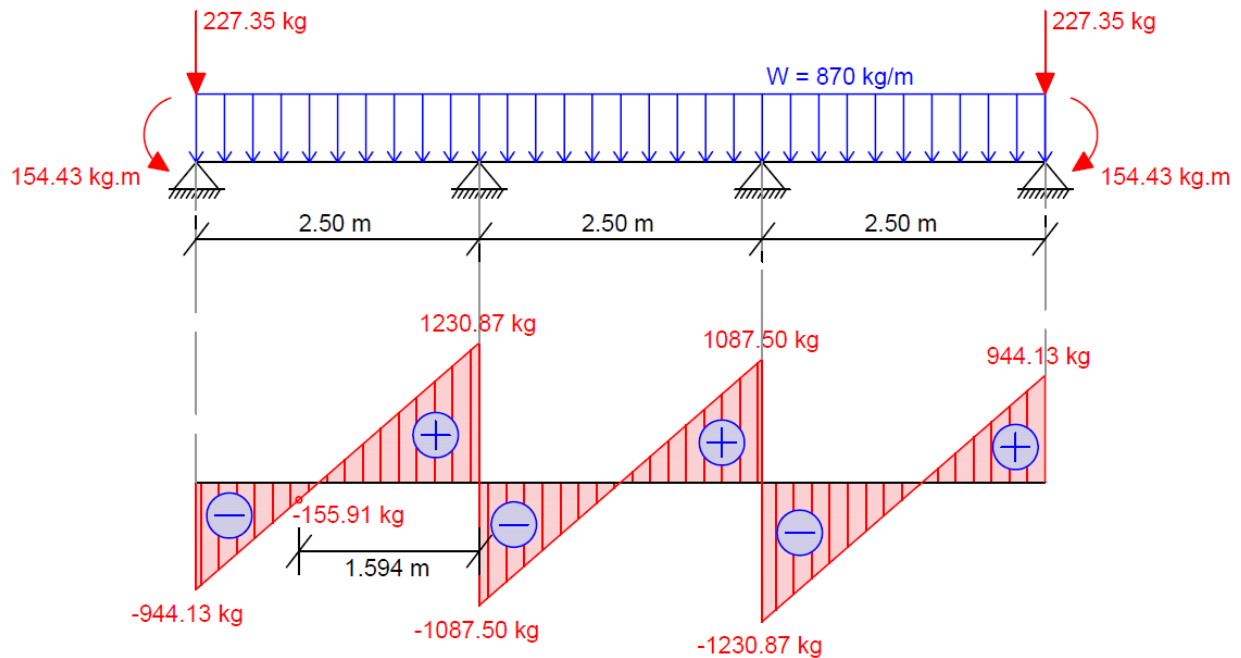


Figura 72 Diagrama de cortante de la carga muerta de la viga diafragma. Elaboración propia

Entonces, el valor del cortante a utilizar para la carga muerta de la viga diafragma es el que se encuentra en la sección crítica ya hallada, el cual es $V_{DC} = -155.91 \text{ kg}$.

Una vez hallada y analizada la sección crítica por cortante de la viga diafragma pasamos al análisis por carga viva del cortante posicionando las cargas vehiculares en la posición de la sección crítica por cortante como se mostrará y analizará por medio de líneas de influencia del software BRIDGE DESIGNER 2016 en la siguiente figura:

Entonces de la Figura N° 72 calculamos el cortante por carga viva para la ubicación más crítica del camión de diseño, la cual resulta:

$$V_{LL} = 7.26(0.5536) + 7.26(-0.0332)$$

$$V_{LL} = 3.778 \text{ T}$$

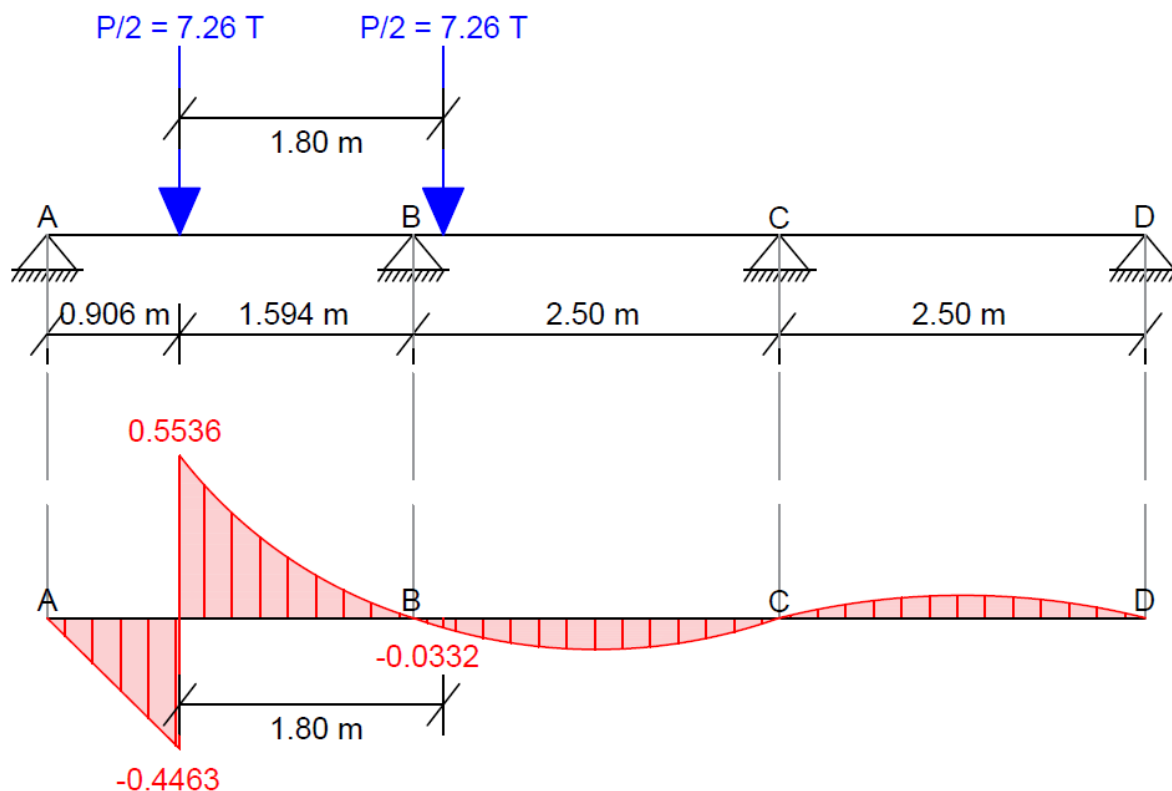


Figura 73 Diagrama de cortante en la sección crítica de la viga diafragma. Elaboración propia

Aplicando el factor de impacto $IM = 33\%$ y el factor de presencia múltiple para un carril cargado $m = 1.2$, nos da lo siguiente:

$$V_{LL+IM} = 3.778(1.2)(1.33) = 6.03 \text{ T} = 6030 \text{ kg}$$

Una vez que se tienen todos los valores de las cargas muertas y vivas (despreciando la carga muerta de la carpeta de rodadura debido a que es un valor pequeño) pasamos al análisis de la combinación de cargas para cortante de la viga diafragma para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de $n = 1$.

$$V_U = n((0.9 \text{ ó } 1.25)V_{DC} + 1.75V_{LL+IM})$$

$$V_U = 1(0.9(-155.91) + 1.75(6030)) = -10412.181 \text{ kg}$$

Finalmente pasamos al diseño de estribos en la sección crítica de la viga diafragma para la cual necesitamos hallar los valores del cortante nominal resistente del concreto (V_c) y del cortante nominal resistente del acero (V_s) reemplazando los datos en la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (bW)(dV)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280}(25)(134.40) = 29798.48 \text{ kg}$$

Sabemos que:

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s); \text{ donde } \phi = 0.85$$

Reemplazamos los datos para obtener V_s :

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = (10412.81 / 0.85) - 29798.48$$

$$V_s = -17548.86 \text{ kg}$$

Como $V_u < V_c$ usaremos la menor cantidad de refuerzo transversal o estribos aplicando y reemplazando los datos en la siguiente fórmula, de la cual asumiremos el espaciamiento $S = 45$ cm:

$$AV_{\text{mín}} = (0.27 \sqrt{f'_c}) * (b_v S / f_y)$$

donde

$$\begin{cases} b_v = \text{Ancho de la viga} \\ S = \text{Espaciamiento} \end{cases}$$

$$AV_{\text{mín}} = (0.27 \sqrt{280}) * [(25)(45) / 4200]$$

$$AV_{\text{mín}} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por último, calculamos la separación de los estribos asumiendo 2 capas de varillas de refuerzo de $\phi 3/8"$ reemplazando los datos en la siguiente fórmula:

$$S_{\phi 3/8"} = (A_{svol} \cdot f_y \cdot d_v) / V_s$$

$$S_{\phi 3/8"} = [2(0.71)(4200)(134.40)] / 17548.86 = 45.68 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

Finalmente, en la siguiente figura, mostramos la distribución de acero principal negativo y positivo, acero en el alma de la viga, así como también la distribución de estribos de la viga diafragma.

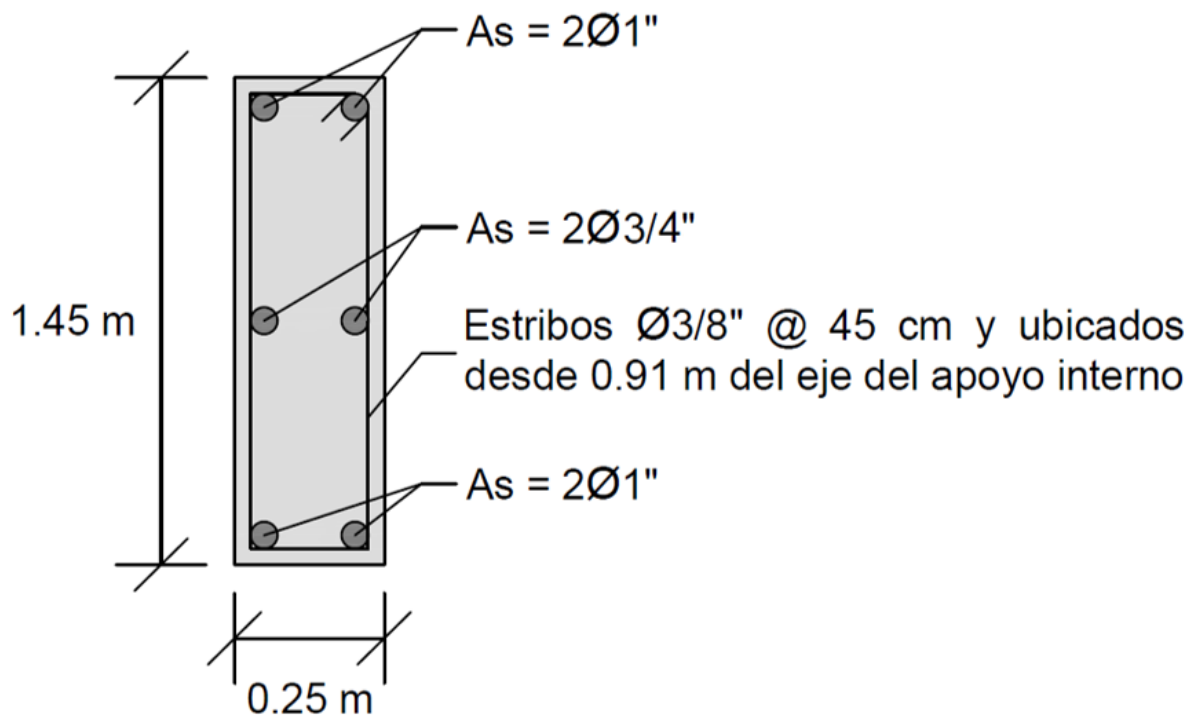


Figura 74 Distribución de varillas de refuerzo de la viga diafragma. Elaboración propia

Diseño de la losa

Para diseñar una losa siguiendo los parámetros que propone la AASHTO LRFD, esta se debe diseñar utilizando el método empírico, que según varios estudios este método no requiere de análisis pero aun así provee de una extraordinaria reserva de resistencia.

Para llevar a cabo el diseño por el método empírico, primero necesitamos conocer acerca de la longitud efectiva de una losa, la cual la AASHTO considera que para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas es definida como la distancia entre las puntas de las alas, más el volado

de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

A continuación mostraremos en la siguiente figura la manera de interpretar la longitud efectiva para nuestro puente continuo con vigas Te:

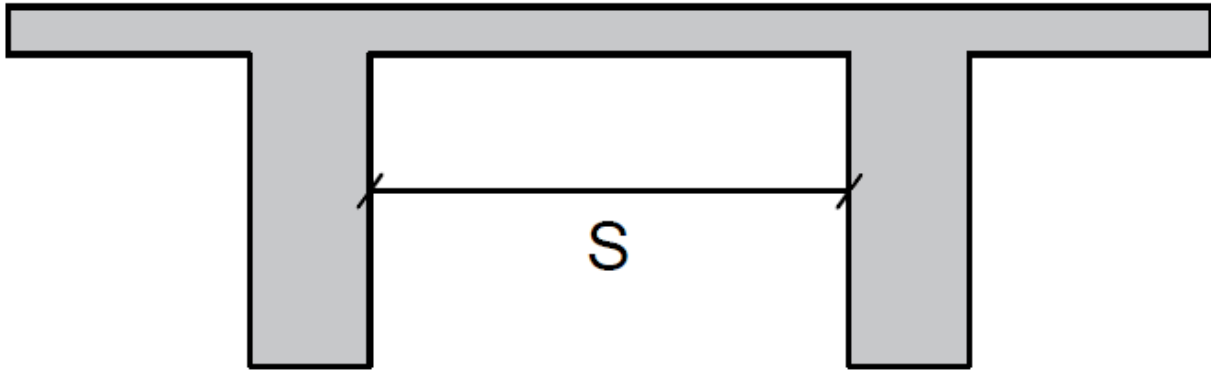


Figura 75 Longitud efectiva ($S = 200 \text{ mm}$) para vigas Te. Elaboración propia.

