



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO ENTRE  
CONCRETO ARMADO Y VIGA COMPUESTA PARA  
OPTIMIZAR LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE  
CHAUPECRUZ EN SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA,  
CAJAMARCA**

**PRESENTADA POR  
CLISMAN YERSON TORRES MUÑOZ**

**ASESOR  
CARLOS EDUARDO RAMOS BRAST**

**TESIS  
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**LIMA – PERÚ  
2024**



**CC BY-NC-ND**

**Reconocimiento – No comercial – Sin obra derivada**

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede cambiar de ninguna manera ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



**USMP**  
UNIVERSIDAD DE  
SAN MARTÍN DE PORRES

Facultad de  
Ingeniería y  
Arquitectura

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO ENTRE CONCRETO  
ARMADO Y VIGA COMPUESTA PARA OPTIMIZAR LA  
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ EN SANTO  
DOMINGO DE LA CAPILLA, CAJAMARCA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADA POR**

**TORRES MUÑOZ, CLISMAN YERSON**

**ASESOR**

**ING. RAMOS BRAST, CARLOS EDUARDO**

**LIMA, PERÚ**

**2024**

## **DEDICATORIA**

Esto se lo dedico ante todo al Dios todo poderoso por guiarme en mis pasos que doy día a día, que me da la fuerza para poder seguir para resolver las dificultades que se dan día a día, también a mis padres que son mi fuerza en toda mi vida profesional y personal.



## **AGRADECIMIENTO**

Expreso mi agradecimiento sincero a la Universidad San Martín por todo el tiempo que me brindó conocimientos muy importantes que me ayudaron en mi futuro profesional y también a los ingenieros quienes fueron lo que apoyaron en cada momento con sus enseñanzas y en el progreso de mi tesis.

## ÍNDICE

Página

<b>RESUMEN .....</b>	<b>VI</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>VIII</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción de la Situación Problemática.....	1
1.2 Formulación del Problema.....	3
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Justificación .....	4
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>6</b>
2.1 Antecedentes de la investigación.....	6
2.2 Bases teóricas.....	11
2.3 Definición de términos básicos.....	35
<b>CAPÍTULO III. METODOLOGÍA .....</b>	<b>37</b>
3.1 Tipo y Diseño de la Investigación.....	37
3.2 Población y muestra.....	37
3.3 Formulación de la Hipótesis.....	38
3.4 Variables.....	38
3.5 Metodología de la Investigación.....	39
<b>CAPITULO IV. DESARROLLO.....</b>	<b>41</b>
4.1 Características del Lugar del Proyecto .....	41
4.2 Descripción del Puente.....	42
4.3 Análisis y Diseño de la Superestructura.....	44
<b>CAPÍTULO V. RESULTADOS .....</b>	<b>116</b>
<b>CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN.....</b>	<b>132</b>
6.1 Análisis comparativo.....	132
6.2 Contrastación de Hipótesis .....	141
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>144</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>146</b>
<b>FUENTES DE INFORMACIÓN .....</b>	<b>148</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>151</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Partes Fundamentales de un puente. ....	12
Figura 2. Detalle de la superestructura. ....	12
Figura 3. Detalle de la infraestructura. ....	13
Figura 4. Detalle de cimentaciones. ....	14
Figura 5. Ubicación del neopreno. ....	14
Figura 6. Accesorios del tablero. ....	15
Figura 7. Sección transversal del tablero para velocidad menor igual a 70 km/h. ....	15
Figura 8. Sección transversal del tablero para velocidad mayor 70 km/h. ....	16
Figura 9. Posibles secciones transversales de un puente losa. ....	19
Figura 10. Puente Venados – Piura. ....	19
Figura 11. Tipología de sistema de entrepiso viga y losa. (A) Una viga (B) Dos vigas rectangulares (C) Cuatro vigas rectangulares (D) Cinco vigas I presforzadas € Cuatro vigas armadas de acero con arriostramiento. ....	20
Figura 12. Tipología de puente viga cajón (A) Viga cajón en una sola celda de concreto armado o presforzado (B) Viga cajón de tres celdas de concreto armado o presforzado. ....	21
Figura 13. Esquema de un puente armadura de paso superior. ....	22
Figura 14. Esquema de un puente armadura de paso inferior. ....	23
Figura 15. Esquema de un puente armadura de paso intermedio. ....	24
Figura 16. Esquema de un puente arco superior. ....	25
Figura 17. Esquema de un puente arco inferior abierto. ....	25
Figura 18. Esquema de un puente arco inferior cerrado. ....	26
Figura 19. Esquema de puente simplemente apoyado. ....	27
Figura 20. Esquema de puente continuo. ....	27
Figura 21. Esquema de puente viga Verger. ....	28
Figura 22. Esquema de puente con pie de amigo. ....	28
Figura 23. Construcción con vuelos simétricos. ....	29
Figura 24. Esquema de un puente colgante. ....	30
Figura 25. Esquema de un puente colgante. ....	31
Figura 26. Ubicación del Puente Chaupecruz. ....	41
Figura 27. Sección transversal del puente viga losa. ....	46
Figura 28. Diseño de acero de losa. ....	53
Figura 29. Diseño de acero de volado de losa. ....	58
Figura 30. Camión de diseño HL-93. ....	60
Figura 31. Tándem de diseño HL-93. ....	61
Figura 32. Carga de carril HL-93. ....	62
Figura 33. Disposición de armadura principal de vigas exteriores. ....	65
Figura 34. Sección transversal de viga diafragma. ....	73
Figura 35. Armadura longitudinal y transversal de viga diagrama. ....	79
Figura 36. Sección transversal del puente viga compuesta. ....	81
Figura 37. Ventana de verificación de unidades. ....	102
Figura 38. Ventana de opciones para modelamiento. ....	102
Figura 39. Ventana de opciones para modelamiento. ....	103
Figura 40. Dimensiones de la sección viga T de concreto armado. ....	103
Figura 41. Dimensiones de la sección viga principal H1 en viga compuesta. ....	104
Figura 42. Dimensiones de la sección viga principal H2 en viga compuesta. ....	104
Figura 43. Dimensiones de la sección viga diafragma en viga compuesta. ....	105

Figura 44. Asignación de Viga T como viga Principal. ....	105
Figura 45. Asignación de Viga diafragma como viga secundaria.....	106
Figura 46. Asignación de losa de concreto armado....	106
Figura 47. Asignación de losa de concreto armado....	107
Figura 48. Asignación de losa de concreto armado....	107
Figura 49. Definir apoyo fijo.....	108
Figura 50. Definir apoyo móvil.....	108
Figura 51. Definición de cargas aplicadas.....	109
Figura 52. Definición de aplicación de carga de veredas. ....	109
Figura 53. Definición de aplicación de carga de barandas.....	110
Figura 54. Definición de aplicación de carga de barreras.....	110
Figura 55. Definición de aplicación de carga de asfalto. ....	111
Figura 56. Definición de aplicación de carga de peatonal. ....	111
Figura 57. Ventana de cargas móviles. ....	112
Figura 58. Ventana de creación de camión de diseño HL – 93.....	112
Figura 59. Ventana de creación de TANDEM. ....	113
Figura 60. Ventana de creación de carga distribuida. ....	113
Figura 61. Ventana de asignación de carga distribuida.....	114
Figura 62. Ventana de asignación de carga distribuida.....	114
Figura 63. Ventana de creación y asignación de combinaciones de cargas.....	115
Figura 64. Ventana de calcular datos procesados.....	115
Figura 65. Ventana de obtención de resultados.....	115
Figura 66. Momento máximo carga muerta DC.. ....	116
Figura 67. Momento máximo carga muerta DW.....	116
Figura 68. Momento máximo carga viva HL – 93.....	117
Figura 69. Momento máximo carga viva TANDEM.....	117
Figura 70. Momento máximo $M_{max}(LL+IM)$ . ....	117
Figura 71. Momento máximo estado carga viva + carga muerta. ....	118
Figura 72. Momento máximo estado límite de Resistencia I.....	118
Figura 73. Momento máximo estado límite de Servicio I. ....	118
Figura 74. Momento máximo estado límite de Servicio III. ....	119
Figura 75. Momento máximo carga muerta DC.....	119
Figura 76. Momento máximo carga muerta DW.....	120
Figura 77. Momento máximo carga viva HL – 93.....	120
Figura 78. Momento máximo carga viva TANDEM.....	120
Figura 79. Momento máximo $M_{max}(LL+IM)$ . ....	121
Figura 80. Momento máximo estado carga viva + carga muerta.....	121
Figura 81. Momento máximo estado límite de Resistencia I.....	121
Figura 82. Momento máximo estado límite de Servicio I. ....	122
Figura 83. Momento máximo estado límite de Servicio III. ....	122
Figura 84. Comparación de cada diseño de concreto en losa, veredas y barreras. ...	133
Figura 85. Comparativo de acero de refuerzo en losa, veredas y barreras.....	134
Figura 86. Comparativo de encofrado caravista en losa, veredas y barreras. ....	134
Figura 87. Comparativo de losa de apoyo para falso puente.....	135
Figura 88. Comparativo de falso puente de madera. ....	136
Figura 89. Comparativo de cantidad de concreto en vigas.....	136
Figura 90. Comparativo de cantidad de acero corrugado en vigas.....	137
Figura 91. Comparativo de cantidad de madera para encofrado de vigas. ....	138