Ahora, de la Figura N° 75 mostraremos como está conformada una losa de acero en la cual se muestran los aceros de refuerzo (Armadura) inferior y superior los cuales pertenecen al núcleo de la losa. Entonces analizamos lo siguiente para nuestra losa:

- Profundidad de la losa = $h_{\text{LOSA}} = 20.00 \text{ cm}$
- Recubrimiento Superior = 5.00 cm
- Recubrimiento Inferior = 2.50 cm
- Profundidad del núcleo = $20.00 \text{ cm} - (5.00 - 2.50) \text{ cm} = 12.50 \text{ cm}$
- Peralte efectivo = $d = 20.00 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} - 1.29/2 \text{ cm} = 16.90 \text{ cm}$

(Considerando que el acero de refuerzo es de $1/2''$)

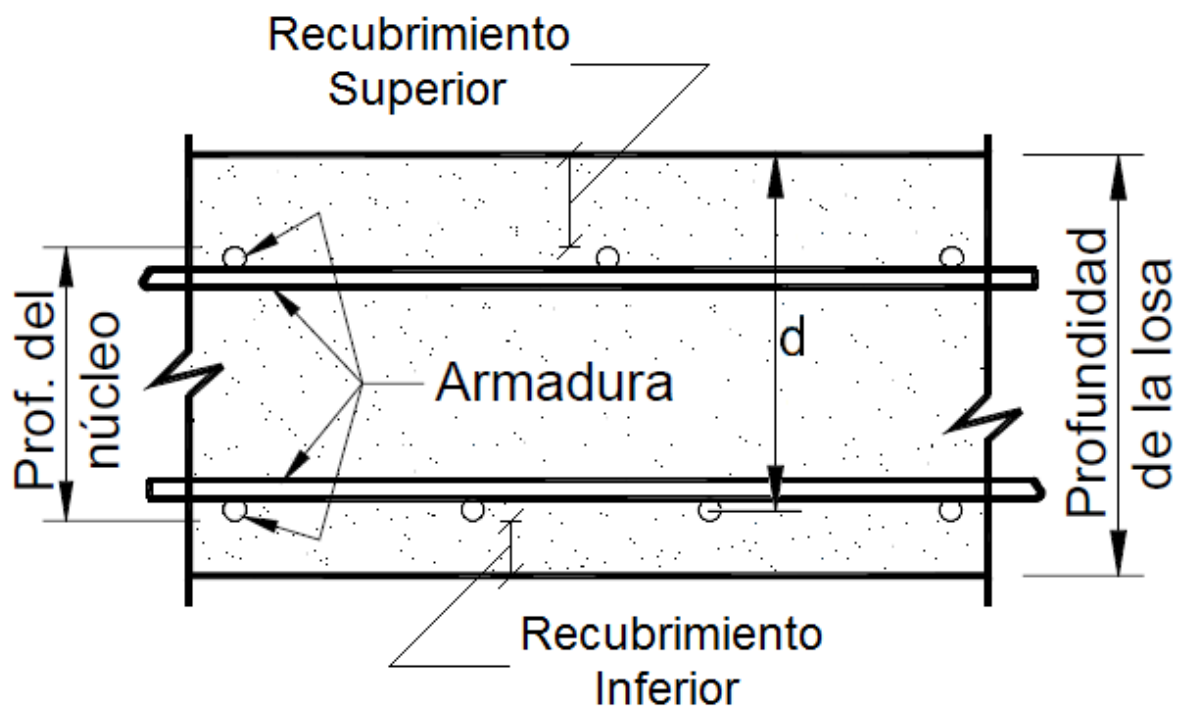


Figura 76 Peralte efectivo y núcleo de una losa. Recuperado y modificado de la Figura C9.7.2.4-2 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014

3.20.45 Condiciones de diseño

Para llevar a cabo el diseño de la losa por el método empírico, el puente debe de cumplir ciertas condiciones geométricas o de diseño, las cuales se indican a continuación:

- La longitud efectiva debe ser: $S \leq 4100 \text{ mm}$
- La relación entre la longitud efectiva y el peralte efectivo o de diseño de la losa debe ser:
 $6 < L/d < 18$
- La altura mínima de la losa debe ser: $h_{\text{LOSA}} \geq 175 \text{ mm}$
- La profundidad del núcleo debe ser mayor o igual que 100 mm

- La distancia del voladizo, medido desde el centro de la viga exterior, debe ser como mínimo 5 veces el espesor de la losa.
- La resistencia específica del concreto debe ser: $f'c \geq 280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa)

3.20.46 Verificación de las condiciones de diseño

Luego de conocer cuáles son las condiciones de diseño, pasamos a la verificación de estas condiciones, y ver si cumplen con los datos que se obtuvieron anteriormente en el análisis y en el pre dimensionamiento del puente continuo.

- Longitud efectiva: $S = 2000 \text{ mm} \leq 4100 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$
- $L/d = 2000/169 = 11.83$, $6 < L/d < 18 \rightarrow \text{CUMPLE}$
- $h_{\text{LOSA}} = 200 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$
- Profundidad del núcleo = $125 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$
- Distancia del voladizo = $1050 \text{ mm} \geq 5 \times 200 = 1000 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$
- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \geq 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$

Al ver que nuestra losa cumple con todos los requisitos propuestos por la AASHTO LRFD, por lo tanto podemos proceder con el diseño y cálculo de las 4 capas de aceros de refuerzo, 2 capas inferiores en cada sentido y 2 capas superiores en cada sentido de la losa. Finalmente para completar el diseño de la losa, el método empírico propone cumplir con los siguientes requisitos para los aceros de refuerzo:

- La cantidad mínima de armadura debe ser de $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero de refuerzo para cada capa inferior.

- La cantidad mínima de armadura debe ser de $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero de refuerzo para cada capa superior.
- La distancia de separación que debe tener el acero de refuerzo debe ser menor o igual que 450 mm.

Por lo tanto, utilizaremos el acero de refuerzo mínimo propuesto por la AASHTO LRFD para las capas de la losa y a continuación poder determinar la separación del acero:

Acero Inferior: $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm} = 5.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Procederemos a escoger varillas de refuerzo de $1/2"$ (1.29 cm^2) y calcular así el espaciamiento máximo que debe haber entre varilla y varilla para las dos capas inferiores de la siguiente manera:

$$1.29 \text{ cm} \cdot 5.70 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.2263 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Entonces, colocaremos $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2" @ 0.20 \text{ m}$ para ambas direcciones.

Acero Superior: $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Procederemos a escoger varillas de refuerzo de $1/2"$ (1.29 cm^2) y calcular así el espaciamiento máximo que debe haber entre varilla y varilla para las dos capas superiores de la siguiente manera:

$$1.29 \text{ cm} \cdot 3.80 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.3395 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Entonces, colocaremos $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2" @ 0.30 \text{ m}$ para ambas direcciones.

3.20.47 Diseño del voladizo

Ahora pasamos a analizar y diseñar el voladizo de la losa de concreto, previamente del pre dimensionamiento del puente sabemos que nuestro voladizo medirá 0.80 m de largo. Sobre el

voladizo descansarán la vereda peatonal, la cual medirá 0.20 m de altura y también descansará la baranda peatonal en un extremo y a lo largo de todo el voladizo.

A continuación, procederemos a analizar las cargas actuantes en el voladizo, las cuales son las cargas muertas o por peso propio, las cargas vivas que en este caso serán las peatonales y la carga del peso de la baranda peatonal de la vereda. Este análisis será evaluado para 1 m de ancho por 0.80 m de largo del voladizo. De la siguiente Figura detallaremos el análisis del voladizo, para calcular las cargas y pesos últimos utilizaremos las combinaciones de cargas detalladas anteriormente en las Tablas 2 y 3:

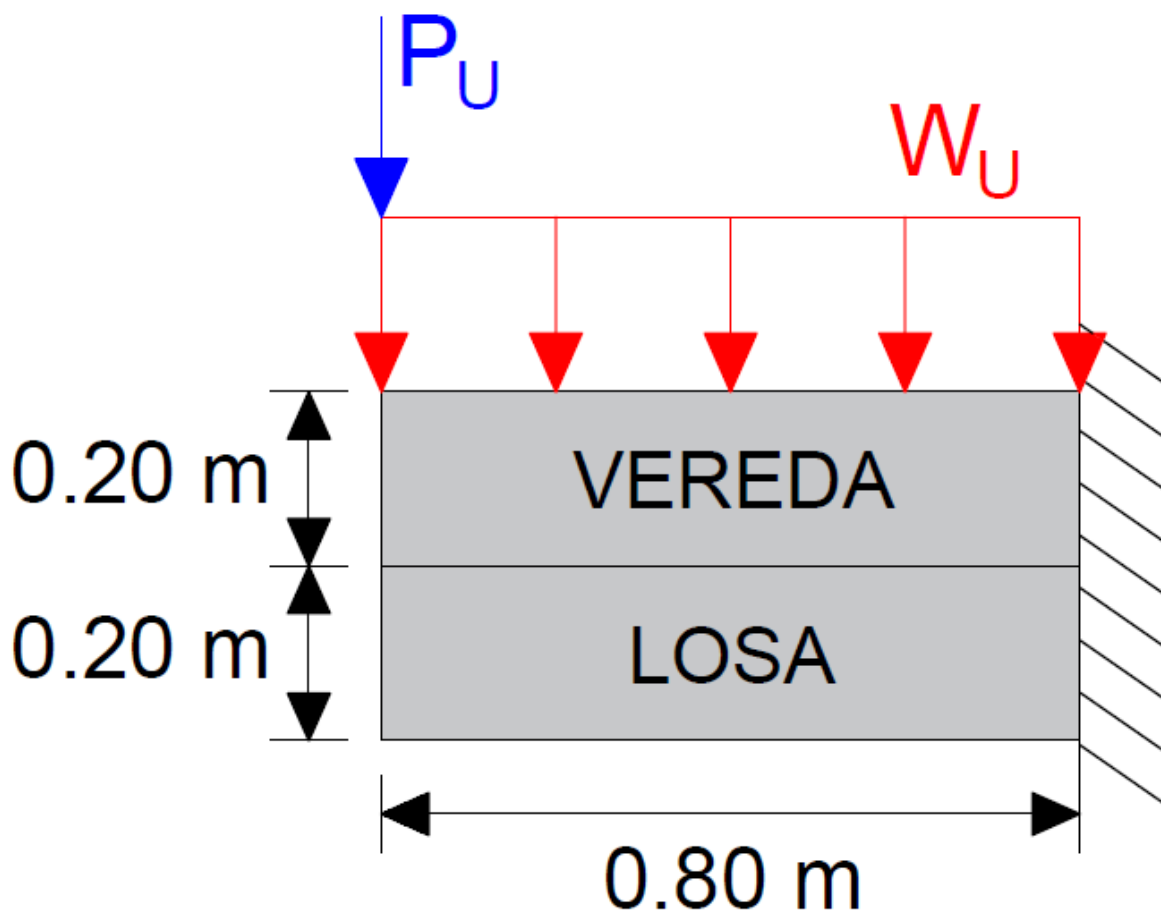


Figura 77 Cargas actuantes en el voladizo de la losa. Elaboración propia

Cargas por peso propio para 1.00 m de ancho:

- Losa --- $W_{PP}=2400Kg/m^3(1.00\ m)(0.20\ m)=480\ Kg/m$
- Vereda --- $W_{VER}=2400Kg/m^3(1.00\ m)(0.20\ m)=480\ Kg/m$
- s/c peatonal --- $W_{PL}=360\ Kg/m$
- $W_U=1.25(W_{PP}+W_{VER})+1.75(W_{PL})=1830\ kg/m$

Cargas por peso de la baranda peatonal para 1.00 m de ancho:

Baranda -- $P_{DC}=100\ Kg$

$P_U=1.25(P_{DC})=125\ Kg$

Ahora hallaremos el Momento Último en el voladizo:

$$M_U=(1830Kg/m)*(0.80\ m)*(0.80\ m/2)+(125\ Kg)(0.80\ m)$$

$$M_U=685.60\ Kg.m=0.6856\ T.m$$

Teniendo el Momento Último procedemos a calcular la cantidad de varillas de refuerzo y su respectiva separación para así finalizar con el diseño de nuestro voladizo y de la losa.

Datos Adicionales: $d = 17\ cm$ (Peralte efectivo asumido)

$b = 100\ cm$

$f'_c = 280\ kg/cm^2$

$f_y = 4200\ kg/cm^2$

Utilizaremos el mismo procedimiento que se usó en el cálculo del acero para las vigas internas y externas, por lo tanto, volvemos a usar la misma siguiente ecuación y reemplazamos en la ecuación los datos obtenidos del Momento Último, el ancho y el peralte efectivo del voladizo para así después obtener la cuantía.

$$K_U=M_U/bd^2=(0.6856 \times 10^5)/100(17^2)=2.3723$$

Como en la tabla de cuantías del Anexo 2 hay valores superiores a 2.3723, por lo tanto aplicamos y reemplazamos los datos en la siguiente ecuación de cálculo para hallar la cuantía mínima del acero del voladizo:

$$\rho_{\min} = 0.7(\sqrt{f'_c}/f_y) = 0.7(\sqrt{280}/4200) = 0.0028$$

Finalmente pasamos al cálculo del acero de la siguiente manera que ya conocemos desde el cálculo del acero para las vigas internas y externas:

$$A_s = \rho b d = (0.0028) * (100) * (17)$$

$$A_s = 4.76 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1/2" (1.29 cm²), por lo tanto:

$$A_s = 4.76 \text{ cm}^2 / 1.29 \text{ cm}^2 = 3.69 \approx 4 \text{ } \varnothing \text{ 1/2"}$$

Entonces, la separación que habrá entre varilla y varilla será de 1 $\varnothing$ 1/2" @ 0.25 cm por cada metro a diseñar en el voladizo de la losa.

3.21 Análisis estructural del puente de acero estructural

Para analizar este tipo de puente, únicamente reemplazaremos todo el diseño de las vigas de concreto armado por vigas metálicas y aumentaremos una viga más en el diseño para experimentar que sucederá al final del diseño en comparación con el puente de concreto armado. No se considerará el apuntalamiento, generando así una etapa en la que la sección de acero va a trabajar como una sección no compuesta. De esta manera para la AASHTO si no existe apuntalamiento, entonces se puede economizar la construcción.

3.21.1 Vigas metálicas

Las vigas metálicas también serán analizadas al igual que las vigas de concreto armado, asumiendo el mismo estado límite de Resistencia I, de la cual se verificará la resistencia de las

vigas a flexión y al corte para los dos tipos de sección compuesta y no compuesta, aproximando el valor de los modificadores de carga $n=nDnRnI=1$.

Para este diseño del puente se asumirán 5 vigas metálicas de perfil W36x150, las cuales se analizarán más adelante y tendrán una separación de 2.00 m entre viga y viga, esta separación también es considerada como el ancho efectivo de la losa “be”. Para la AASHTO el ancho efectivo es en el que en los esfuerzos de compresión que están aplicados en la losa, pueden suponerse como constantes.

Ahora, mencionamos algunos datos asumidos para examinar los resultados finales del puente de acero estructural, también se mencionan las propiedades de la viga metálica de perfil W36x150, los cuales más adelante pasarán a ser reemplazados para calcular los factores de distribución de sobrecargas para las vigas metálicas principales interiores y exteriores:

- $S = 2000 \text{ mm}$
- $L = 25000 \text{ mm} // 30000 \text{ mm}$
- $n = 5 \text{ vigas}$
- $I = 3762732087.42 \text{ mm}^4$
- $A = 28516.07 \text{ mm}^2$
- $eg = 556 \text{ mm}$
- $ts = 200 \text{ mm}$
- $Kg = 1.01 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

A continuación, pasaremos a analizar los factores de distribución de las sobrecargas para momento y cortante, así como también el análisis de las cargas vivas y muertas, y así llevar a cabo el análisis de las vigas metálicas.

3.21.2 Factor de distribución de las sobrecargas para momento

Como ya se explicó anteriormente en el análisis del puente, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para momento se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación, iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas metálicas con los datos para el perfil metálico W36x150:

3.21.3 Vigas interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 5.

Se sabe que el puente de acero al igual que el puente de concreto es de tres tramos de diferentes longitudes por tramos (25 m y 30 m), pero para el reemplazo de los datos en las próximas fórmulas de factor de distribución únicamente se considerará $L = 25$ m ya que mientras menos distancia tiene la longitud del tramo, el valor del factor de distribución es más crítico.

Para un carril de diseño cargado.

$$mg_{MSI} = 0.06 + (S/4300)^{0.4} * (SL)^{0.3} * (Kg/Lts^3)^{0.1}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SI = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior, M = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para $L = 25$ m:

$$mg_{MSI} = 0.06 + (2000/4300)^{0.4} * (2000/25000)^{0.3} * (1.01(10^{11})/(25000)(200)^3)^{0.1}$$

$$mg_{MSI} = 0.382$$

Para dos o más carriles de diseño cargado.

$$mg_{MMI} = 0.075 + (S/2900)^{0.6} (S/L)^{0.2} (Kg/Lts^3)^{0.1}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

MI = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior, M = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para $L = 25$ m:

$$mg_{MMI} = 0.075 + (2000/2900)^{0.6} (2000/25000)^{0.2} (1.01(10^{11})/(25000)(200)^3)^{0.1}$$

$$mg_{MMI} = 0.526$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de $mg_{MMI} = 0.526$ debido a que es el valor más alto de todos los que se calcularon.

3.21.4 Vigas exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 6.

Para un carril de diseño cargado.

Se utiliza la Ley de Momentos explicada anteriormente en la Figura 10.

Realizamos la sumatoria de momentos respecto al apoyo externo para poder hallar la reacción del apoyo interno. Al hallar la reacción, se multiplicará por el factor de presencia múltiple (m) y así tener el valor del factor de distribución de la sobrecarga para momento.

A continuación, se muestra en la Figura 77 la manera de aplicación de la ley de momentos respecto al apoyo interno del puente de acero considerando la carga “P” como la resultante de las cargas de las dos llantas del camión de diseño:

Aplicando sumatoria de momentos respecto al apoyo interno (Figura 77):

$$R_A(2.00) = P(0.10) \quad R_A = g_{MSE} = 0.005P$$

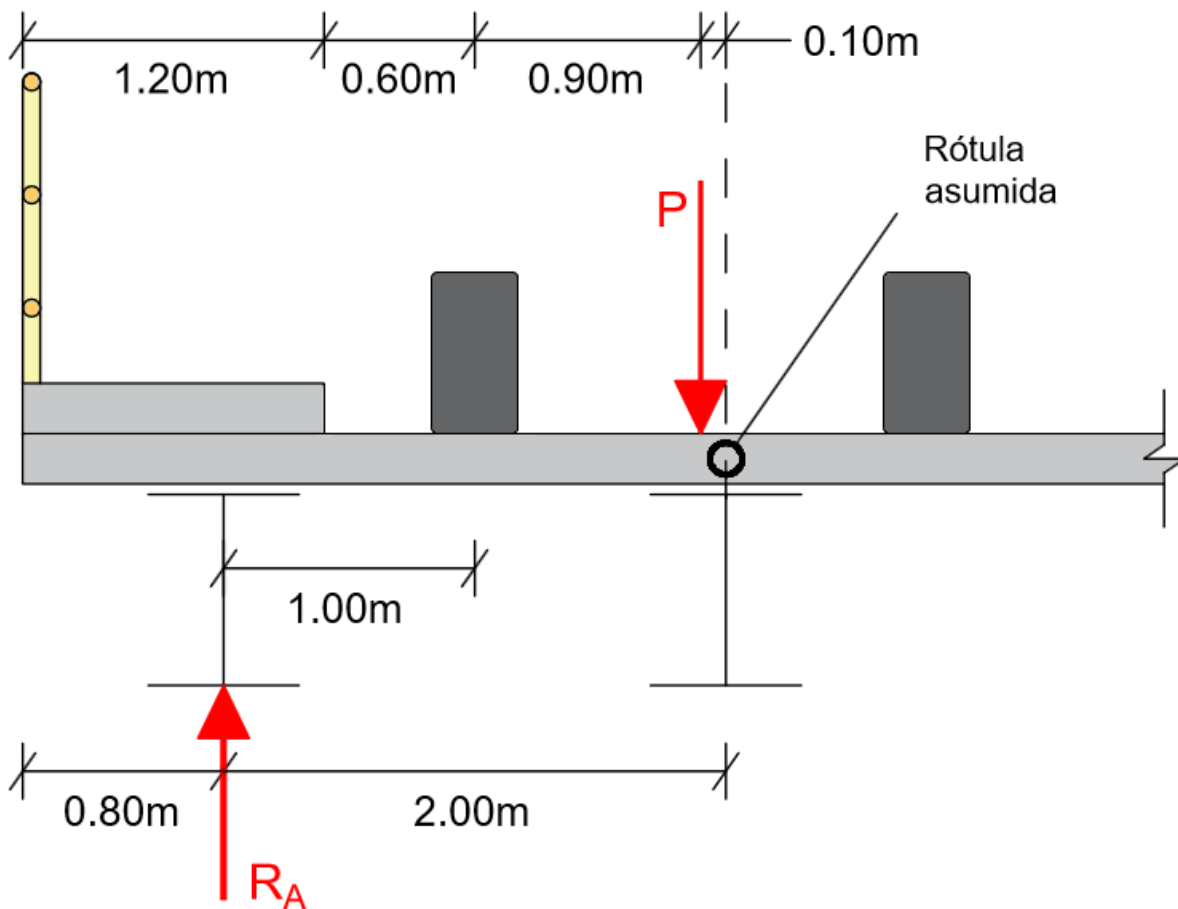


Figura 78 Ley de Momentos respecto a la viga de acero interna. Elaboración propia.

Multiplicando por el factor de presencia múltiple ($m=1.2$)

$$mg_{MSE} = 1.2(0.005) = 0.006$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SE = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior, M = Momento

Para dos o más carriles de diseño cargado.

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_{MME} = e mg_{MMI}$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

ME = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior, M = Momento

$$e = 0.77 + (de/2800)$$

El valor " de " es igual a -400 mm y no se encuentra dentro del rango de aplicabilidad por lo que el valor de " e " es igual a cero y el factor de distribución también.

Requerimiento especial (método de courbon) para vigas exteriores.

Se debe utilizar este método debido a que para el cálculo anterior de los factores de distribución para vigas exteriores no se consideró la presencia de vigas diafragma ni de marcos transversales, por lo que se debe hacer un nuevo procedimiento especial para este tipo de casos considerando esta vez la presencia de vigas diafragma en el puente.

Y para poder calcular el valor de distribución de la carga viva en términos de carriles de diseño para vigas exteriores la norma AASHTO LRFD propone la siguiente fórmula según el artículo C4.6.2.2.2.d-1 y basado en el Método de Courbon:

$$R = (N_L / N_b) + (X_{ext} \sum e_{Li=1}^N) / \sum N_{bi=1}^N x^2$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L = número de carriles cargados considerado

e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm).

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)

N_b = número de vigas

Entonces, para proceder con este requerimiento especial en la Figura 79 se muestra la ubicación transversal más crítica de los camiones de diseño para de esta manera poder reemplazar los datos existentes en la fórmula y así utilizar el valor más crítico del factor de distribución para poder analizar las vigas exteriores.

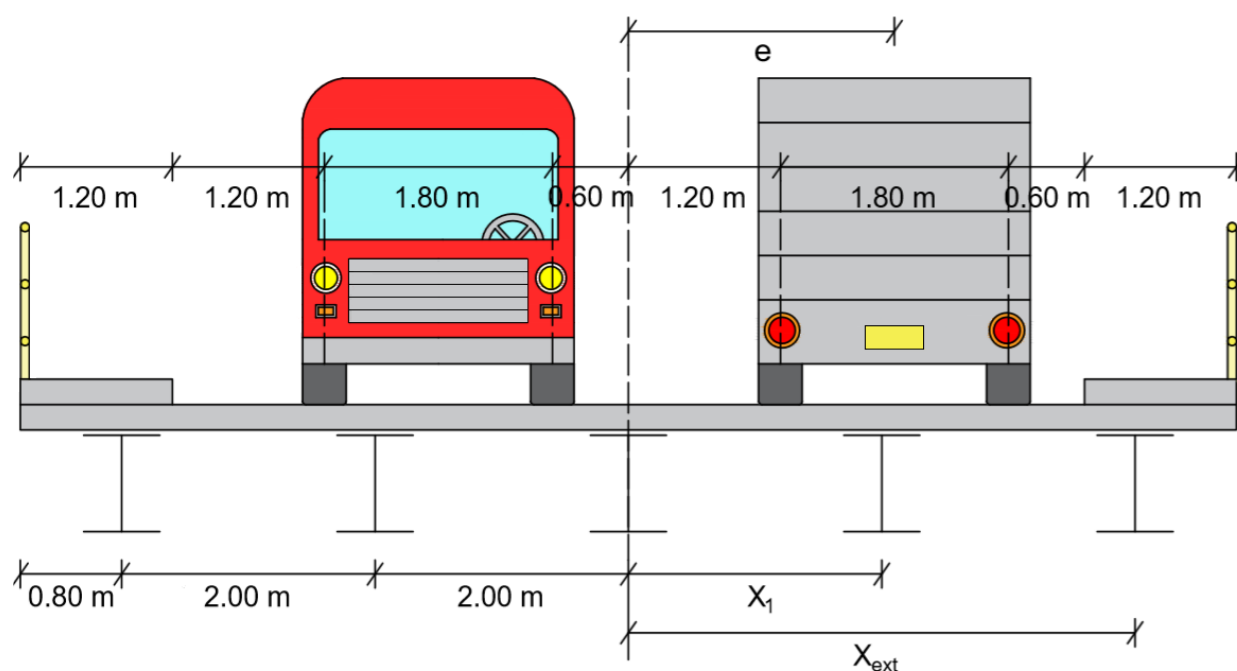


Figura 79 Ubicación crítica transversal de los camiones de diseño. Elaboración propia.

Donde $\left\{ \begin{array}{l} N_b = 5 \\ X_1 = 2.00 \\ X_2 = 4.00 \\ X_3 = -2.00 \\ X_4 = -4.00 \\ X_{ext} = 4.00 \\ e = 2.10 \end{array} \right.$

$$\sum X^2 = (2^2) + (4^2) + (-2^2) + (-4^2) = 40$$

Cuando se tiene un carril cargado: ($m = 1.2$)

$$R = (1/5) + [(4.00)(2.10)]/40 = 0.410$$

Multiplicamos el valor obtenido por el factor de presencia múltiple para 1 carril:

$$mR = (1.2)(0.410) = 0.492$$

Cuando se tiene dos carriles cargados: ($m = 1.0$)

$$R = (2/5) + [(4.00)(2.10 - 1.50)]/40 = 0.460$$

Multiplicamos el valor obtenido por el factor de presencia múltiple para 2 carriles:

$$mR = (1.0)(0.460) = 0.460$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se debería utilizar para el diseño de la viga externa, es el valor de $mgME = 0.492$ debido a que es el valor más alto de los que se calcularon.

Por lo tanto, como ya tenemos los dos factores de distribución para la viga interna y para la viga externa utilizaremos el valor más alto de ambos ya que el diseño para las vigas internas y externas es el mismo:

Viga Interior $\rightarrow mg_{MMI}=0.526 \rightarrow$ GOBIERNA

Viga Exterior $\rightarrow mg_{ME}=0.492$

3.21.5 Factor de distribución de las sobrecargas para cortante

Al igual que los factores de distribución para momento, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para cortante se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación, iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas metálicas de perfil W36x150, del cual ya se detallaron sus propiedades con anterioridad. Para el cálculo del factor de distribución para cortante solo usaremos el valor de $S = 2000$ mm.

Ahora los datos pasarán a ser reemplazados para calcular los factores de distribución de sobrecargas para las vigas metálicas interiores y exteriores:

3.21.6 Vigas interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 7.

Para un carril de diseño cargado.

$$mg_{VSI}=0.36+(S/7600)$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SI = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior, V = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mgVSI = 0.36 + (2000/7600)$$

$$mgVSI = 0.623$$

3.21.7 Vigas exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla 8.

Para un carril de diseño cargado.

Se utiliza la Ley de Momentos, la cual dará el mismo valor ya explicado y calculado anteriormente en la Figura 77.

$$mgVSE = 1.2 * (0.005) = 0.006$$

mg = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

SE = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior, V = Cortante

3.22 Carga viva vehicular

El cálculo de la carga viva vehicular depende del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular multiplicados por los factores de distribución por sobrecarga para momento y cortante de las vigas principales internas y externas. Una vez obtenidos los resultados, estos serán utilizados más adelante para proceder con el cálculo del momento y cortante último (M_U y V_U).

Utilizaremos los valores ya calculados anteriormente del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular, los cuales fueron hallados de las Figuras N° 42 y 43 en el análisis de las líneas de influencia para esfuerzos máximos de carga los cuales se muestran a continuación:

$$M_{MAX}=256.420 \text{ T.m}$$

$$V_{MAX}=55.949 \text{ T}$$

A continuación, hallaremos el momento y cortante de carga viva vehicular multiplicando los valores del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular por los factores de distribución por sobrecarga para momento y cortante, los cuales ya fueron calculados anteriormente:

Momento de carga viva vehicular (M_{LL}):

$$M_{LL}=(M_{MAX})(mg_{MMI})$$

$$M_{LL}=(256.420)*(0.526)=134.877 \text{ T.m}$$

Cortante de carga viva vehicular (M_{LL}):

$$V_{LL}=(V_{MAX})(mg_{VMI})$$

$$V_{LL}=(55.949)*(0.721)=40.339 \text{ T}$$

3.23 Metrado de las demás cargas por viga

Para realizar el metrado de las otras cargas se sabe que al igual que el puente de concreto armado el puente metálico contará con dos carriles uno de ida y otro de vuelta de 3.60 m cada uno, veredas a ambos lados de un ancho de 1.20 m cada una. El asfalto tendrá una altura de 5 cm, el peso de la baranda es de 100 kg/m y la carga peatonal es de 360 kg/m².

Ahora iremos calculando el peso de las cargas muertas por viga:

$$\text{Peso de la losa } (2.40)(0.20)(9.60)/5 = 0.922 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso del asfalto } (2.2)(0.05)(7.20)/5 = 0.158 \text{ T/m}$$

Peso de la vereda $(2.40)(2 \times 1.20)(0.20)/5 = 0.230 \text{ T/m}$

Peso de la baranda $0.10 = 0.100 \text{ T/m}$

Para calcular la carga de la viga metálica de perfil W36x150 se sabe que está en unidades de lb/ft y realizaremos la conversión a T/m de la siguiente manera:

$$(150 \text{ lb/ft})(1 \text{ ft} \cdot 0.3048 \text{ m})(0.4536 \text{ kg} \cdot 1 \text{ lb}) = 223.227 \text{ kgm} \approx 0.223 \text{ T/m}$$

Para las vigas diafragma se considerará cargas aproximadas de 60 kg ubicadas a los tercios de las vigas metálicas principales.

Ahora calculamos el peso de la carga viva por viga, teniendo en cuenta únicamente al peso de los peatones que transitarán sobre las veredas del puente:

$$\text{Peso de la carga peatonal } (0.36)(1.20)(2)/5 = 0.173 \text{ T/m}$$

Entonces, en la siguiente tabla mostraremos el resumen de las cargas halladas mostrando sus respectivos momentos y cortantes máximos ya calculados por medio del software de diseño BRIDGE DESIGNER 2016:

Tabla 16 Resumen de momentos y cortantes máximos debido a las cargas del puente.

Elaboración propia.