Figura 92. Comparativo de acero estructural en vigas metálicas.....	138
Figura 93. Comparativo de presupuesto de ejecución.....	139
Figura 94. Comparativo de tiempo de ejecución.....	140

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos unitarios de materiales.....	34
Tabla 2. Matriz de Operacionalización de variables.....	39
Tabla 3. Rangos de velocidad de diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.....	43
Tabla 4. Datos generales de la superestructura de concreto armado.....	45
Tabla 5. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por sobrecarga HL – 93.....	63
Tabla 6. Datos generales de la superestructura de viga compuesta.....	80
Tabla 7. Tabla de resultados de diseño de Losa.....	123
Tabla 8. Resultados de diseño de vigas de concreto armado.....	123
Tabla 9. Resultados de diseño de acero estructural del puente viga compuesta.....	124
Tabla 10. Cuadro comparativo de momentos - Concreto armado.....	132
Tabla 11. Cuadro comparativo de momentos - Viga compuesta.....	132
Tabla 12. Comparación de cada diseño de concreto en losa, veredas y barreras.....	133
Tabla 13. Comparación de cada diseño de acero de refuerzo en losa, veredas y barreras.....	133
Tabla 14. Comparativo de encofrado caravista en losa, veredas y barreras.....	134
Tabla 15. Comparativo de losa de apoyo para falso puente.....	135
Tabla 16. Comparativo de falso puente de madera.....	135
Tabla 17. Comparativo de cantidad de concreto en vigas.....	136
Tabla 18. Comparativo de cantidad de acero corrugado en vigas.....	137
Tabla 19. Comparativo de cantidad de madera para encofrado de vigas.....	137
Tabla 20. Comparativo de acero estructural en vigas metálicas.....	138
Tabla 21. Comparativo de presupuesto de ejecución.....	139
Tabla 22. Comparativa de tiempo de ejecución.....	140
Tabla 23. Discusión de Hipótesis General HG.....	141
Tabla 24. Discusión de Hipótesis Específica H1.....	142
Tabla 25. Discusión de Hipótesis Específica H2.....	142
Tabla 26. Discusión de Hipótesis Específica H3.....	143

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Matriz de Consistencia.....	152
Anexo 2. Planos .....	153
Anexo 3. Límites del Caserío Chaupecruz .....	154
Anexo 4. Ubicación del Puente Chaupecruz .....	155
Anexo 5. Panel Fotográfico .....	156

## RESUMEN

El trabajo de investigación tuvo como punto principal la comparación económica – técnica del puente vehicular a proyectarse con el nombre Chaupecruz. Este puente se proyecta en el pueblo de Chaupecruz, ubicada sobre el río Chaupecruz, en el distrito de Santo Domingo de la Capilla, provincia de Cutervo. El objetivo de esta investigación es brindar beneficios al Distrito de Santo Domingo de la Capilla, Provincia de Cutervo: ya que con esta investigación busca beneficiar al Gobierno Local de la Capilla con el proyecto en la construcción del Puente Chaupecruz, el cual facilitará la conexión con otras comunidades que no cuentan con las condiciones adecuadas de transitabilidad, como también a las Provincias de Cutervo y Jaén.

En la presente investigación, se determina cuál es el diseño más óptimo entre concreto armado y viga compuesta de la superestructura del Puente Chaupecruz en la localidad de la Capilla - Cutervo - Cajamarca.

El análisis y modelado de la superestructura, se realizó con el programa Robot Structural corroborando mediante las hojas de cálculo. Asimismo, como guía de apoyo para la mejora de esta tesis, se utilizaron diversas fuentes tales como el Manual de Puentes, libros y documentos de investigación sobre la construcción de puentes. La metodología adoptada para la realización de esta tesis fue el enfoque cuantitativo, de tipo aplicada, con un nivel descriptivo y con un diseño transversal.

La comparación que se realizó comprende el diseño y el análisis estructural de la superestructura del Puente Chaupecruz teniendo en cuenta dos tipos de puentes. El primer puente, construido de concreto armado, es de tipo viga-losa, mientras que el segundo es de tipo viga compuesta. Para la construcción de ambos puentes, se evaluaron los aspectos económicos y técnicos. De acuerdo con la norma AASHTO – LRFD (2020), se cumplieron varios requisitos para demostrar los diseños.

El propósito de esta tesis es mostrar el tipo más efectivo en términos de análisis estructural comparativo utilizando un camión de diseño, conduciendo a un comportamiento y al mismo tiempo ahorro durante la construcción, tomando en

cuenta el clima, el tiempo, la ubicación, los materiales y el costo. La tesis también proporciona este contenido como base para la consulta de futuras aplicaciones e investigaciones realizadas para estudiantes del país.

**Palabras clave:** Comparación, optimización, superestructura.



## **ABSTRACT**

The main point of the research work was the economic-technical comparison of the vehicular bridge to be planned under the name Chaupecruz. This bridge is projected in the town of Chaupecruz, located on the Chaupecruz River, in the district of Santo Domingo de la Capilla, province of Cutervo. The objective of this research is to provide benefits to the District of Santo Domingo de la Capilla, Province of Cutervo: since with this research it seeks to benefit the Local Government of La Capilla with the project in the construction of the Chaupecruz Bridge, which will facilitate the connection with other communities that do not have adequate traffic conditions, as well as the Provinces of Cutervo and Jaén.

In the present investigation, the most optimal design between reinforced concrete and composite beam of the superstructure of the Chaupecruz Bridge in the town of La Capilla - Cutervo - Cajamarca is determined.

The analysis and modeling of the superstructure was carried out with the Robot Structural program, corroborating the spreadsheets. Likewise, as a support guide for the improvement of this thesis, the following were used: Bridge Manual, books and bridge research articulation, through a quantitative approach, applied type, descriptive level and with a cross-sectional design.

The comparison that was made includes the design and structural analysis of the superstructure of the Chaupecruz Bridge taking into account two types of bridges. The first bridge, built of reinforced concrete, is of the slab-beam type, while the second is of the composite beam type. For the construction of both bridges, the economic and technical aspects were evaluated. In accordance with the AASHTO – LRFD (2020) standard, several requirements were met to demonstrate the designs.

The purpose of this thesis is to show the most effective type in terms of comparative structural analysis using a design truck, leading to performance and at the same time savings during construction, taking into account climate, weather, location, materials and cost. The thesis also provides this content as a basis for consultation for future applications and research conducted for students in the country.