Tipos de Carga	Sección del Puente	W por viga (T/m)	Momento (T.m)	Cortante (T)
Cargas Muertas	Losa	$W_{LOSA} = 0.922$	$M_{LOSA} = 70.179$	$V_{LOSA} = 14.332$
	Asfalto	$W_{ASF} = 0.158$	$M_{ASF} = 12.026$	$V_{ASF} = 2.456$
	Vigas metálicas	$W_{V.M.} = 0.223$	$M_{V.M.} = 16.974$	$V_{V.M.} = 3.467$
	Vigas diafragma	$W_{DIAF} = 0.060$	$M_{DIAF} = 1.600$	$V_{DIAF} = 0.060$
	Veredas	$W_{VER} = 0.230$	$M_{VER} = 17.507$	$V_{VER} = 3.575$
	Barandas	$W_{BAR} = 0.100$	$M_{BAR} = 7.612$	$V_{BAR} = 1.555$
Carga Viva	Carga Peonatal	$W_{PEAT} = 0.173$	$M_{PEAT} = 13.168$	$V_{PEAT} = 2.689$

3.24 Comparación técnico-económica

Una vez que se tiene todo el análisis de diseño, según un cronograma de trabajo referencial para ambos tipos de puentes, podemos pasar a realizar las comparaciones técnico económicas que son más destacables y que nos ayuden a resolver las dudas planteadas en el problema general y en los problemas específicos de esta tesis de investigación.

Para la comparación técnica necesitaremos los análisis más resaltantes de ambos puentes como las cargas muertas del peso propio de toda la estructura en ambos puentes, los momentos y cortantes últimos para las vigas internas y externas, los momentos y cortantes máximos de carga viva del camión de diseño, los momentos y cortantes por carga muerta y carga viva, los factores de distribución de las sobrecargas para momento y cortante de las vigas interiores y exteriores.

El tiempo de ejecución de las obras juegan un rol muy importante ya que mientras menor sea el tiempo de trabajo menor será el costo de la mano de obra y el alquiler de los equipos y maquinarias también se reducirán. Asimismo, cabe resaltar que se debe considerar que mientras menor sea el tiempo de la obra, los gastos de los ingenieros residentes, ingenieros supervisores y de sus respectivos prevencionistas es mucho menor.

La fecha de inicio que se considerará para trabajar será a partir del 01 de Abril ya que entre los meses de Abril y Setiembre el caudal del río es más bajo permitiendo el fácil acceso de las maquinarias de trabajo y a todo su personal. Por lo que trabajar en otras fechas sería perjudicial para el puente de concreto ya que este requiere de más tiempo de trabajo que el puente de acero.

A continuación, en la siguiente tabla se muestra un resumen de la comparación técnico-económica para los dos diseños propuestos de la superestructura de los puentes de concreto armado y de acero estructural:

Tabla 17 Resumen de Comparación técnico-económica de los puentes de Concreto Armado y de Acero Estructural. Elaboración propia

COMPARACIÓN	CONCRETO ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
$W_{PROPIO\ TOTAL}$	1171016,120 kg	509925,640 kg
$M_U (V.I.)$	699,020 T.m	481,188 T.m
$V_U (V.I.)$	146,018 T	122,763 T
$M_U (V.E.)$	587,913 T.m	481,188 T.m
$V_U (V.E.)$	115,411 T	122,763 T
M_{MAX}	256,420 T.m	
V_{MAX}	55,949 T	
M_{DC}	284,377 T.m	113,872 T.m
M_{LL}	168,109 T.m	134,877 T.m
V_{DC}	53,010 T	22,989 T
V_{LL}	40,317 T	40,339 T
mg_M^I	0,6556	0,526
mg_M^E	0,408	0,492
mg_V^I	0,7206	0,721
mg_V^E	0,408	0,006

METRADO DE MATERIALES PRINCIPALES	CONCRETO	452,35 m3	CONCRETO	153,6 m3
	ACERO CORRUGADO	38490,80 kg	ACERO A-50	94400,32 kg
	BARANDA	46885,32 kg	BARANDA	46885,32 kg
PRESUPUESTO TOTAL	\$ 1.294.845.856,12		\$ 1.253.577.750,76	
MANO DE OBRA	\$ 217.541.001,45		\$ 128.519.810,43	
MATERIALES	\$ 589.257.603,85		\$ 720.721.332,38	
EQUIPOS Y MAQUINARIAS	\$ 104.992.378,77		\$ 23.389.664,42	
SUBCONTRATOS	\$ 41.969.296,57		\$ 54.924.449,21	
TIEMPO DE TRABAJO	167 Días		65 Días	

4. CONCLUSIONES

Procederemos a realizar las conclusiones en base a las preguntas planteadas en un inicio y las cuales dieron origen a la elaboración de esta tesis:

Se ha analizado información teórica relacionada con el tema, a través de la cual se decidió que el estándar AASHTO era el primer estándar reconocido para el diseño y La construcción de puentes, que pronto se convirtió en el estándar nacional, en Este estándar tiene un método flexible (ASD) donde se puede estimar la carga de la obra o servicio, es decir, la carga que debe soportar la estructura, en un momento posterior Diseño de elementos estructurales de acuerdo a ciertos esfuerzos admisibles y Método de Plasticidad (LRFD) En este método se estima la carga de trabajo y Multiplicado por factores de carga o sobrecarga Luego se diseñan las estructuras de los puentes en base a su resistencia al colapso.

El sistema estructural que posee las mejores características de diseño así como también económicas es el puente vehicular de acero estructural ya que este permite salvar luces mayores y eso se demostró con la comparación final que se hizo entre ambos puentes, donde a pesar de que se incrementó una viga más en el diseño del puente de acero, según la tabla de resumen comparativo se demostró que con sus propiedades y dimensiones el puente de acero estructural soporta menores cargas muertas, menores momentos y menores fuerzas estructurales tanto cargas vivas como muertas, demostrando que su límite de resistencia es mucho más alto y eficiente que el concreto armado. Un presupuesto final viene en función al tiempo y debido a que la estructura de acero es más fácil de aplicar en obra y mucho más rápido de finalizarla por lo que esto disminuye el tiempo y por lo tanto el gasto de la mano de obra y alquiler de equipos y maquinarias también disminuye.

El puente que obtendrá las mejores facilidades en su proceso constructivo es el puente de acero estructural debido a que se necesitan menos equipos y maquinarias y menos tiempo al usarlas, así como también menos tiempos de esperas y menos retrasos ya que el montaje de las vigas metálicas es más sencillo y rápido de empalmar entre ellas mientras que para las vigas de concreto armado se requiere antes una variedad de partidas que se deben seguir antes, durante y después del vaciado del concreto.

Se generó un análisis del método AASHTO LRFD, por medio del cual se pudo establecer como datos de mayor relevancia los momento últimos en la franja interior tanto en Resistencia como en Servicio.

El puente que se verá más afectado por las condiciones de la zona es el puente de concreto armado debido a que los puentes están diseñados para salvar un río, el cual en tiempos de caudal alto puede perjudicar y retrasar severamente las partidas de una obra, por lo que si se demora más en la ejecución de la obra se corre el riesgo de cruzarse con los periodos de caudal alto. Por lo tanto se sugiere realizar reparaciones y mantenimiento al puente de acero estructural tardaría en ejecutarse aproximadamente.

Se puede apreciar que el peso propio total de la superestructura de concreto armado es aproximadamente el doble que el peso de la superestructura de acero estructural, lo cual demuestra que la estructura de acero es más beneficiosa ya que es más resistente y a la vez menos pesada. Cabe resaltar que tratándose de un puente de concreto armado obligaría a aumentar las dimensiones de la subestructura del puente para así poder tener un mejor soporte en las bases, y este aumento de dimensiones en la subestructura generaría también un costo económico obligatorio.

El desarrollo de este trabajo de investigación es un incentivo para que muchos estudiantes de nivel nacional y nivel extranjero se propongan a querer utilizar la norma AASHTO-LRFD y usando esta tesis como una guía que ayude a comprender de manera más sencilla todos los parámetros y especificaciones de sus principales artículos para el análisis de puentes vehiculares de cualquier tipo de material y tipo, así como también tiende a considerar el tráfico existente según las zonas de trabajo y el mismo clima, sin menoscabo de las normas Nacionales CCP-14 las cuales no fueron de estudio en este trabajo debido a que la mayoría de las normas para construcción de super estructuras de puentes vienen de las AASHTO-LRFD.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acevedo Laos (2015), “Diseño de un Puente con la estructura de Acero”
- Cardoza Quijada Marvin Alexander y Villalobos Zetino José Eduardo (2005), “Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática”
- Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2015), “Diseño de un puente con vigas prefabricadas”
- García García Ángel (2010), “Análisis de puentes”
- Gómez Johnson Ronald Cesar (2008), “Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales”
- Ochoa Espinoza Cristian Andres (2008), “Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO STANDARD (Método ASD) y norma AASHTO LRFD”
- Rodríguez Camacho Juan Manuel y Venegas Ojeda Felipe Sebastián (2011), “Diseño y Simulación de un puente metálico de 60 metros de luz y 12 metros de ancho para una capacidad de carga de 90 toneladas”
- Romo Castillo José Luis (2015), “Investigación de nuevas metodologías para el diseño de la infraestructura del puente Gualo, esviado, en acero”
- Seminario Manrique Ernesto (2004), “Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”
- Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeht (2013), “Análisis y diseño de un puente viga – losa”

- Velandia Garay (2013), “Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto presforzado”

6. ANEXOS

Anexo 1

Tabla 9-2 - Diseño en Flexión - $M_u = K_u b d^2$

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$Beta_1 =$	0.850
$\phi =$	0.9

$\rho_{bal} =$	2.13%
0.5 $\rho_{bal} =$	1.06%
0.75 $\rho_{bal} =$	1.59%

$f'_c =$	210
$f_y =$	4,200

$K_u = M_u / b d^2$
Unidades: Kg, cm
 $A_s = \rho (b \cdot d)$

ρ	K_u
0.10%	3.74
0.12%	4.47
0.14%	5.20
0.16%	5.93
0.18%	6.66
0.20%	7.38
0.22%	8.10
0.24%	8.82
0.26%	9.53
0.28%	10.23
0.30%	10.94
0.32%	11.64
0.34%	12.34
0.36%	13.03
0.38%	13.72
0.40%	14.41
0.42%	15.09
0.44%	15.77
0.46%	16.44
0.48%	17.12
0.50%	17.78
0.52%	18.45
0.54%	19.11
0.56%	19.77
0.58%	20.42
0.60%	21.07
0.62%	21.72
0.64%	22.37
0.66%	23.01
0.68%	23.64
0.70%	24.27
0.72%	24.90
0.74%	25.53
0.76%	26.15
0.78%	26.77
0.80%	27.39
0.82%	28.00
0.84%	28.60
0.86%	29.21
0.88%	29.81
0.90%	30.41
0.92%	31.00
0.94%	31.59
0.96%	32.18
0.98%	32.76
1.00%	33.34
1.02%	33.92
1.04%	34.49
1.06%	35.06
1.08%	35.62
1.10%	36.18
1.12%	36.74

ρ	K_u
1.14%	37.30
1.16%	37.85
1.18%	38.39
1.20%	38.94
1.22%	39.48
1.24%	40.01
1.26%	40.55
1.28%	41.08
1.30%	41.60
1.32%	42.12
1.34%	42.64
1.36%	43.16
1.38%	43.67
1.40%	44.18
1.42%	44.68
1.44%	45.18
1.46%	45.68
1.48%	46.17
1.50%	46.66
1.52%	47.15
1.54%	47.63
1.56%	48.11
1.58%	48.59
1.60%	49.06
1.62%	49.53
1.64%	50.00
1.66%	50.46
1.68%	50.91
1.70%	51.37
1.72%	51.82
1.74%	52.27
1.76%	52.71
1.78%	53.15
1.80%	53.59
1.82%	54.02
1.84%	54.45
1.86%	54.88
1.88%	55.30
1.90%	55.72
1.92%	56.13
1.94%	56.54
1.96%	56.95
1.98%	57.36
2.00%	57.76
2.02%	58.16
2.04%	58.55
2.06%	58.94
2.08%	59.33
2.10%	59.71
2.12%	60.09
2.14%	---
2.16%	---

0.75 A_{sb}

A_{sb}

Para diseño: Entrar a la tabla con $K_u = M_u / (b d^2)$, leer el valor de ρ y calcular $A_s = \rho b d$
Para análisis: Entrar a la tabla con $\rho = A_s / b d$ leer el valor de K_u y calcular $M_u = K_u b d^2$

Anexo 1

Tabla 9-3 - Diseño en Flexión - $M_u = K_u b d^2$

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$Betal =$	0.850
$\phi =$	0.9

pho bal = 2.83%
 0.5 pho bal = 1.42%
 0.75 pho bal = 2.13%

$f_c = 280$
$f_y = 4,200$

$K_u = M_u / b d^2$
 Unidades: Kg, cm
 $A_s = \rho (b \cdot d)$

pho	Ku
0.10%	3.75
0.12%	4.49
0.14%	5.23
0.16%	5.96
0.18%	6.70
0.20%	7.43
0.22%	8.15
0.24%	8.88
0.26%	9.60
0.28%	10.32
0.30%	11.04
0.32%	11.75
0.34%	12.47
0.36%	13.17
0.38%	13.88
0.40%	14.58
0.42%	15.29
0.44%	15.98
0.46%	16.68
0.48%	17.37
0.50%	18.06
0.52%	18.75
0.54%	19.44
0.56%	20.12
0.58%	20.80
0.60%	21.48
0.62%	22.15
0.64%	22.82
0.66%	23.49
0.68%	24.16
0.70%	24.82
0.72%	25.48
0.74%	26.14
0.76%	26.80
0.78%	27.45
0.80%	28.10
0.82%	28.75
0.84%	29.39
0.86%	30.03
0.88%	30.67
0.90%	31.31
0.92%	31.94
0.94%	32.58
0.96%	33.20
0.98%	33.83
1.00%	34.45
1.02%	35.08
1.04%	35.69
1.06%	36.31
1.08%	36.92
1.10%	37.53
1.12%	38.14

pho	Ku
1.14%	38.74
1.16%	39.35
1.18%	39.95
1.20%	40.54
1.22%	41.14
1.24%	41.73
1.26%	42.32
1.28%	42.90
1.30%	43.49
1.32%	44.07
1.34%	44.65
1.36%	45.22
1.38%	45.79
1.40%	46.36
1.42%	46.93
1.44%	47.50
1.46%	48.06
1.48%	48.62
1.50%	49.17
1.52%	49.73
1.54%	50.28
1.56%	50.83
1.58%	51.37
1.60%	51.92
1.62%	52.46
1.64%	52.99
1.66%	53.53
1.68%	54.06
1.70%	54.59
1.72%	55.12
1.74%	55.64
1.76%	56.17
1.78%	56.68
1.80%	57.20
1.82%	57.72
1.84%	58.23
1.86%	58.73
1.88%	59.24
1.90%	59.74
1.92%	60.24
1.94%	60.74
1.96%	61.24
1.98%	61.73
2.00%	62.22
2.02%	62.71
2.04%	63.19
2.06%	63.67
2.08%	64.15
2.10%	64.63
2.12%	65.10
2.14%	65.57
2.16%	66.04

pho	Ku
2.18%	66.51
2.20%	66.97
2.22%	67.43
2.24%	67.89
2.26%	68.34
2.28%	68.79
2.30%	69.24
2.32%	69.69
2.34%	70.13
2.36%	70.58
2.38%	71.01
2.40%	71.45
2.42%	71.88
2.44%	72.32
2.46%	72.74
2.48%	73.17
2.50%	73.59
2.52%	74.01
2.54%	74.43
2.56%	74.84
2.58%	75.26
2.60%	75.67
2.62%	76.07
2.64%	76.48
2.66%	76.88
2.68%	77.28
2.70%	77.67
2.72%	78.07
2.74%	78.46
2.76%	78.84
2.78%	79.23
2.80%	79.61
2.82%	79.99
2.84%	---
2.86%	---
2.88%	---
2.90%	---
2.92%	---
2.94%	---
2.96%	---
2.98%	---
3.00%	---
3.02%	---
3.04%	---
3.06%	---
3.08%	---
3.10%	---
3.12%	---
3.14%	---
3.16%	---
3.18%	---
3.20%	---