**Keywords:** Comparison, optimization, superstructure.

NOMBRE DEL TRABAJO

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO EN  
TRE CONCRETO ARMADO Y VIGA COMP  
UESTA PARA OPTIMIZAR LA SUPEREST  
RUCT**

AUTOR

**CLISMAN YERSON TORRES MUÑOZ**

RECUENTO DE PALABRAS

**22852 Words**

RECUENTO DE CARACTERES

**117056 Characters**

RECUENTO DE PÁGINAS

**170 Pages**

TAMAÑO DEL ARCHIVO

**8.2MB**

FECHA DE ENTREGA

**Mar 20, 2024 2:43 PM GMT-5**

FECHA DEL INFORME

**Mar 20, 2024 2:44 PM GMT-5**

● **11% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 11% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 6% Base de datos de trabajos entregados
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)



**Biblioteca FIA**

**Maria Vásquez Claros**  
Bibliotecóloga



**USMP**  
UNIVERSIDAD  
SAN MARTÍN DE PORRES

FACULTAD DE  
CIENCIAS ADMINISTRATIVAS  
Y RECURSOS HUMANOS

**OFICINA DE GRADOS Y TÍTULOS**

**CONSTANCIA DE EVALUACIÓN DEL SISTEMA ANTIPLAGIO TURNITIN**

FECHA	NOMBRE DEL DOCENTE	CORREO DEL DOCENTE
22/03/2024	ING. RAMOS BRAST, CARLOS EDUARDO	cramosb@usmp.pe

NOMBRE DE LA TESIS
"ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO ENTRE CONCRETO ARMADO Y VIGA COMPUESTA PARA OPTIMIZAR LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ EN SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA, CAJAMARCA"

NOMBRE DEL ASESORADO(A)	TELÉFONO Y CORREO	ESCUELA PROFESIONAL
TORRES MUÑOZ, CLISMAN YERSON	944804214 clisman_torres@usmp.pe	Ingeniería civil

**RESULTADO:**

11% (EXCLUYENDO CITAS Y BIBLIOGRAFÍA)
---------------------------------------

**CONCLUSIÓN:**

LA TESIS SE ENCUENTRA APTA PARA CONTINUAR CON EL SIGUIENTE TRÁMITE.
---

ING. ASESOR RAMOS BRAST, CARLOS EDUARDO

NOMBRE Y FIRMA DEL ASESOR

DNI: .....40256746.....

ASESORADO1 TORRES MUÑOZ, CLISMAN YERSON

NOMBRE Y FIRMA DEL ASESORADO

DNI .....71563217.....

ASESORADO 2.....

NOMBRE Y FIRMA DEL ASESORADO

DNI .....

**REVISADO POR: ING. REVISOR**

ING. RAMOS BRAST, CARLOS EDUARDO

DNI: 40256746

## INTRODUCCIÓN

En las zonas rurales, los procedimientos de desarrollo y crecimiento están ligados a la mejora de la infraestructura, especialmente en lo que respecta a la comunicación con otras comunidades. Por ello, se necesita la construcción de carreteras como medio de integración, aquí se incluye la construcción de puentes y alcantarillas para superar obstáculos geográficos como los ríos y así poder nivelar las actuaciones hídricas en las cuencas que interceden alrededor del camino.

El uso del software Robot Structural para el análisis en el rubro de puentes es uno de los nuevos modelos de métodos de diseño de superestructura que esta tesis fomenta.

En el caserío de Chaupecruz, se evidencia la necesidad de la construcción de un puente sobre el río de Chaupecruz, ya que los pobladores no pueden comunicarse adecuadamente con los centros poblados como Las Limas, Cedropampa, Naranjos, Calabocillo, Palo Quemado, Miraflores y la misma localidad de la Capilla. Los habitantes del caserío cruzan el río a pie, en motocicletas, en camionetas, sobre asnos y caballos, etc., exponiéndose a un riesgo muy elevado.

Además, es importante destacar el propósito general del proyecto, que es determinar qué diseño entre concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del Puente Chaupecruz. Este objetivo tiene sus bases en el Manual de Puentes 2018 del MTC, el diseño geométrico de carreteras, tesis publicadas, artículos científicos de investigación, revistas electrónicas, bibliotecas virtuales, entre otros recursos.

## **CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 Descripción de la Situación Problemática**

Debido a múltiples fenómenos naturales, por ejemplo, las lluvias, los huaicos, los terremotos, etc., el clima ha ido variando su ciclo normal. No solo ha afectado a las zonas urbanas, sino también, en mayor dimensión, a las zonas rurales donde se evidencian mayores escenarios de riesgo y vulnerabilidad, por lo que existe una mayor afectación de las actividades agrícolas, agropecuarias y extractivas del País y, por ende, esto conlleva a generar impactos negativos tanto económicos, sociales y ambientales.

Las lluvias normales, intensas o torrenciales ocasionan deslizamiento, inundaciones de tierras y principalmente el incremento de la fuerza del agua, lamentablemente, en la mayoría de zonas rurales, tienden a colapsar los puentes trayendo como consecuencia la pérdida de conectividad entre poblaciones debido al aumento de caudal. El mayor riesgo es la posibilidad de perder la vida al intentar cruzar un río, ya sea caminando, mediante una acémila, en un transporte público u otro medio de transporte.

Actualmente, se reconoce que la infraestructura de transporte es sumamente importante; no sólo por el transporte directo, sino también por beneficios sociales, económicos y turísticos indirectos que permitan el crecimiento y desarrollo de nuestro país. Lamentablemente, en el Perú, existen zonas vulnerables que no se les ha dado la debida importancia a sus necesidades, a pesar de que cuentan con los recursos económicos para implementar y ejecutar obras que impulsen el desarrollo nacional, regional y local.

La Capilla de Santo Domingo forma parte de los 15 distritos de Cutervo – Cajamarca. Está ubicada al noreste de San Andrés de Cutervo, con límites que abarcan el norte y el noroeste de Callayuc, el suroeste con Querocotillo, el sur, sureste y este limitan con la provincia de Cutervo (Cajamarca). Cabe recalcar que la región de Cajamarca posee una gran riqueza y abundancia de sus recursos mineros, pero si bien se percibe un crecimiento en las zonas urbanas, en las zonas rurales se evidencian carencias y limitaciones.

La localidad de la Capilla cuenta con 28 caseríos. Uno de ellos es Chaupecruz, el cual se encuentra ubicado a una altitud de 1849 m s. n. m., con una distancia de 11.2 km desde la Localidad y a una hora desde Cutervo en transporte público.

Según el Ministerio de Agricultura (2017), el caserío de Chaupecruz tiene una extensión territorial aproximadamente de 900 ha. Gracias a que cuenta con un clima variado, sus actividades agrícolas son diversas. La actividad predominante es el cultivo de café con un 69.9 %, seguido por la producción de caña de azúcar, que sirve para la preparación de aguardiente, con un 20 % y otros cultivos como el de maíz, yuca, bituca, plátano. También se dedican a la crianza de trucha en un 10 %, de los cuales un 83.4 % venden sus productos a un comerciante, el 3.9 % los venden a una cooperativa y el 2 % venden sus productos en el mismo caserío de Chaupecruz, demostrando así que es necesario que los productores tengan que transportar sus productos hacia la localidad de la Capilla, Cutervo y a Jaén.

En época de lluvias, el caudal hídrico del río aumenta considerablemente impidiendo el cruce tanto vehicular como peatonal. Este incremento de agua en el río de Chaupecruz sucede porque se interceptan diferentes quebradas provenientes de las partes altas tanto del caserío de Chaupecruz como la de la localidad de la Capilla, por ejemplo, en la quebrada la Variante, la quebrada de Sales Si Puedes, la quebrada del Conjuro, entre otras. En tiempo de sequía, el caudal disminuye, pero a pesar de la reducción de agua no es factible el tránsito vehicular y peatonal, por la cual hace necesaria la construcción de un puente, ya que, sin él, impediría el transporte de los productos y no generaría ingresos para los productores y consecuentemente retrasaría el desarrollo económico, puesto que el caserío de Chaupecruz colinda con la Localidad de Santo Domingo de la Capilla y otros centros poblados, actualmente, atraviesan un problema de inaccesibilidad hacia la provincia de Cutervo, la localidad Santo Domingo de la Capilla y Jaén, los cuales son mercados de vital importancia para la venta de sus productos y generador de sus ingresos, los mismos que sirven para satisfacer sus necesidades.