Para diseño: Entrar a la tabla con $K_u = M_u / (b d^2)$, leer el valor de ρ y calcular $A_s = \rho b d$
 Para análisis: Entrar a la tabla con $\rho = A_s / b d$ leer el valor de K_u y calcular $M_u = K_u b d^2$

Anexo 2

Tabla 9-4 - Diseño en Flexión - $M_u = K_u b d^2$

ϵ_{cu} =	0.003	pho bal = 3.33%		$f_c = 350$
E_s =	2,000,000	0.5 pho bal = 1.67%		$f_y = 4,200$
ϵ_y =	0.0021	0.75 pho bal = 2.50%		$K_u = M_u / b d^2$
$Beta_1$ =	0.800			Unidades: Kg, cm
ϕ =	0.9			$A_s = \text{pho} (b \cdot d)$

pho	Ku
0.10%	3.75
0.12%	4.50
0.14%	5.24
0.16%	5.98
0.18%	6.72
0.20%	7.45
0.22%	8.19
0.24%	8.92
0.26%	9.65
0.28%	10.37
0.30%	11.10
0.32%	11.82
0.34%	12.54
0.36%	13.26
0.38%	13.98
0.40%	14.69
0.42%	15.40
0.44%	16.11
0.46%	16.82
0.48%	17.53
0.50%	18.23
0.52%	18.93
0.54%	19.63
0.56%	20.33
0.58%	21.02
0.60%	21.72
0.62%	22.41
0.64%	23.10
0.66%	23.78
0.68%	24.47
0.70%	25.15
0.72%	25.83
0.74%	26.51
0.76%	27.18
0.78%	27.86
0.80%	28.53
0.82%	29.20
0.84%	29.86
0.86%	30.53
0.88%	31.19
0.90%	31.85
0.92%	32.51
0.94%	33.17
0.96%	33.82
0.98%	34.47
1.00%	35.12
1.02%	35.77
1.04%	36.42
1.06%	37.06
1.08%	37.70
1.10%	38.34
1.12%	38.98

pho	Ku
1.14%	39.61
1.16%	40.25
1.18%	40.88
1.20%	41.51
1.22%	42.13
1.24%	42.76
1.26%	43.38
1.28%	44.00
1.30%	44.62
1.32%	45.23
1.34%	45.85
1.36%	46.46
1.38%	47.07
1.40%	47.67
1.42%	48.28
1.44%	48.88
1.46%	49.48
1.48%	50.08
1.50%	50.68
1.52%	51.27
1.54%	51.87
1.56%	52.46
1.58%	53.04
1.60%	53.63
1.62%	54.21
1.64%	54.79
1.66%	55.37
1.68%	55.95
1.70%	56.53
1.72%	57.10
1.74%	57.67
1.76%	58.24
1.78%	58.80
1.80%	59.37
1.82%	59.93
1.84%	60.49
1.86%	61.05
1.88%	61.61
1.90%	62.16
1.92%	62.71
1.94%	63.26
1.96%	63.81
1.98%	64.35
2.00%	64.90
2.02%	65.44
2.04%	65.97
2.06%	66.51
2.08%	67.05
2.10%	67.58
2.12%	68.11
2.14%	68.64
2.16%	69.16

pho	Ku
2.18%	69.69
2.20%	70.21
2.22%	70.73
2.24%	71.24
2.26%	71.76
2.28%	72.27
2.30%	72.78
2.32%	73.29
2.34%	73.80
2.36%	74.30
2.38%	74.80
2.40%	75.30
2.42%	75.80
2.44%	76.30
2.46%	76.79
2.48%	77.28
2.50%	77.77
2.52%	78.26
2.54%	78.75
2.56%	79.23
2.58%	79.71
2.60%	80.19
2.62%	80.67
2.64%	81.14
2.66%	81.61
2.68%	82.08
2.70%	82.55
2.72%	83.02
2.74%	83.48
2.76%	83.94
2.78%	84.40
2.80%	84.86
2.82%	85.31
2.84%	85.77
2.86%	86.22
2.88%	86.67
2.90%	87.11
2.92%	87.56
2.94%	88.00
2.96%	88.44
2.98%	88.88
3.00%	89.31
3.02%	89.75
3.04%	90.18
3.06%	90.61
3.08%	91.04
3.10%	91.46
3.12%	91.88
3.14%	92.31
3.16%	92.72
3.18%	93.14
3.20%	93.56

Para diseño: Entrar a la tabla con $K_u = M_u / (b d^2)$, leer el valor de ρ y calcular $A_s = \rho b d$
 Para análisis: Entrar a la tabla con $\rho = A_s / b d$ leer el valor de K_u y calcular $M_u = K_u b d^2$

Anexo 3

Table 5.4
Normalized influence functions (three span, span ratio = 1.2)^a

Location	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
101	0.05028	-0.02431	-0.00884	0.87569	-0.12431	-0.12431	0.02578	0.02578
102	0.10114	-0.04714	-0.01714	0.75286	-0.24714	-0.24714	0.05000	0.05000
103	0.15319	-0.06703	-0.02437	0.63297	-0.36703	-0.36703	0.07109	0.07109
104	0.20700	-0.08250	-0.03000	0.51750	-0.48250/0.51750	-0.48250	0.08750	0.08750
105	0.16317	-0.09208	-0.03348	0.40792	0.40792	-0.59208	0.09766	0.09766
106	0.12229	-0.09429	-0.03429	0.30571	0.30571	-0.69429	0.10000	0.10000
107	0.08494	-0.08766	-0.03187	0.21234	0.21234	-0.78766	0.09297	0.09297
108	0.05171	-0.07071	-0.02571	0.12929	0.12929	-0.87071	0.07500	0.07500
109	0.02321	-0.04199	-0.01527	0.05801	0.05801	-0.94199	0.04453	0.04453
110 or 200	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-1.00000/0.0	0.0/1.00000	0.00000
201	-0.02037	-0.05091	0.02529	-0.05091	-0.05091	-0.05091	0.92700	-0.07300
202	-0.03333	-0.08331	0.05829	-0.08331	-0.08331	-0.08331	0.83600	-0.16400
203	-0.03996	-0.09990	0.09900	-0.09990	-0.09990	-0.09990	0.73150	-0.26850
204	-0.04135	-0.10337	0.14743	-0.10337	-0.10337	-0.10337	0.61800	-0.38200
205	-0.03857	-0.09643	0.20357	-0.09643	-0.09643	-0.09643	0.50000	-0.50/0.50
206	-0.03271	-0.08177	0.14743	-0.08177	-0.08177	-0.08177	0.38200	0.38200
207	-0.02484	-0.06210	0.09900	-0.06210	-0.06210	-0.06210	0.26850	0.26850
208	-0.01605	-0.04011	0.05829	-0.04011	-0.04011	-0.04011	0.16400	0.16400
209	-0.00741	-0.01851	0.02529	-0.01851	-0.01851	-0.01851	0.07300	0.07300
210 or 300	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
301	0.00458	0.01145	-0.01527	0.01145	0.01145	0.01145	-0.04453	-0.04453
302	0.00771	0.01929	-0.02571	0.01929	0.01929	0.01929	-0.07500	-0.07500
303	0.00956	0.02391	-0.03188	0.02391	0.02391	0.02391	-0.09297	-0.09297
304	0.01029	0.02571	-0.03429	0.02571	0.02571	0.02571	-0.10000	-0.10000

(continued)

Table 5.4
(Continued)

Location	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
305	0.01004	0.02511	-0.03348	0.02511	0.02511	0.02511	-0.09766	-0.09766
306	0.00900	0.02250	-0.03000	0.02250	0.02250	0.02250	-0.08750	-0.08750
307	0.00731	0.01828	-0.02437	0.01828	0.01828	0.01828	-0.07109	-0.07109
308	0.00514	0.01286	-0.01714	0.01286	0.01286	0.01286	-0.05000	-0.05000
309	0.00265	0.00663	-0.00884	0.00663	0.00663	0.00663	-0.02578	-0.02578
310	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Pos. Area span 1	0.09545	0.00000	0.00000	0.43862	0.13720	0.0000	0.06510	0.06510
Neg. Area Span 1	0.00000	-0.06138	-0.02232	0.00000	-0.09797	-0.56138	0.00000	0.00000
Pos Area Span 2	0.00000	0.00000	0.10286	0.00000	0.00000	0.00000	0.60000	0.13650
Neg. Area Span 2	-0.03086	-0.07714	0.00000	-0.07714	-0.07714	-0.07714	0.00000	-0.13650
Pos. Area Span 3	0.00670	0.01674	0.00000	0.01674	0.01674	0.01674	0.00000	0.00000
Neg. Area Span 3	0.00000	0.00000	-0.02232	0.00000	0.00000	0.00000	-0.06510	-0.06510
Total Pos. Area	0.10214	0.01674	0.10286	0.45536	0.15394	0.01674	0.66510	0.20160
Total Neg. Area	-0.03086	-0.13853	-0.04464	-0.07714	-0.17512	-0.63853	-0.06510	-0.20160
Net Area	0.07129	-0.12179	0.05821	0.37821	-0.02117	-0.62179	0.60000	0.00000

^a Usage:

Multiply influence ordinates for moment by length of span 1.

Multiply areas for moment by length of (span 1)².

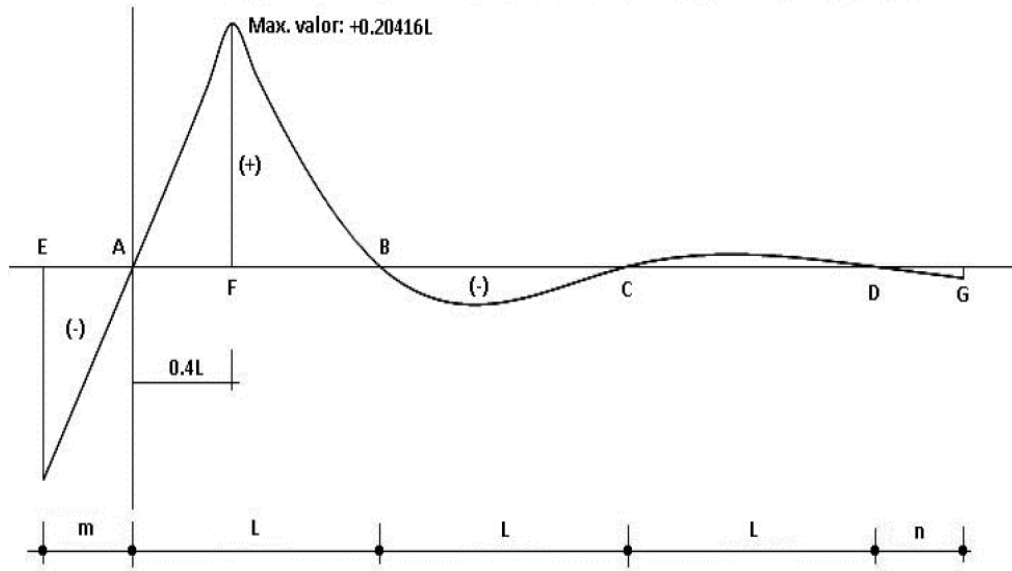
Multiply areas for shear by length of span 1.

Notes:

Area M(205)+ for span 2 is 0.1036, 0.1052, and 0.1029 for trapezoidal, Simpson's and exact integration, respectively.

Areas V(205)+ and V(205)- for span 2 were computed by Simpson's integration.

Anexo 4

LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN $x = 0.4L$ 

Tramo $\overline{EA}$ ($-m \leq x \leq 0$)

$$M_F = \frac{37}{75}x$$

Tramo $\overline{AF}$ ($0 \leq x \leq 0.4L$)

$$M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 + \frac{37}{75}x$$

Tramo $\overline{FB}$ ($0.4L \leq x \leq L$)

$$M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 - \frac{38}{75}x + \frac{2L}{5}$$

Tramo $\overline{BC}$ ($L \leq x \leq 2L$)

$$M_F = -\frac{2}{15L^2}x^3 + \frac{54}{75L}x^2 - \frac{92}{75}x + \frac{48L}{75}$$

Tramo $\overline{CD}$ ($2L \leq x \leq 3L$)

$$M_F = \frac{2}{75L^2}x^3 - \frac{6}{25L}x^2 + \frac{52}{75}x - \frac{48L}{75}$$

Tramo $\overline{DG}$ ($3L \leq x \leq 3L + n$)

$$M_F = -\frac{2}{75}x + \frac{6L}{75}$$

Anexo 5

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d	Web		Flange		Distance					Work- able Gage			
			Thickness, t _w	t _w 2	Width, b _f	Thickness, t _f	k		k ₁	T					
							k _{des}	k _{det}							
	in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.				
W36×800 ^h	236	42.6	42 1/2	2.38	2 3/8	1 3/16	18.0	18	4.29	4 5/16	5.24	5 9/16	2 3/8	31 3/8	7 1/2
×652 ^h	192	41.1	41	1.97	2	1	17.6	17 5/8	3.54	3 9/16	4.49	4 13/16	2 3/16		
×529 ^h	156	39.8	39 3/4	1.61	1 5/8	1 3/16	17.2	17 1/4	2.91	2 15/16	3.86	4 3/16	2		
×487 ^h	143	39.3	39 3/8	1.50	1 1/2	3/4	17.1	17 1/8	2.68	2 11/16	3.63	4	1 15/16		
×441 ^h	130	38.9	38 7/8	1.36	1 3/8	1 1/16	17.0	17	2.44	2 7/16	3.39	3 3/4	1 7/8		
×395 ^h	116	38.4	38 3/8	1.22	1 1/4	5/8	16.8	16 7/8	2.20	2 3/16	3.15	3 7/16	1 13/16		
×361 ^h	106	38.0	38	1.12	1 1/8	9/16	16.7	16 3/4	2.01	2	2.96	3 5/16	1 3/4		
×330	97.0	37.7	37 5/8	1.02	1	1/2	16.6	16 5/8	1.85	1 7/8	2.80	3 1/8	1 3/4		
×302	88.8	37.3	37 3/8	0.945	15/16	1/2	16.7	16 5/8	1.68	1 11/16	2.63	3	1 11/16		
×282 ^c	82.9	37.1	37 1/8	0.885	7/8	7/16	16.6	16 5/8	1.57	1 9/16	2.52	2 7/8	1 5/8		
×262 ^c	77.0	36.9	36 7/8	0.840	13/16	7/16	16.6	16 1/2	1.44	1 7/16	2.39	2 3/4	1 5/8		
×247 ^c	72.5	36.7	36 5/8	0.800	13/16	7/16	16.5	16 1/2	1.35	1 3/8	2.30	2 5/8	1 5/8		
×231 ^c	68.1	36.5	36 1/2	0.760	3/4	3/8	16.5	16 1/2	1.26	1 1/4	2.21	2 9/16	1 9/16		
W36×256	75.4	37.4	37 3/8	0.960	15/16	1/2	12.2	12 1/4	1.73	1 3/4	2.48	2 5/8	1 5/16	32 1/8	5 1/2
×232 ^c	68.1	37.1	37 1/8	0.870	7/8	7/16	12.1	12 1/8	1.57	1 9/16	2.32	2 7/16	1 1/4		
×210 ^c	61.8	36.7	36 3/4	0.830	13/16	7/16	12.2	12 1/8	1.36	1 3/8	2.11	2 5/16	1 1/4		
×194 ^c	57.0	36.5	36 1/2	0.765	3/4	3/8	12.1	12 1/8	1.26	1 1/4	2.01	2 3/16	1 3/16		
×182 ^c	53.6	36.3	36 3/8	0.725	3/4	3/8	12.1	12 1/8	1.18	1 3/16	1.93	2 1/8	1 3/16		
×170 ^c	50.1	36.2	36 1/8	0.680	11/16	3/8	12.0	12	1.10	1 1/8	1.85	2	1 3/16		
×160 ^c	47.0	36.0	36	0.650	5/8	5/16	12.0	12	1.02	1	1.77	1 15/16	1 1/8		
×150 ^c	44.2	35.9	35 7/8	0.625	5/8	5/16	12.0	12	0.940	15/16	1.69	1 7/8	1 1/8		
×135 ^{c,v}	39.7	35.6	35 1/2	0.600	5/8	5/16	12.0	12	0.790	13/16	1.54	1 11/16	1 1/8		
W33×387 ^h	114	36.0	36	1.26	1 1/4	5/8	16.2	16 1/4	2.28	2 1/4	3.07	3 3/16	1 7/16	29 5/8	5 1/2
×354 ^h	104	35.6	35 1/2	1.16	1 3/16	5/8	16.1	16 1/8	2.09	2 1/16	2.88	2 15/16	1 3/8		
×318	93.6	35.2	35 1/8	1.04	1 1/16	9/16	16.0	16	1.89	1 7/8	2.68	2 3/4	1 5/16		
×291	85.7	34.8	34 7/8	0.960	15/16	1/2	15.9	15 7/8	1.73	1 3/4	2.52	2 5/8	1 5/16		
×263	77.5	34.5	34 1/2	0.870	7/8	7/16	15.8	15 3/4	1.57	1 9/16	2.36	2 7/16	1 1/4		
×241 ^c	71.0	34.2	34 1/8	0.830	13/16	7/16	15.9	15 7/8	1.40	1 3/8	2.19	2 1/4	1 1/4		
×221 ^c	65.2	33.9	33 7/8	0.775	3/4	3/8	15.8	15 3/4	1.28	1 1/4	2.06	2 1/8	1 3/16		
×201 ^c	59.2	33.7	33 5/8	0.715	11/16	3/8	15.7	15 3/4	1.15	1 1/8	1.94	2	1 3/16		
W33×169 ^c	49.5	33.8	33 7/8	0.670	11/16	3/8	11.5	11 1/2	1.22	1 1/4	1.92	2 1/8	1 3/16	29 5/8	5 1/2
×152 ^c	44.8	33.5	33 1/2	0.635	5/8	5/16	11.6	11 5/8	1.06	1 1/16	1.76	1 15/16	1 1/8		
×141 ^c	41.6	33.3	33 1/4	0.605	5/8	5/16	11.5	11 1/2	0.960	13/16	1.66	1 13/16	1 1/8		
×130 ^c	38.3	33.1	33 3/8	0.580	9/16	5/16	11.5	11 1/2	0.855	7/8	1.56	1 3/4	1 1/8		
×118 ^{c,v}	34.7	32.9	32 7/8	0.550	9/16	5/16	11.5	11 1/2	0.740	3/4	1.44	1 5/8	1 1/8		

^c Shape is slender for compression with $F_y = 50$ ksi.

^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi.

Anexo 6

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties



W36 - W33

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f 2 t_f	h t_w	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³			J in. ⁴	C_w in. ⁶
800	2.10	13.5	64700	3040	16.6	3650	4200	467	4.22	743	5.14	38.3	1060	1540000
652	2.48	16.3	50600	2460	16.2	2910	3230	367	4.10	581	4.96	37.5	593	1130000
529	2.96	19.9	39600	1990	16.0	2330	2490	289	4.00	454	4.80	36.9	327	846000
487	3.19	21.4	36000	1830	15.8	2130	2250	263	3.96	412	4.74	36.7	258	754000
441	3.48	23.6	32100	1650	15.7	1910	1990	235	3.92	368	4.69	36.4	194	661000
395	3.83	26.3	28500	1490	15.7	1710	1750	208	3.88	325	4.61	36.2	142	575000
361	4.16	28.6	25700	1350	15.6	1550	1570	188	3.85	293	4.58	36.0	109	509000
330	4.49	31.4	23300	1240	15.5	1410	1420	171	3.83	265	4.53	35.8	84.3	456000
302	4.96	33.9	21100	1130	15.4	1280	1300	156	3.82	241	4.53	35.7	64.3	412000
282	5.29	36.2	19600	1050	15.4	1190	1200	144	3.80	223	4.50	35.5	52.7	378000
262	5.75	38.2	17900	972	15.3	1100	1090	132	3.76	204	4.46	35.4	41.6	342000
247	6.11	40.1	16700	913	15.2	1030	1010	123	3.74	190	4.42	35.3	34.7	316000
231	6.54	42.2	15600	854	15.1	963	940	114	3.71	176	4.40	35.2	28.7	292000
256	3.53	33.8	16800	895	14.9	1040	528	86.5	2.65	137	3.25	35.7	52.9	168000
232	3.86	37.3	15000	809	14.8	936	468	77.2	2.62	122	3.21	35.6	39.6	148000
210	4.48	39.1	13200	719	14.6	833	411	67.5	2.58	107	3.18	35.3	28.0	128000
194	4.81	42.4	12100	664	14.6	767	375	61.9	2.56	97.7	3.15	35.2	22.2	116000
182	5.12	44.8	11300	623	14.5	718	347	57.6	2.55	90.7	3.13	35.2	18.5	107000
170	5.47	47.7	10500	581	14.5	668	320	53.2	2.53	83.8	3.11	35.1	15.1	98500
160	5.88	49.9	9760	542	14.4	624	295	49.1	2.50	77.3	3.08	35.0	12.4	90200
150	6.37	51.9	9040	504	14.3	581	270	45.1	2.47	70.9	3.06	34.9	10.1	82200
135	7.56	54.1	7800	439	14.0	509	225	37.7	2.38	59.7	2.99	34.8	7.00	68100
387	3.55	23.7	24300	1350	14.6	1560	1620	200	3.77	312	4.49	33.7	148	459000
354	3.85	25.7	22000	1240	14.5	1420	1460	181	3.74	282	4.44	33.5	115	408000
318	4.23	28.7	19500	1110	14.5	1270	1290	161	3.71	250	4.39	33.3	84.4	357000
291	4.60	31.0	17700	1020	14.4	1160	1160	146	3.68	226	4.35	33.1	65.1	319000
263	5.03	34.3	15900	919	14.3	1040	1040	131	3.66	202	4.31	33.0	48.7	281000
241	5.66	35.9	14200	831	14.1	940	933	118	3.62	182	4.29	32.8	36.2	251000
221	6.20	38.5	12900	759	14.1	857	840	106	3.59	164	4.25	32.7	27.8	224000
201	6.85	41.7	11600	686	14.0	773	749	95.2	3.56	147	4.21	32.5	20.8	198000
169	4.71	44.7	9290	549	13.7	629	310	53.9	2.50	84.4	3.03	32.6	17.7	82400
152	5.48	47.2	8160	487	13.5	559	273	47.2	2.47	73.9	3.01	32.4	12.4	71700
141	6.01	49.6	7450	448	13.4	514	246	42.7	2.43	66.9	2.98	32.3	9.70	64400
130	6.73	51.7	6710	406	13.2	467	218	37.9	2.39	59.5	2.94	32.2	7.37	56600
118	7.76	54.5	5900	359	13.0	415	187	32.6	2.32	51.3	2.89	32.1	5.30	48300

Anexo 7

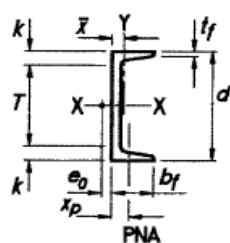


Table 1-5
C Shapes
Dimensions

Shape	Area, <i>A</i>	Depth, <i>d</i>		Web		Flange				Distance			<i>r_{fs}</i>	<i>h_o</i>
				Thickness, <i>t_w</i>	<i>t_w</i> 2	Width, <i>b_f</i>	Thickness, <i>t_f</i>		<i>k</i>	<i>T</i>	Work- able Gage			
	in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
C15×50	14.7	15.0	15	0.716	¹¹ / ₁₆	³ / ₈	3.72	³ / ₄	^{0.650} / ₅ / ₈	¹⁷ / ₁₆	¹² / ₈	² / ₄	1.17	14.4
×40	11.8	15.0	15	0.520	¹ / ₂	¹ / ₄	3.52	³ / ₂	^{0.650} / ₅ / ₈	¹⁷ / ₁₆	¹² / ₈	2	1.15	14.4
×33.9	10.0	15.0	15	0.400	³ / ₈	³ / ₁₆	3.40	³ / ₈	^{0.650} / ₅ / ₈	¹⁷ / ₁₆	¹² / ₈	2	1.13	14.4
C12×30	8.81	12.0	12	0.510	¹ / ₂	¹ / ₄	3.17	³ / ₈	^{0.501} / ₁ / ₂	¹ / ₈	⁹ / ₄	¹³ / ₄ ^g	1.01	11.5
×25	7.34	12.0	12	0.387	³ / ₈	³ / ₁₆	3.05	3	^{0.501} / ₁ / ₂	¹ / ₈	⁹ / ₄	¹³ / ₄ ^g	1.00	11.5
×20.7	6.08	12.0	12	0.282	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	2.94	3	^{0.501} / ₁ / ₂	¹ / ₈	⁹ / ₄	¹³ / ₄ ^g	0.983	11.5
C10×30	8.81	10.0	10	0.673	¹¹ / ₁₆	³ / ₈	3.03	3	^{0.436} / ₇ / ₁₆	1	8	¹³ / ₄ ^g	0.925	9.56
×25	7.34	10.0	10	0.526	¹ / ₂	¹ / ₄	2.89	² / ₈	^{0.436} / ₇ / ₁₆	1	8	¹³ / ₄ ^g	0.911	9.56
×20	5.87	10.0	10	0.379	³ / ₈	³ / ₁₆	2.74	² / ₄	^{0.436} / ₇ / ₁₆	1	8	¹ / ₂ ^g	0.894	9.56
×15.3	4.48	10.0	10	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	2.60	² / ₅ / ₈	^{0.436} / ₇ / ₁₆	1	8	¹ / ₂ ^g	0.869	9.56
C9×20	5.87	9.00	9	0.448	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	2.65	² / ₅ / ₈	^{0.413} / ₇ / ₁₆	1	7	¹ / ₂ ^g	0.848	8.59
×15	4.41	9.00	9	0.285	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	2.49	² / ₁ / ₂	^{0.413} / ₇ / ₁₆	1	7	¹ / ₃ / ₈ ^g	0.824	8.59
×13.4	3.94	9.00	9	0.233	¹ / ₄	¹ / ₈	2.43	² / ₃ / ₈	^{0.413} / ₇ / ₁₆	1	7	¹ / ₃ / ₈ ^g	0.813	8.59
C8×18.7	5.51	8.00	8	0.487	¹ / ₂	¹ / ₄	2.53	² / ₁ / ₂	^{0.390} / ₃ / ₈	¹⁵ / ₁₆	⁶ / ₁ / ₈	¹ / ₂ ^g	0.800	7.61
×13.7	4.04	8.00	8	0.303	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	2.34	² / ₃ / ₈	^{0.390} / ₃ / ₈	¹⁵ / ₁₆	⁶ / ₁ / ₈	¹ / ₃ / ₈ ^g	0.774	7.61
×11.5	3.37	8.00	8	0.220	¹ / ₄	¹ / ₈	2.26	² / ₁ / ₄	^{0.390} / ₃ / ₈	¹⁵ / ₁₆	⁶ / ₁ / ₈	¹ / ₃ / ₈ ^g	0.756	7.61
C7×14.7	4.33	7.00	7	0.419	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	2.30	² / ₁ / ₄	^{0.366} / ₃ / ₈	⁷ / ₈	⁵ / ₁ / ₄	¹ / ₁ / ₄ ^g	0.738	6.63
×12.2	3.60	7.00	7	0.314	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	2.19	² / ₁ / ₄	^{0.366} / ₃ / ₈	⁷ / ₈	⁵ / ₁ / ₄	¹ / ₁ / ₄ ^g	0.721	6.63
×9.8	2.87	7.00	7	0.210	³ / ₁₆	¹ / ₈	2.09	² / ₁ / ₈	^{0.366} / ₃ / ₈	⁷ / ₈	⁵ / ₁ / ₄	¹ / ₁ / ₄ ^g	0.698	6.63
C6×13	3.81	6.00	6	0.437	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	2.16	² / ₁ / ₈	^{0.343} / ₅ / ₁₆	¹³ / ₁₆	⁴ / ₈	¹ / ₃ / ₈ ^g	0.689	5.66
×10.5	3.08	6.00	6	0.314	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	2.03	2	^{0.343} / ₅ / ₁₆	¹³ / ₁₆	⁴ / ₃ / ₈	¹ / ₁ / ₈ ^g	0.669	5.66
×8.2	2.39	6.00	6	0.200	³ / ₁₆	¹ / ₈	1.92	¹ / ₇ / ₈	^{0.343} / ₅ / ₁₆	¹³ / ₁₆	⁴ / ₃ / ₈	¹ / ₁ / ₈ ^g	0.643	5.66
C5×9	2.64	5.00	5	0.325	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	1.89	¹ / ₇ / ₈	^{0.320} / ₅ / ₁₆	³ / ₄	³ / ₁ / ₂	¹ / ₁ / ₈ ^g	0.617	4.68
×6.7	1.97	5.00	5	0.190	³ / ₁₆	¹ / ₈	1.75	¹ / ₃ / ₄	^{0.320} / ₅ / ₁₆	³ / ₄	³ / ₁ / ₂	—	0.584	4.68
C4×7.2	2.13	4.00	4	0.321	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	1.72	¹ / ₃ / ₄	^{0.296} / ₅ / ₁₆	³ / ₄	² / ₁ / ₂	¹ / ₉	0.563	3.70
×5.4	1.58	4.00	4	0.184	³ / ₁₆	¹ / ₈	1.58	¹ / ₅ / ₈	^{0.296} / ₅ / ₁₆	³ / ₄	² / ₁ / ₂	—	0.528	3.70
×4.5	1.38	4.00	4	0.125	¹ / ₈	¹ / ₁₆	1.58	¹ / ₅ / ₈	^{0.296} / ₅ / ₁₆	³ / ₄	² / ₁ / ₂	—	0.524	3.70
C3×6	1.76	3.00	3	0.356	³ / ₈	³ / ₁₆	1.60	¹ / ₅ / ₈	^{0.273} / ₁ / ₄	¹¹ / ₁₆	¹ / ₅ / ₈	—	0.519	2.73
×5	1.47	3.00	3	0.258	¹ / ₄	¹ / ₈	1.50	¹ / ₁ / ₂	^{0.273} / ₁ / ₄	¹¹ / ₁₆	¹ / ₅ / ₈	—	0.495	2.73
×4.1	1.20	3.00	3	0.170	³ / ₁₆	¹ / ₈	1.41	¹ / ₃ / ₈	^{0.273} / ₁ / ₄	¹¹ / ₁₆	¹ / ₅ / ₈	—	0.469	2.73
×3.5	1.09	3.00	3	0.132	¹ / ₈	¹ / ₁₆	1.37	¹ / ₃ / ₈	^{0.273} / ₁ / ₄	¹¹ / ₁₆	¹ / ₅ / ₈	—	0.455	2.73

⁹ The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

- Flange is too narrow to establish a workable gage.