Por consiguiente, se plantea la comparativa entre un puente de concreto armado y viga compuesta, a fin de escoger una óptima solución en cuanto su eficiencia técnica – económica de la superestructura del puente Chaupecruz, de acuerdo con las características del puente a diseñar.

## **1.2 Formulación del Problema**

### **1.2.1 Problema General**

- ¿Cuál de los diseños entre concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del Puente Chaupecruz?

### **1.2.2 Problema Específicos**

- ¿En qué medida optimizará el diseño entre concreto armado y viga compuesta de la superestructura del Puente?
- ¿Cuál de los diseños entre concreto armado y viga compuesta fue el más económico para la superestructura del Puente?
- ¿De qué manera influirá la constructibilidad entre concreto armado y viga compuesta para la superestructura del Puente?

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

- Elaborar la comparativa entre el diseño de concreto armado y viga compuesta optimizará el análisis de diseño de la superestructura del Puente Chaupecruz.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Comparar el diseño de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente.
- Comparar la economía de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente.

- Comparar la constructabilidad de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente.

## **1.4 Justificación**

### **1.4.1 Importancia de la Investigación**

- ✓ Con esta investigación, se pretende beneficiar al Gobierno Local de la Capilla con el proyecto en la construcción del Puente Chaupecruz, el cual facilitará la conexión con otras comunidades que no cuentan con las condiciones adecuadas de transitabilidad, como también a las Provincias de Cutervo y Jaén.
- ✓ El propósito trascendental de la construcción de un puente es conectar caminos, acercar lugares o comunicar dos áreas geográficamente separadas, también sirve para proteger la integridad física de los estudiantes y de los residentes de Chaupecruz y Palo Quemado, quienes se beneficiarán al máximo del puente.
- ✓ Disminuir en un porcentaje mayor la migración de los pobladores hacia la capital (Lima) y las diferentes ciudades en busca de oportunidades laborales, educativas y económicas.

Por lo tanto, este aporte no se enmarca en optimizar el estilo de vida de los individuos, también que pretende diferenciarse del común denominador, planteando un diseño económico que capte la atención de las inversiones en el País. De tal manera, no solo quedarse con la construcción del puente, ya que es parte de seguir impulsando a otros de gran necesidad en esta zona, como servicio de agua, desagüe, canales, carreteras y otros.

De este modo, la conectividad de las comunidades con la Localidad de la Capilla y con la provincia de Cutervo y Jaén, impulsa el desarrollo económico del caserío de Chaupecruz y por consiguiente la Localidad de la Capilla, creando oportunidades laborales en los diferentes sectores, como la agricultura con el incremento de comercio de productos orgánicos propios del caserío (el frejol, la chancaca, el aguardiente, la yuca, el café, la bituca,



plátanos, etc.); la ganadería, con la venta de leche y queso; la piscicultura con la crianza y venta de trucha, entre otras actividades más.

#### **1.4.2 Viabilidad de la investigación**

Contando con una visión del proyecto, es necesario precisar los recursos disponibles como el tiempo y la información que hacen posible llevar a cabo la investigación.

##### **a) Viabilidad técnica**

La investigación es técnicamente factible debido a los siguientes factores: El uso normativas como el de Carreteras Diseño Geométrico 2018 y Puentes 2018, además, información extraída de internet como tesis, revistas electrónicas, artículos de investigación científica, acceso a bibliotecas virtuales y uso de programas como Robot Structural, AutoCAD y Microsoft Office.

##### **b) Viabilidad económica**

La presente investigación es desarrollada por parte de terceros, no genera beneficios económicos.

##### **c) Viabilidad social**

Como beneficio será social, se cuenta con la habilidad del ingreso a la zona del proyecto y apoyo del Municipio de Santo Domingo de la Capilla para proporcionar información certera y concerniente a la investigación.

#### **1.4.3 Alcances y limitaciones**

Esta investigación restringe su estudio al diseño de la superestructura puente Chaupecruz, con sobrecarga HL-93, en base a dos alternativas que son: concreto armado y viga compuesta; los cuales serán analizados utilizando hojas de cálculo y corroborado con el software Robot Structural pasando a diseñar en hoja de cálculo en Excel.

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes de la investigación

En este proyecto las averiguaciones son nacionales e internacionales y ayudan a comprender y examinar la técnica antes empleada en la ingeniería de puentes de acuerdo a las indagaciones ya realizadas.

#### a) Antecedentes internacionales

Carrillo & Lozano (2018), en su tesis titulada *Diseño en concreto reforzado del nuevo puente las delicias para la conexión de los municipios de alpujarra y baraya bajo la normal colombiana de puentes lrfd ccp-14*. Universidad Católica de Colombia, Ciudad de Bogotá, Colombia, presentan como objetivo el de analizar el puente de concreto para conectar Alpujarra y Baraya para poder solucionar las fallas estructurales que tiene el puente existente teniendo como resultado los cortes del cálculo del diseño a cortante y flexión en diferentes puntos tanto al extremo como al centro que son distancias de 2 a 4.7 metros de los apoyos para analizar el acero que será necesario para cumplir con las necesidades de los refuerzos estructurales tanto cortante como en flexión utilizando herramientas hojas de Excel, la norma colombiana de Puentes, y el programa SAP 2000.

Rubio (2017), en su tesis titulada *Diseño y comparación de costos de un puente mixto de madera laminada – hormigón con puentes tradicionales*. Universidad Andrés Bello de la ciudad de Santiago de Chile, realizó una comparación económica de la construcción de cinco puentes: mixto madera laminada – hormigón (propuesto), tipo losa (diseño original), tipo viga losa, mixto acero – hormigón y tipo viga cajón. Para consideraciones de diseño se utilizó la Normativa AASHTO LRFD, Manual de Carreteras y la Normativa Nacional y se analizó con el programa SAP2000. El puente propuesto surgió con la idea de que la utilización de la madera no sea con el fin de construir puentes duraderos y provisionales, sino de aprovechar el rendimiento óptimo de ambos materiales, con los cuales se logran altas resistencias: a la comprensión del hormigón y de tracción en madera, la superestructura del puente consta del tablero de hormigón armado in situ apoyado en vigas de

madera laminada que trabajan como viga T, las alas forman del tablero de hormigón armado y el alma es de madera laminada.

Pinto & Torres (2015), en su artículo titulado *Incidencia de la norma AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto armado*. Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela, realizaron una investigación sobre la incidencia de la normal AASHTO LRFD en la construcción de puentes en Venezuela a partir del año 2007, Pinto y Torres tomaron en cuenta que la nueva norma ofrecía cambios sustanciales en aplicación de las cargas. Para consideraciones de diseño se utilizó la Normativa AASHTO ESTANDAR y la normal AASHTO LRFD, hojas de Excel. La investigación se basa en un estudio comparativo de ambas normas para diseñar puentes con tableros de concreto, compararon los tableros de puentes en las siguientes longitudes: 10m, 18m y 20m con un ancho de 10.40m y 4 vigas, como conclusión, la separación ideal entre vigas es mayor cuando se utiliza la norma AASHTO LRFD; Cuando se utiliza en el diseño de los taleros de concreto reforzado examinados, la norma AASHTO LRFD requiere una cantidad de acero mayor que la norma estándar.

Santiago (2015), en sus tesis titulada *Análisis y diseño de la superestructura de un puente viga – losa de concreto armado de 20m de longitud, según normas AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, mediante la aplicación de recuerdos informáticos*. Universidad de San Carlos de Guatemala, de la ciudad de San Carlos, Guatemala, propuso el diseño de un puente viga losa estableciendo una comparación. Sin embargo, es necesario analizar la superestructura con ambos métodos para determinar la confiabilidad en los resultados, debido a que se utilizó el programa CSI Bridge para modelar la losa final, el AASHTO LRFD da un porcentaje de 12.53% menos respecto al estándar, lo que demuestra que es un elemento diseñado más esbelto con una distribución uniforme de cargas, lo que resulta en una optimización general del acero de refuerzo.

Zhong et al. (2016), en su artículo titulado *Seismic fragility assessment of long-span cable-stayed bridges in China*. Advances in Structural Engineering, presentan una estrategia para evaluar la fragilidad sísmica de los componentes y los sistemas de puentes emisores de luz atirantados. La

medición de intensidad óptima de los puentes, los modelos de estado límite de múltiples componentes y las contribuciones de los componentes individuales a la falla completa del sistema de puentes son las tres preguntas críticas que se abordan. El estudio utiliza un puente chino común de configuración de alta velocidad y utiliza OpenSEES para crear un modelo numérico de sus varios componentes. La eficiencia, la práctica, la suficiencia y la competencia son las cuatro medidas de intensidad típicas que se comparan. La intensidad óptima se considera la velocidad máxima del suelo. Se utiliza una simulación numérica basada en análisis pushover y directivas de China para determinar los estados límite de las secciones del puente. Los resultados muestran que el tipo de sección y el coeficiente axial determinan el límite de curvatura de la sección. Se utiliza un modelo probabilístico con un conjunto de demanda sísmica y simulación de Monte Carlo para obtener una estimación precisa de la fragilidad del sistema de puentes, considerando la contribución de cada componente al sistema en su conjunto.

#### **b) Antecedentes Nacionales**

Guillen (2018), en su tesis titulada *Análisis técnico – económico del puente vehicular continuo “Inca Moya” de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO – LRFD*. Universidad San Ignacio de Loyola, ciudad de Lima, Perú, consideró dos alternativas: concreto armado y acero estructural para diseñar la superestructura, realizó el análisis comparativo sobre costos y tiempo de ejecución. Esta investigación está basada en diseñar la superestructura de un puente que es continuo y tiene tres tramos de 25m, 30m y 25m, considerando dos carriles de 3.60m y 1.20m de ancho, respectivamente cada uno. Este diseño de acero estructural considera 5 vigas metálicas en comparación al diseño de concreto armado que se consideraron 4 vigas T.

Guillen llegó a la conclusión, que las estructuras en la que se obtienen resultados preferibles tanto en el diseño como en lo económico, es el acero estructural; pese a que se aumentó una viga, sus propiedades y dimensiones soportan menores cargas muertas, menores momentos y menores fuerzas estructurales, probando que límite de resistencia es superior al concreto

armado. Teniendo en cuenta que acero estructural presenta mejor facilidad en el proceso constructivo.

El concreto armado tiene trabas por condiciones de zona en donde se ejecutaría el proyecto, siendo el tiempo de ejecución de 167 días frente al acero estructural que toma 65 días; así como generaría costo adicional al aumentarse las dimensiones de las infraestructuras. Por consideraciones de diseño se utilizó la Normativa AASHTO LRFD, hojas de Excel, manual de carreteras y la normativa nacional y se analizó con el programa SAP2000.

Condori & Itusaca (2017), en su tesis titulada *Análisis comparativo del diseño estructural de alternativas de puentes urbanos para los barrios Unión Putina y Libertad de la Localidad de Putina*. Universidad Nacional del Altiplano, de Departamento de Puno, Perú, aplicaron el diseño estructural de los puentes urbanos para los barrios Unión Putina y Libertad en la Localidad de Putina. Analizaron y compararon los diseños estructurales de tres alternativas de puentes urbanos para Putina para solucionar problemas de accesibilidad vial y reemplazar el puente actual debido a la sobrecarga. Para llevar a cabo el análisis y diseño del puente, se emplearon las normas vigentes en Perú, el Manual de Puentes y el software CSI Bridge. Se compararon alternativas de puente sección compuesto, reticulado o tipo Warren, puente arco reticulado con parámetros de seguridad, funcionalidad, costo y estética.

Chique (2017), en su tesis titulada *Diseño de la mejor alternativa de un puente ubicado sobre el río Cangallo, para la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, distrito de llave, Provincia El Collao*. Universidad Nacional del Altiplano, del departamento de Puno, Perú, plantearon dos alternativas de diseño de puente con concreto armado y baterías de alcantarillas metálicas corrugadas que atraveses el río Cangalli, y así tener una comunicación mejorada entre poblados del tramo Cangalli – Siraya. Para consideraciones de diseño se utilizó la Normativa AASHTO LRFD, hojas de Excel, manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC 2011), software HYDRACCES, software HEC RAS. Su objetivo general es el diseñar la mejor alternativa de un puente sobre el río Cangalli, que mejorara la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de llave,

provincia El Collao. Como resultados ambas alternativas cumplen con las funciones básicas de desempeño hidráulico, en aspecto económico y estructural se determina la batería de alcantarillas metálicas corrugadas como mejor alternativa.

Vargas (2015), en su tesis *titulada Elección y diseño de alternativas puente sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos esto constancia*. Pontificia Universidad Católica del Perú, ciudad de Lima, Perú, estableció como herramienta de trabajo la normativa vigente peruana, norma ASSHTO LRFD, Manual de puentes, hojas de Excel, igualmente el software CSI Bridge. Se plantearon 3 alternativas para reemplazar el puente Bailey actual para facilitar acceso a planta de procesamiento de minerales; estas alternativas son: concreto, acero, sección mixta y compuesto suelo – acero. El objetivo principal es proporcionar una solución alternativa al puente Bailey existente para acceder a la planta de procesamiento de minerales del proyecto Constancia, cruzando el río Chilloroya. Esta solución sería más económica que el puente Bailey ya construido, requeriría menos tiempo para su construcción, tendría menos impacto ambiental y tendría menos requerimientos de mantenimiento posterior, tanto a corto como a largo plazo.

Fonseca & Linares (2015), en su tesis *titulada Diseño de un puente con vigas prefabricadas*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Ciudad de Lima, Perú, presentan como objetivo la cesión de un paso a doble nivel en una región de la Panamericana Sur fue investigar y desarrollar el diseño de todos los componentes de un puente de 30 metros de luz con vigas prefabricadas postensadas, desarrollar una estructura ideal y construir el puente de manera eficiente y económica. Además, se investigó un diseño que empleara vigas de menor peralte y con mayor esbeltez para reducir costos de materiales, lo que llevó a la elección de un diseño con vigas presforzadas por sus ventajas respecto a las vigas de concreto armado.

## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1 Puente**

Somenson (2017), un puente se define como una estructura que forma una plataforma de soporte sobre el nivel del suelo que permite el tránsito vehicular en ambos sentidos.

Los motivos para decidir elevar esa plataforma pueden ser varios:

- Cruzar encima de una carretera o vía férrea.
- Pasar sobre un concurso de agua.
- Salvar una depresión importante con suaves pendientes para camino o la vía férrea, a instalarse sobre el puente.
- Realizar el trazado de un camino o ferrocarril sobre una ladera, sin modificar la topografía del lugar, mínimas afectaciones al medio ambiente.

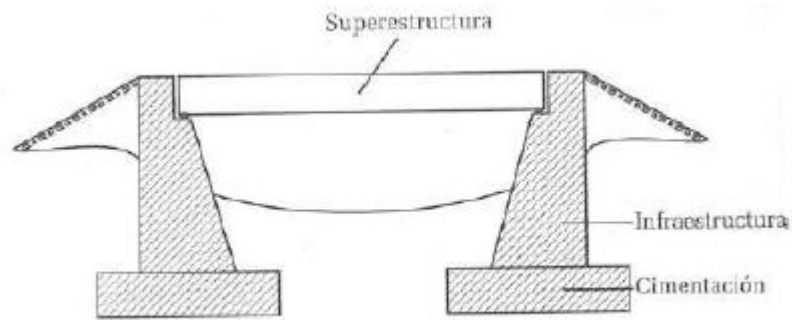
En cuanto a los flujos que circulan sobre los puentes, se puede mencionar:

- Pasaje peatonal y/o ciclo vías
- Tránsito ferroviario
- Tránsito vehicular
- Oleoductos
- Acueductos
- Simultaneidad de dos o más flujos: Puente ferrovial, por ejemplo. Esta construcción puede sostener a flujos distintos para como mínimo satisfacer, los siguientes términos básicos:
- Estabilidad y resistencia a las acciones a las que están sometidas los Oleoductos.
- Deformabilidad acorde con las características de fluidez que fluyen sobre ella.
- Durabilidad, significa asegurar su vida útil determinada en el proyecto.