Anexo 8

Table 1-5 (continued)
C Shapes
Properties



Nom- inal Wt.	Shear Ctr, e_o	Axis X-X				Axis Y-Y						Torsional Properties			
		I	S	r	Z	I	S	r	$\bar{x}$	Z	x_p	J	C_w	$\bar{r}_o$	H
		in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ⁶	in.	
50	0.583	404	53.8	5.24	68.5	11.0	3.77	0.865	0.799	8.14	0.490	2.65	492	5.49	0.937
40	0.767	348	46.5	5.45	57.5	9.17	3.34	0.883	0.778	6.84	0.392	1.45	410	5.73	0.927
33.9	0.896	315	42.0	5.62	50.8	8.07	3.09	0.901	0.788	6.19	0.332	1.01	358	5.94	0.920
30	0.618	162	27.0	4.29	33.8	5.12	2.05	0.762	0.674	4.32	0.367	0.861	151	4.54	0.919
25	0.746	144	24.0	4.43	29.4	4.45	1.87	0.779	0.674	3.82	0.306	0.538	130	4.72	0.909
20.7	0.870	129	21.5	4.61	25.6	3.86	1.72	0.797	0.698	3.47	0.253	0.369	112	4.93	0.899
30	0.368	103	20.7	3.42	26.7	3.93	1.65	0.668	0.649	3.78	0.441	1.22	79.5	3.63	0.922
25	0.494	91.1	18.2	3.52	23.1	3.34	1.47	0.675	0.617	3.18	0.367	0.687	68.3	3.75	0.912
20	0.636	78.9	15.8	3.66	19.4	2.80	1.31	0.690	0.606	2.70	0.294	0.368	56.9	3.93	0.900
15.3	0.796	67.3	13.5	3.87	15.9	2.27	1.15	0.711	0.634	2.34	0.224	0.209	45.5	4.19	0.884
20	0.515	60.9	13.5	3.22	16.9	2.41	1.17	0.640	0.583	2.46	0.326	0.427	39.4	3.46	0.899
15	0.681	51.0	11.3	3.40	13.6	1.91	1.01	0.659	0.586	2.04	0.245	0.208	31.0	3.69	0.882
13.4	0.742	47.8	10.6	3.49	12.6	1.75	0.954	0.666	0.601	1.94	0.219	0.168	28.2	3.79	0.875
18.7	0.431	43.9	11.0	2.82	13.9	1.97	1.01	0.598	0.565	2.17	0.344	0.434	25.1	3.05	0.894
13.7	0.604	36.1	9.02	2.99	11.0	1.52	0.848	0.613	0.554	1.73	0.252	0.186	19.2	3.26	0.874
11.5	0.697	32.5	8.14	3.11	9.63	1.31	0.775	0.623	0.572	1.57	0.211	0.130	16.5	3.41	0.862
14.7	0.441	27.2	7.78	2.51	9.75	1.37	0.772	0.561	0.532	1.63	0.309	0.267	13.1	2.75	0.875
12.2	0.538	24.2	6.92	2.60	8.46	1.16	0.696	0.568	0.525	1.42	0.257	0.161	11.2	2.86	0.862
9.8	0.647	21.2	6.07	2.72	7.19	0.957	0.617	0.578	0.541	1.26	0.205	0.0996	9.15	3.03	0.846
13	0.380	17.3	5.78	2.13	7.29	1.05	0.638	0.524	0.514	1.35	0.318	0.237	7.19	2.37	0.858
10.5	0.486	15.1	5.04	2.22	6.18	0.860	0.561	0.529	0.500	1.14	0.256	0.128	5.91	2.48	0.842
8.2	0.599	13.1	4.35	2.34	5.16	0.687	0.488	0.536	0.512	0.987	0.199	0.0736	4.70	2.64	0.823
9	0.427	8.89	3.56	1.83	4.39	0.624	0.444	0.486	0.478	0.913	0.264	0.109	2.93	2.10	0.815
6.7	0.552	7.48	2.99	1.95	3.55	0.470	0.372	0.489	0.484	0.757	0.215	0.0549	2.22	2.26	0.791
7.2	0.386	4.58	2.29	1.47	2.84	0.425	0.337	0.447	0.459	0.695	0.266	0.0817	1.24	1.75	0.767
5.4	0.501	3.85	1.92	1.56	2.29	0.312	0.277	0.444	0.457	0.565	0.231	0.0399	0.921	1.88	0.741
4.5	0.587	3.65	1.83	1.63	2.12	0.289	0.265	0.457	0.493	0.531	0.321	0.0322	0.871	2.00	0.710
6	0.322	2.07	1.38	1.08	1.74	0.300	0.263	0.413	0.455	0.543	0.294	0.0725	0.462	1.40	0.690
5	0.392	1.85	1.23	1.12	1.52	0.241	0.228	0.405	0.439	0.464	0.245	0.0425	0.379	1.45	0.674
4.1	0.461	1.65	1.10	1.17	1.32	0.191	0.196	0.398	0.437	0.399	0.262	0.0269	0.307	1.53	0.655
3.5	0.493	1.57	1.04	1.20	1.24	0.169	0.182	0.394	0.443	0.364	0.296	0.0226	0.276	1.57	0.645

Anexo 9

Z_x

Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

F_y = 50 ksi

Shape	Z _x	M _{px} /Ω _b	φ _b M _{px}	M _{rx} /Ω _b	φ _b M _{rx}	BF		L _p	L _r	I _x	V _{nx} /Ω _v	φ _v V _n	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips	
	in. ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in. ⁴	ASD	LRFD	
W40×149 ^v	598	1490	2240	896	1350	38.6	58.0	8.09	23.5	9800	432	650	
W36×150	581	1450	2180	880	1320	34.5	51.8	8.72	25.2	9040	448	672	
W27×178	570	1420	2140	882	1330	21.7	32.7	11.5	36.3	7020	403	605	
W33×152	559	1390	2100	851	1280	32.0	48.1	8.72	25.7	8160	425	638	
W24×192	559	1390	2100	858	1290	18.7	28.0	10.8	39.6	6260	413	619	
W18×234 ^h	549	1370	2060	814	1220	10.8	16.2	10.1	61.5	4900	489	733	
W14×283 ^h	542	1350	2030	802	1200	5.53	8.31	14.7	114	3840	432	648	
W12×305 ^h	537	1340	2010	760	1140	4.66	7.00	12.1	137	3550	530	796	
W21×201	530	1320	1990	805	1210	14.6	21.9	10.7	46.1	5310	419	629	
W27×161	515	1280	1930	800	1200	20.8	31.3	11.4	34.7	6310	364	546	
W33×141	514	1280	1930	782	1180	30.4	45.8	8.58	25.0	7450	403	604	
W24×176	511	1270	1920	786	1180	18.3	27.6	10.7	37.4	5680	379	568	
W36×135 ^v	509	1270	1910	767	1150	31.8	47.8	8.41	24.2	7800	383	576	
W30×148	500	1250	1880	761	1140	28.8	43.3	8.05	24.9	6680	399	598	
W18×211	490	1220	1840	732	1100	10.7	16.1	9.96	55.8	4330	438	657	
W14×257	487	1220	1830	725	1090	5.46	8.21	14.6	104	3400	385	577	
W12×279 ^h	481	1200	1800	686	1030	4.52	6.79	11.9	126	3110	485	728	
W21×182	476	1190	1790	728	1090	14.3	21.6	10.6	42.6	4730	377	566	
W24×162	468	1170	1760	723	1090	17.8	26.8	10.8	35.7	5170	353	529	
W33×130	467	1170	1750	709	1070	28.8	43.3	8.44	24.3	6710	384	576	
W27×146	464	1160	1740	723	1090	19.7	29.6	11.3	33.4	5660	331	497	
W18×192	442	1100	1660	664	998	10.7	16.0	9.85	51.1	3870	391	586	
W30×132	437	1090	1640	664	998	26.9	40.5	7.95	23.8	5770	373	559	
W14×233	436	1090	1640	655	984	5.38	8.09	14.5	94.9	3010	343	515	
W21×166	432	1080	1620	664	998	14.2	21.3	10.6	39.8	4280	337	506	
W12×252 ^h	428	1070	1610	617	927	4.40	6.62	11.8	114	2720	430	645	
W24×146	418	1040	1570	648	974	17.1	25.8	10.6	33.7	4580	322	482	
W33×118 ^v	415	1040	1560	627	942	26.7	40.2	8.19	23.5	5900	325	488	
W30×124	408	1020	1530	620	932	25.9	39.0	7.88	23.2	5360	353	529	
W18×175	398	993	1490	601	903	10.6	15.9	9.75	46.7	3450	357	535	
W27×129	395	986	1480	603	906	23.3	35.0	7.81	24.3	4760	337	506	
W14×211	390	973	1460	590	887	5.31	7.99	14.4	86.4	2660	308	462	
W12×230 ^h	386	963	1450	561	843	4.32	6.49	11.7	105	2420	387	580	

^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi, $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.90$.

$\Omega_b = 1.67$ $\Omega_v = 1.50$	$\phi_b = 0.90$ $\phi_v = 1.00$
--	------------------------------------

Anexo 10

13.7.2 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo

Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- TL-1 – Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
- TL-2 – Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
- TL-3 – Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- TL-4 – Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
- TL-5 – Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y
- TL-6 – Nivel de Ensayo Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Presupuesto del Puente de Concreto Armado.

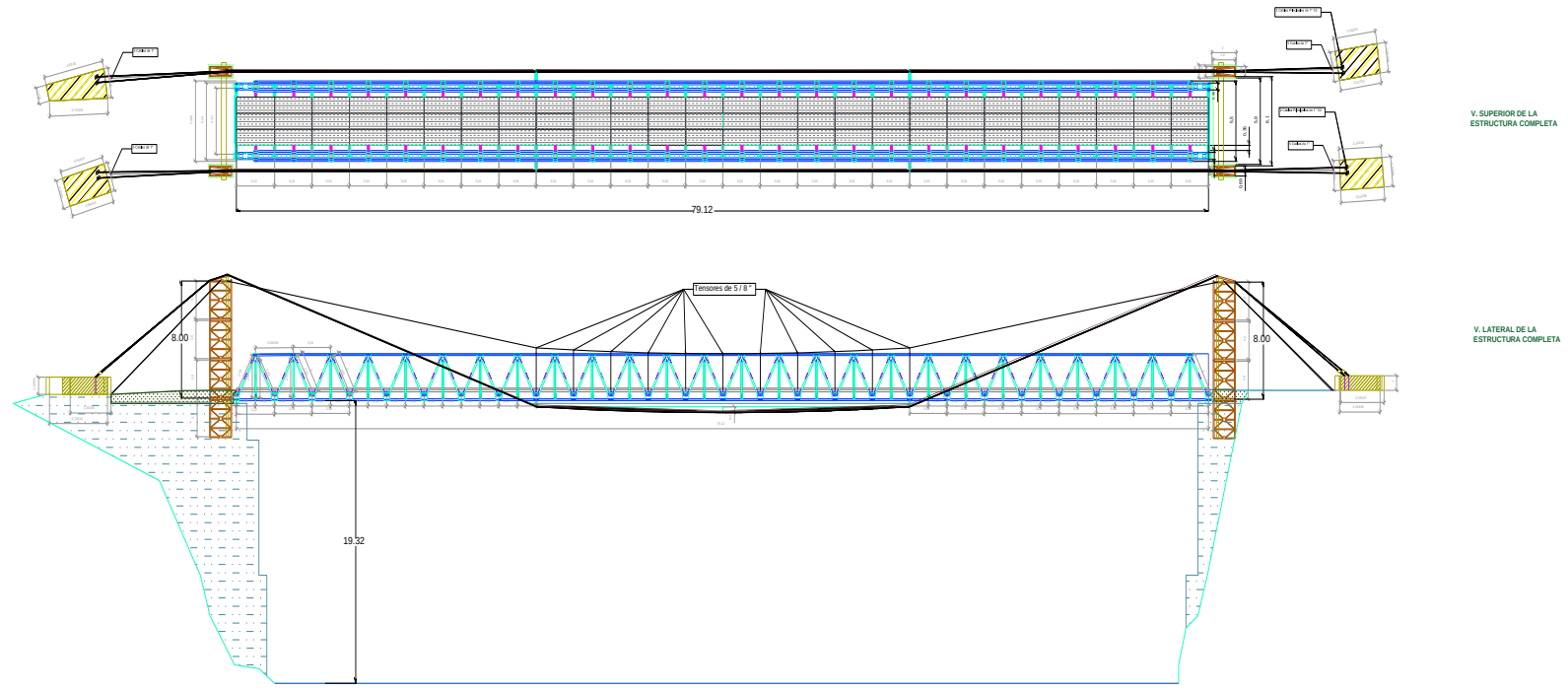
Presupuesto 450293 VEREDA CUBUGÓN, DEL MUNICIPIO DE TOLEDO, DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER
 Subpresupuesto 001 CONCRETO ARMADO
 Cliente EMA CARRILO
 Lugar CUBGON MUNICIPIO DE TOLEDO
 COLOMBIA

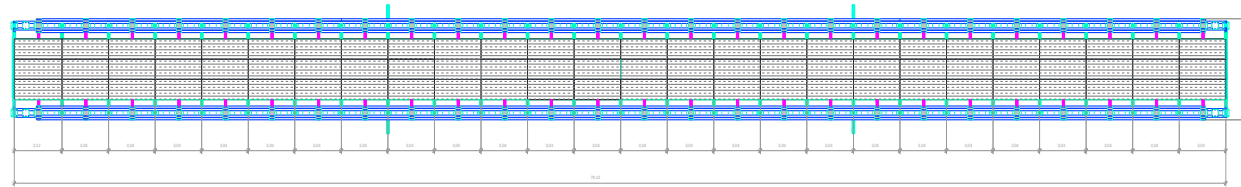
Item	Descripción	Und.	Metrado	
01	OBRAS PROVISIONALES			
01.01	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	m2	768.00	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	768.00	
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	
01.04	TRANSPORTE DE MATERIALES	GLB	1.00	
01.05	DISEÑO DE MEZCLA			
01.05.01	DISEÑO DE MEZCLAS	und	2.00	
02	SUPERESTRUCTURAS			
02.01	VIGA PRINCIPAL			
02.01.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	36,966.57	
02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	320.00	
02.01.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	280.00	
02.02	VIGA DIAFRAGMA			
02.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	1,524.25	
02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	189.00	
02.02.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	18.75	
02.03	FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT			
02.03.01	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	GLB	1.00	
02.04	VEREDAS			
02.04.01	CONCRETO FC=175 KG/CM2	m3	38.40	
02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	256.00	
02.05	LOSA			
02.05.01	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	115.20	
02.05.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	12,211.29	
02.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	800.00	
02.06	JUNTAS			
02.06.01	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	m	409.60	
02.07	APOYOS			
02.07.01	APOYO DE NEOPRENO FIJO	GLB	2.00	
02.07.02	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	GLB	2.00	
02.08	BARANDAS INCLUYE PINTURA			
02.08.01	POSTES	m	130.00	
02.08.02	RIELES	m	366.00	
03	VARIOS			
03.01	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	und	54.00	
03.02	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	768.00	
03.03	PRUEBAS			
03.03.01	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	und	11.00	

Presupuesto del Puente de Acero Estructural.