### **2.2.2 Partes que conforman un puente**

Según Mohamed (2021), determina que un puente está conformado por las siguientes partes fundamentales:

**Figura 1. Partes Fundamentales de un puente.**



Fuente: Mohamed H. (2021).

### 2.2.3 Superestructura

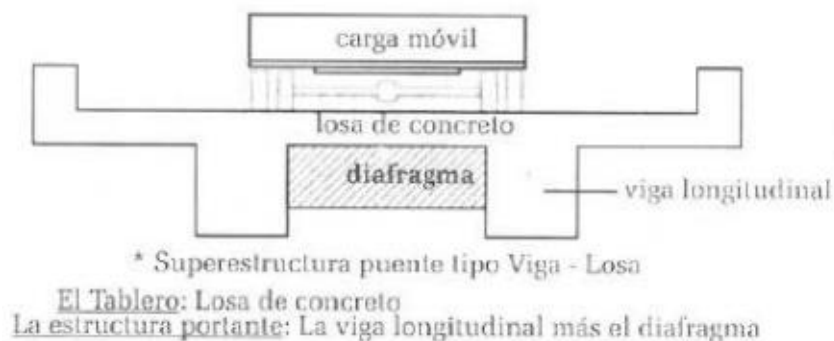
Es un tramo horizontal del puente que se encuentra en contacto con el tráfico.

Está conformado por los siguientes elementos portantes:

El tablero, que resiste claramente las cargas móviles como vehículos y transmite sus cargas a la estructura portante.

Los elementos estructurales que absorben las cargas del tablero y las transfieren a los muros son estructuras portantes.

**Figura 2. Detalle de la superestructura.**



Fuente: Mohamed H. (2021).

### 2.2.4 Subestructura o infraestructura

Soporte de la superestructura, transfiere las cargas solicitantes de tablero hacia las cimentaciones y posteriormente al terreno.

La subestructura tiene los siguientes elementos:



- Estribos: elementos de apoyos externos que proveen el soporte a la superestructura, transmiten cargos a cimentaciones y a su vez reciben las acciones del empuje de tierras. Un tramo horizontal del puente que encuentra en contacto con el tráfico.
- Pilares: elementos de apoyo intermedios que llevan los esfuerzos de la superestructura a las fundaciones. Son construidos para resistir las presiones hidráulicas y el viento. Es recomendable que las fundaciones se encuentren inferiores a la altura máxima de socavación porque estas estructuras son susceptibles a efectos de socavación.

**Figura 3. Detalle de la infraestructura.**



Fuente: Mohamed H. (2021).

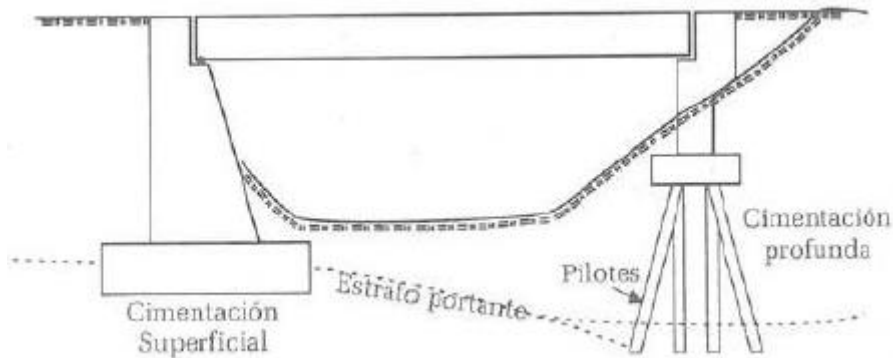
### 2.2.5 Cimentación

Parte subterránea transmite las cargas de los estribos y pilares al terreno de fundación.

Se distinguen los siguientes tipos de cimentación:

- Cimentación superficial, requiere zapatas para transferir las cargas directamente al suelo, lo que hace imposible encontrar el estrato portante mediante excavaciones.
- Cimentación profunda, ocurre cuando el estrato portante está a una profundidad que impide la excavación. Es posible que sean pilotos o compuestos (pilotos y cajones).

**Figura 4. Detalle de cimentaciones.**



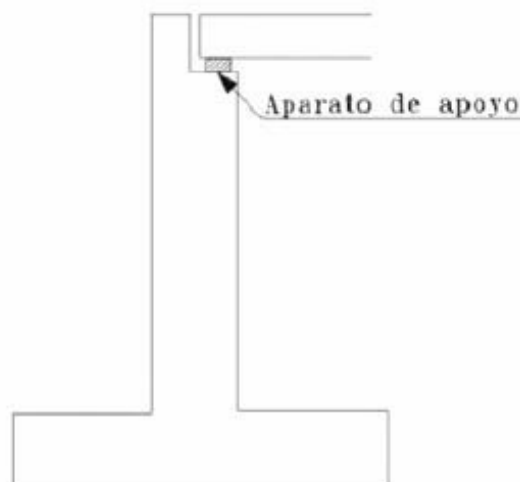
Fuente: Mohamed H. (2021).

### 2.2.6 Aparatos de apoyo

Elementos que transfieren cargas superestructura, sostienen diferentes cargas horizontales y verticales, que pueden ser de tipo fijo o móvil.

Según Torres (2013), “La suposición del diseño de apoyo se define constructivamente con estos elementos. Si el puente está apoyado, el aparato de apoyo debe permitir el giro libre, la deformación libre y la concentración de la carga para evitar que la luz de cálculo realizada cambie” (p. 30). Las placas de plomo, los rodillos de metal, las articulaciones de metal o de concreto, las placas metálicas o esféricas y las placas de neopreno, que son las más utilizadas, son solo algunos de los muchos tipos de apoyos.

**Figura 5. Ubicación del neopreno.**



Fuente: Torres E. (2013).

### 2.2.7 Accesorios del tablero

Elementos esenciales para el funcionamiento del puente y para proteger a los vehículos, incluidos los peatones.

**Figura 6.** Accesorios del tablero.



Fuente: Mohamed H. (2021).

(Ministerio de Transportes y comunicaciones, 2018b), “El objetivo principal del proyecto geométrico del puente es integrar la vía de comunicación con el medio ambiente. Se establecieron algunos aspectos del detalle y la geometría general del puente.” (p.67).

### 2.2.8 Geometría de detalles

Los siguientes conceptos han sido adaptados en base a la información proporcionada por el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del 2018.

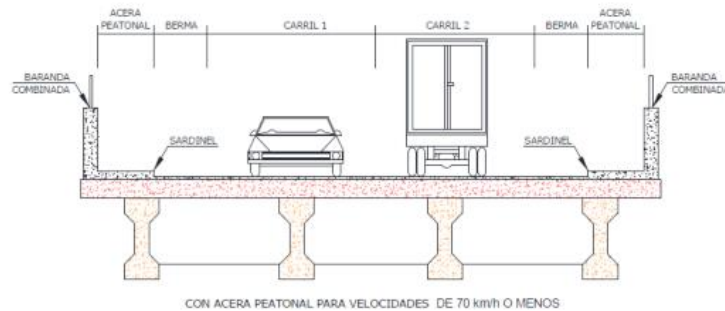
#### a) Secciones transversales de tablero

El ancho de la calzada (carriles de circulación y bermas) y las vías seguras, vías de tráfico, veredas ciclovías, elementos de protección y drenaje componen la sección transversal del tablero.

Las secciones transversales deben ser de una sola clase, tener pendientes transversales no nulas y una pendiente transversal mínima de (2%), 2 cm por metro para las superficies de rodadura.

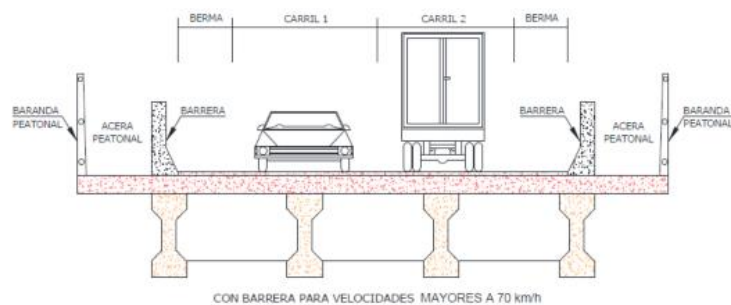
Todos los puentes, ya sea en áreas urbanas o rurales, se consideran veredas o aceras para el tránsito de peatones.

**Figura 7.** Sección transversal del tablero para velocidad menor igual a 70 km/h.



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) (2018b).  
*Manual de Puentes.* Dirección general de caminos y ferrocarriles.

**Figura 8.** Sección transversal del tablero para velocidad mayor 70 km/h.



Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) (2018b).  
*Manual de Puentes.* Dirección general de caminos y ferrocarriles.

b) Gálibos o alturas mínimas

Son las medidas de ancho y altura necesarias para evitar obstáculos en el tránsito tanto de vehículos como de navegación.

Los puentes que se encuentran sobre el cauce de un río, hay que tener en cuenta que como requisito mínimo la altura libre debe ser de 1.50m (considerando la base de la viga del tablero), con respeto a nivel máximo del cauce.

Cuando el río arrastra troncos y palizadas se considera como mínimo la altura libre de 2.50m.

c) Dispositivos básicos de protección

Las barreras de concreto previenen el desvío accidental de un vehículo de su carril. Se ubican a 0.60m del borde de una vía como mínimo y 1.20 como máximo.

Las barandas tienen como finalidad primordial aguantar y redireccionar el desplazamiento de los vehículos para evitar posibles choques.

d) Dispositivos básicos de transición y contención

En función de cómo tomemos en cuenta los apoyos de la superestructura, determinaremos qué elementos de transición dispondremos para la construcción de la vía o carretera, y los siguientes son los siguientes: las losas de transición, los estribos, las cortinas y las alas.

e) Juntas de dilatación

Se coloca en las secciones (extremos o intermedias) necesarias para permitir la expansión o contracción de la estructura ante diferentes temperaturas. Estos deben estar tapados con materiales suaves e impermeables.

## **2.2.9 Clasificación de los puentes**

a) Los puentes según su función destinada

Según su función destinada se denominan: carreteros, ferroviarios, combinados, peatonales, acueductos (canal), puentes "tubo".

Además, según el uso pueden ser permanentes o provisionales; móviles o fijos.

b) Los puentes según el sistema estructural

Esta clasificación obedece al proceso constructivo de los elementos estructurales y refleja un modo de trabajo.

b.1) Según su estructuración transversal

Esta clasificación se relaciona según el tipo de sección transversal del tablero de superestructura. Los tipos de sección transversal de la superestructura de los puentes se describen a continuación.

- Puente losa: La losa como único elemento estructural funciona como calzada y estructuración se sostén, convirtiéndose en una forma más simple de puente.

Esta forma estructural, especialmente cuando es de sección llena, tiene propiedad de trabajar en diversas direcciones, de acuerdo con condiciones de borde y según conveniente disposición de su armadura.

Por su sencillez morfológicamente y constructiva, este modelo de tablero se utiliza en puentes pequeños y medianos, para luces entre los 5m y 15m de concreto armado y hasta los 25m en concreto pretensado. Esbeltez varía entre 1/15 a 1/30 en concreto armado y pretensado respectivamente.

Debido a su versatilidad, se adaptan diversas formas en planta: rectangulares, oblicuas, trapeciales, curvas e irregulares. Por ello. Es de gran utilidad en cruces a distinto nivel, especialmente aquellas donde los anchos son importantes, frente a luces en juego. (Somenson, 2017, p.78)

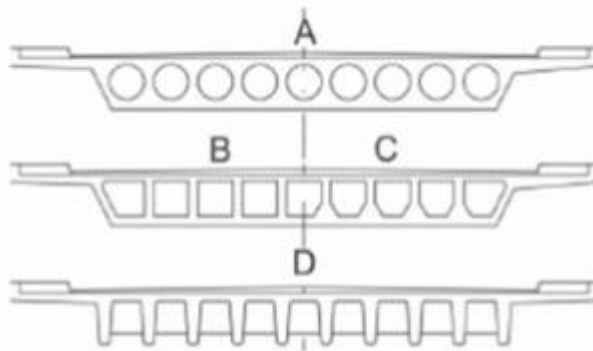
La losa rectangular llena posee una pobre relación de inercia/área. Cuando se presentan luces crecientes, una solución es aligerarla mediante uso de secciones huecas de diversas formas o bien nervadas.

Adicionalmente, las losas huecas pierden su rigidez torsional y promueve una dirección resistente que se acentúa con el aligeramiento. Estas características se marcan relacionadas en las losas nervadas.

Los aligeramientos en forma de círculos aseguran una buena rigidez transversal, y favorecen llenado de fondo de la losa. En cambio, las formas rectangulares, que bien presentan mejor eficiencia de la sección, como desventaja son menos eficaces para repartir cargas transversalmente. Estas secciones requieren que llenado de concreto se realice en dos etapas.

Con finalidad de mejorar condiciones de llenado, este debe realizarse en una etapa, se puede modificar parte de sección rectangular, pero perdería eficiencia.

**Figura 9.** Posibles secciones transversales de un puente losa.



Fuente: Somenson H. (2017).

El puente losa pueden organizar como estructuras simplemente apoyadas, continuas o aporticada, con momentos de inercia constante o variable. (Somenson, 2017, p.79)

Según Muñoz, E (2012), “clasifica el puente losa transversalmente, debe ser construido mediante una losa con sección maciza o aligerada y longitudinalmente según la luz que requiera cubrir en: luz simplemente apoyada, luces múltiples simplemente apoyadas, luces continuas, pórtico continuo”.

**Figura 10.** Puente Venados – Piura.

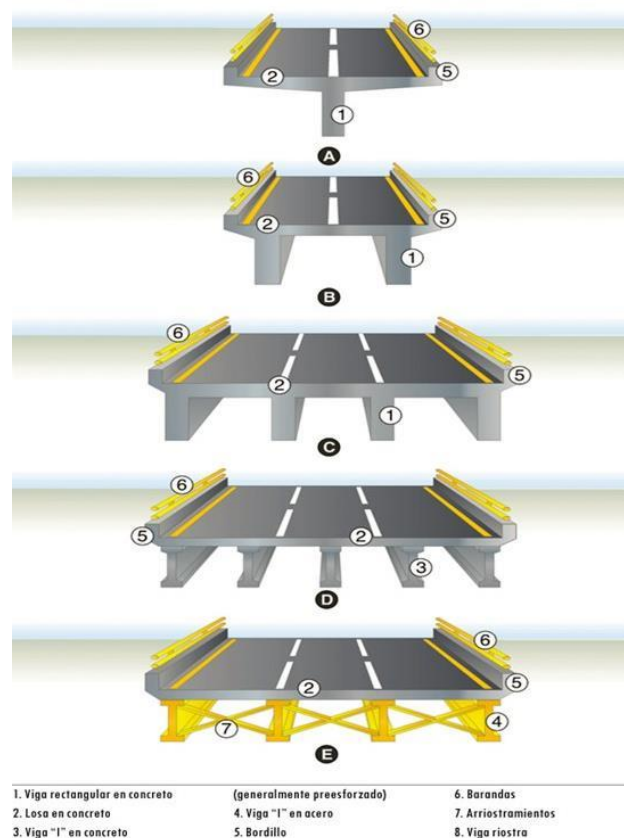


Fuente: Infraestructura Peruanas (2018).