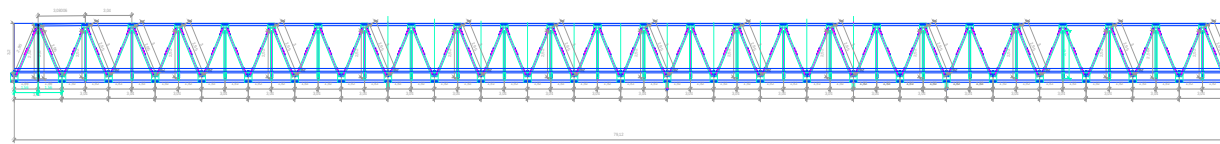
Obra 450293 VEREDA CUBUGÓN, DEL MUNICIPIO DE TOLEDO, DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER
 Subpresupuesto 002 ESTRUCTURA METALICA
 Fecha EMA CARRILLO
 21/06/2022
 Lugar CUBUGON DEL MUNICIPIO DE TOLEDO - COLOMBIA

Item	Descripción	Und.	Metrado
01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	m2	768.00
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	768.00
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00
01.04	TRANSPORTE DE MATERIALES	GLB	1.00
01.05	DISEÑO DE MEZCLA		
01.05.01	DISEÑO DE MEZCLAS	und	2.00
02	SUPERESTRUCTURAS		
02.01	VIGA PRINCIPAL		
02.01.01	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA DIAFRAGMA	und	80.00
02.01.02	MONTAJE VIGA PRINCIPAL W 36X150	und	35.00
02.01.03	SOLDADURA DE EMPALME VIGA A VIGA (INC. PLANCHA METALICA)	und	35.00
02.01.04	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA DIAFRAGMA	m	159.04
02.01.05	INSTALACIÓN Y SOLDADURA DE CONECTORES	und	3,200.00
02.01.06	PINTURA VIGA PRINCIPAL W 36X150	ML	109.20
02.02	VIGA DIAFRAGMA		
02.02.01	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA PRINCIPAL	und	80.00
02.02.02	MONTAJE CANAL C 10X15.3	und	40.00
02.02.03	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA PRINCIPAL	m	92.80
02.02.04	PINTURA CANAL C 10 X 15.3	ML	30.48
02.03	FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT		
02.03.01	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	GLB	1.00
02.04	VEREDAS		
02.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	256.00
02.04.02	CONCRETO FC=175 KG/CM2	m3	38.40
02.05	LOSA		
02.05.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	12,211.29
02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	800.00
02.05.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	115.20
02.06	JUNTAS		
02.06.01	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	m	409.60
02.07	APOYOS		
02.07.01	APOYO DE NEOPRENO FIJO	GLB	2.00
02.07.02	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	GLB	2.00
02.08	BARANDAS INCLUYE PINTURA		
02.08.01	POSTES	m	130.00
02.08.02	RIELES	m	366.00
03	VARIOS		
03.01	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	und	54.00
03.02	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	768.00
03.03	PRUEBAS		
03.03.01	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	und	11.00

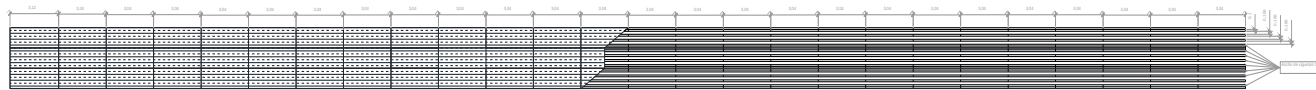




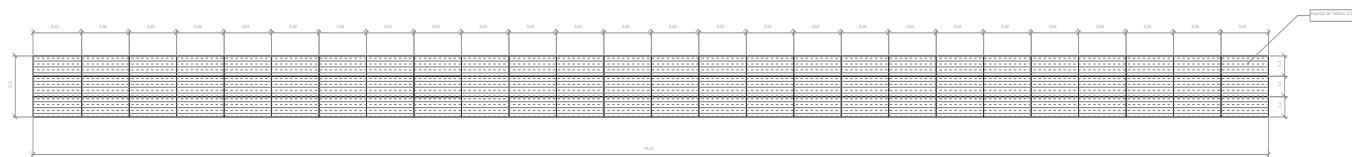
V. SUPERIOR DE LA ESTRUCTRA



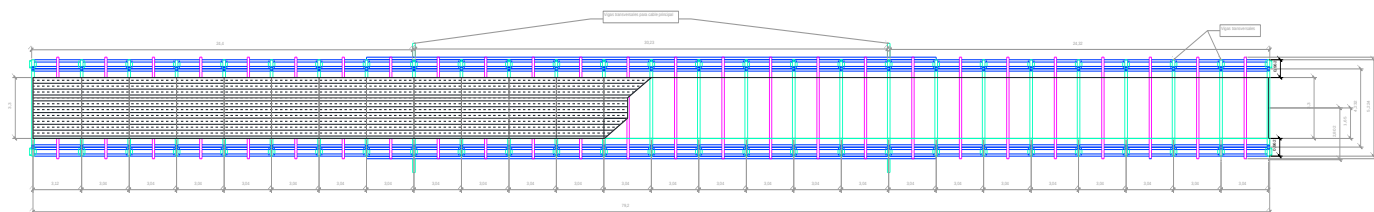
V. LATERAL DE LA ESTRUCTURA



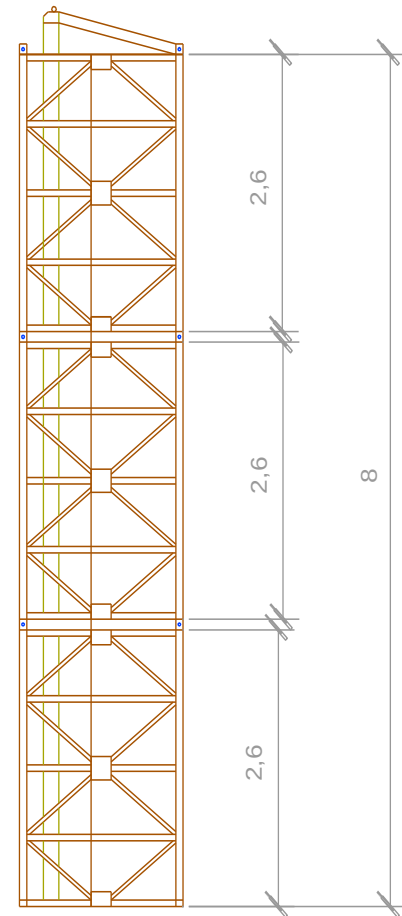
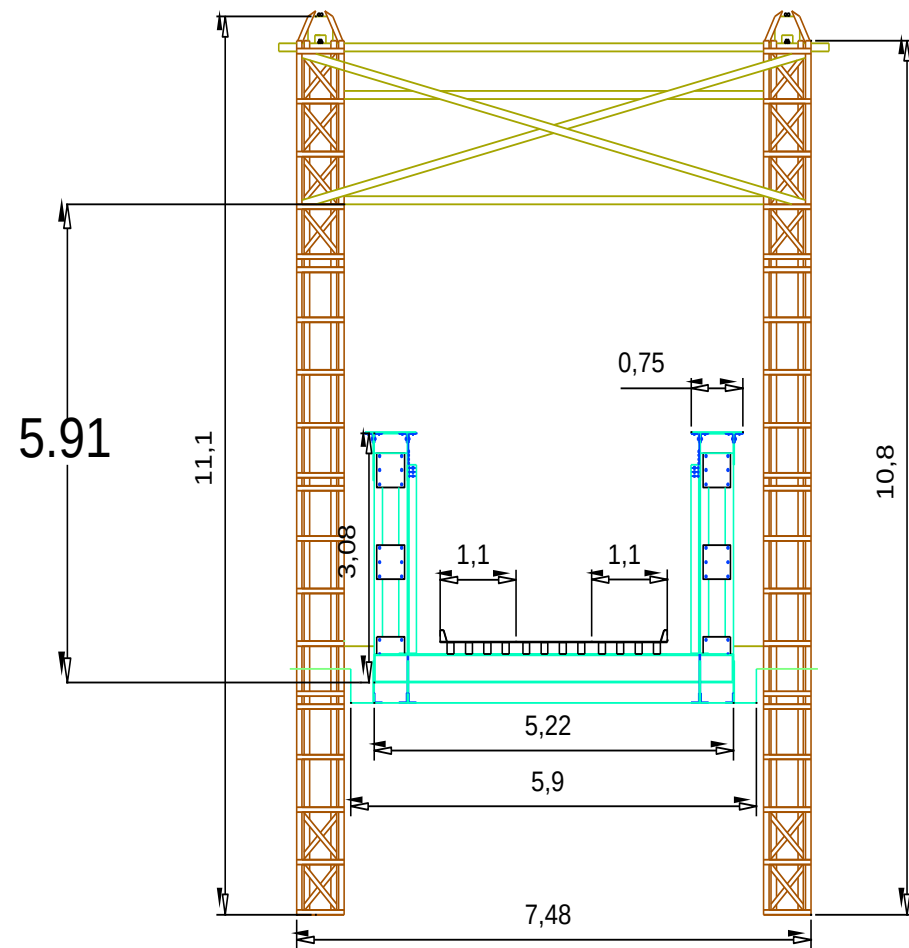
V. INFERIOR DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

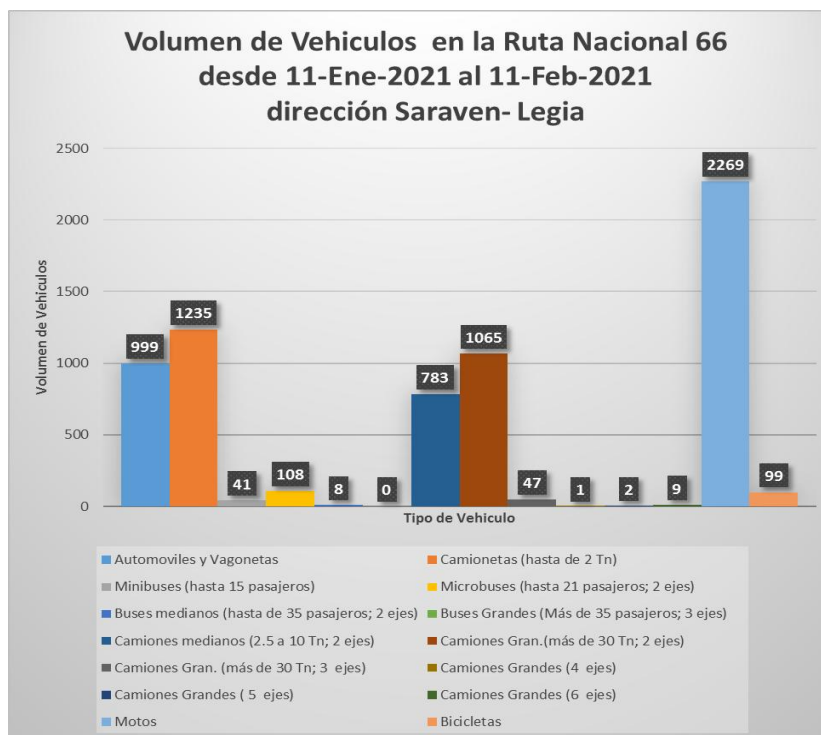
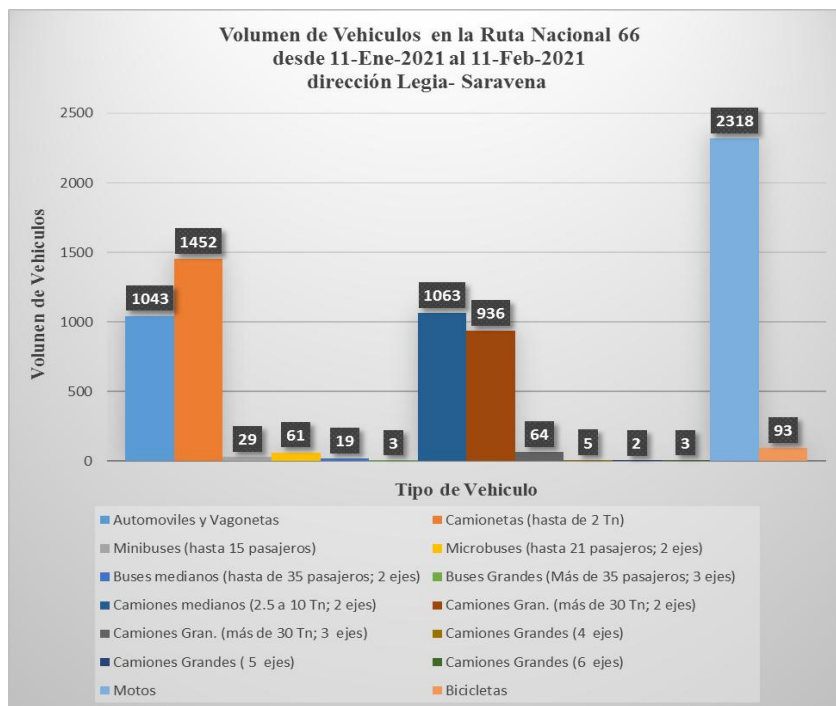


V. SUPERIOR DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

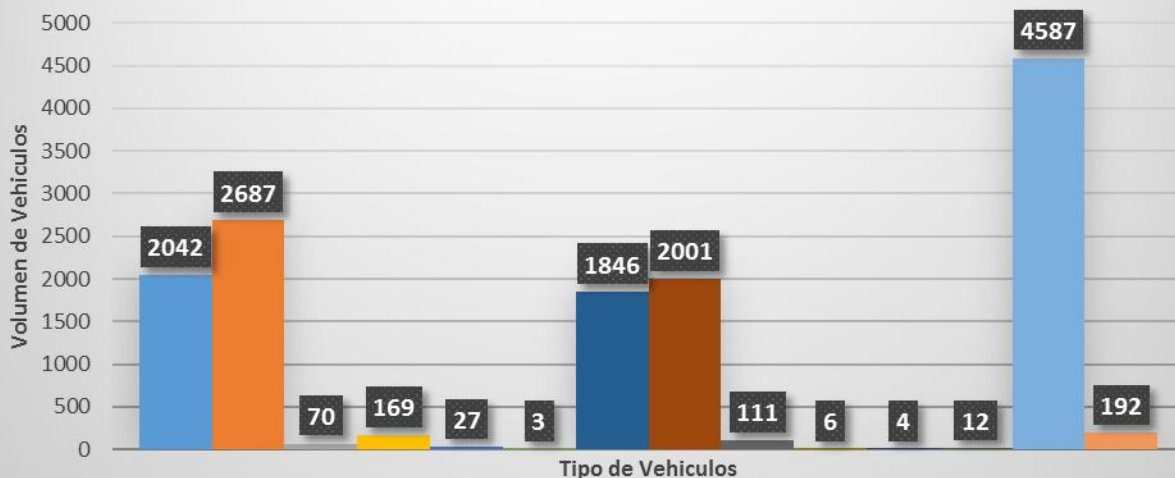


V. INFERIOR DE LA ESTRUCTURA





Volumen de Vehiculos en la Ruta Nacional 66 desde 11-Ene-2021 al 11-Feb-2021



- Automoviles y Vagonetas
- Minibuses (hasta 15 pasajeros)
- Buses medianos (hasta de 35 pasajeros; 2 ejes)
- Camiones medianos (2.5 a 10 Tn; 2 ejes)
- Camiones Gran. (más de 30 Tn; 3 ejes)
- Camiones Grandes (5 ejes)
- Motos
- Camionetas (hasta de 2 Tn)
- Microbuses (hasta 21 pasajeros; 2 ejes)
- Buses Grandes (Más de 35 pasajeros; 3 ejes)
- Camiones Gran.(más de 30 Tn; 2 ejes)
- Camiones Grandes (4 ejes)
- Camiones Grandes (6 ejes)
- Bicicletas