- **Puente losas y vigas:** Los puentes con este tipo de tablero están hechos de losas de concreto armado (refuerzo principal perpendicular al tráfico), que se apoyan en vigas longitudinales y riostras. También pueden ser construidos de concreto postensado, de concreto armado o de acero (sección mixta). Pueden ser simplemente apoyadas, múltiples apoyadas o continuas en el sentido longitudinal.

Una forma de diferencia entre las vigas armadas y las presforzadas, estas últimas tienen forma "I" y tienen un bloque de anclaje y una zona de transición. (Muñoz, 2012).

**Figura 11.** Tipología de sistema de entepiso viga y losa. (A) Una viga (B) Dos vigas rectangulares (C) Cuatro vigas rectangulares (D) Cinco vigas I presforzadas € Cuatro vigas armadas de acero con arriostamiento.

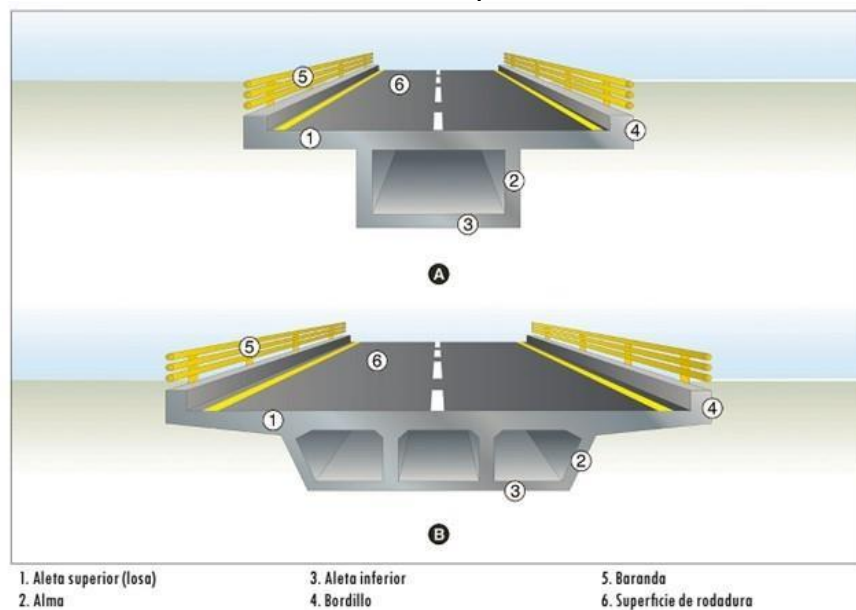


Fuente: Muñoz E. (2012).



- **Puente vigas cajón:** los tableros de losa de concreto armado se apoyan en vigas con una o varias celdas de sección tipo cajón. Las piezas pueden estar hechas de concreto armado, concreto postensado o acero armado (sección mixta). Los puentes con voladizos sucesivos, por ejemplo, exhiben este tipo de sección transversal y tienen una viga cajón con una sección longitudinal variable. Los tableros con sección mixta, que están hechos de vigas cajón de acero y lasas de armado concreto, son otros tipos de puentes. El acondicionamiento de la sección cerrada aumenta la rigidez de la torsión, reduce el alabeo y reduce la distorsión. La rigidez transversal tiene un gran radio de giro y ayuda a reducir los espesores de las paredes, lo que favorece un nivel de rendimiento para el pretensado. (Muñoz, 2012 p. 64).

**Figura 12.** *Tipología de puente viga cajón (A) Viga cajón en una sola celda de concreto armado o presforzado (B) Viga cajón de tres celdas de concreto armado o presforzado.*

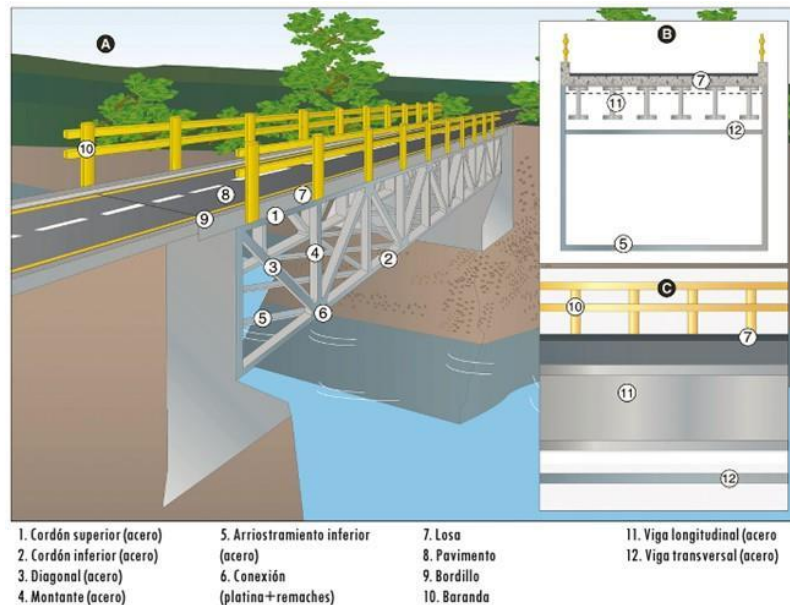


Fuente: Muñoz E. (2012).

- **Puente de armaduras:** De acuerdo con la posición del tablero, se clasifican en: puente de paso superior, puente de paso inferior y puente de paso intermedio.

De paso superior: Según Muñoz, E (2012), “las superestructuras de paso superior son cuando los vehículos pasan por encima de las armaduras y el tablero está combinado con lasas de concreto armado. Estas losas se apoyan en las vigas longitudinales y transversales de acero.” (p. 72).

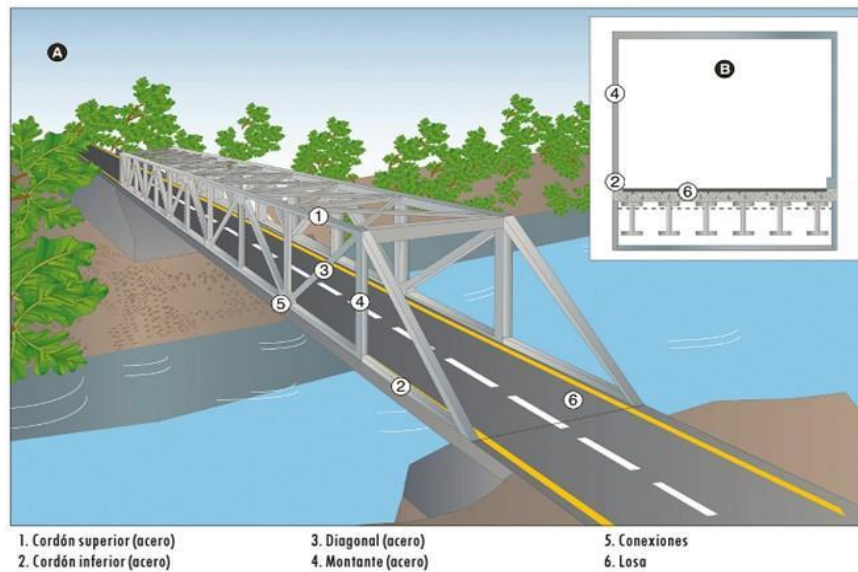
**Figura 13.** Esquema de un puente armadura de paso superior.



Fuente: Muñoz E. (2012).

De paso inferior: Con armaduras laterales y arriostamientos horizontales en la parte superior e inferior. Sobre el cordón inferior de las armaduras se apoya un tablero de losa de concreto reforzado con vigas longitudinales y transversales de acero.

**Figura 14.** Esquema de un puente armadura de paso inferior.

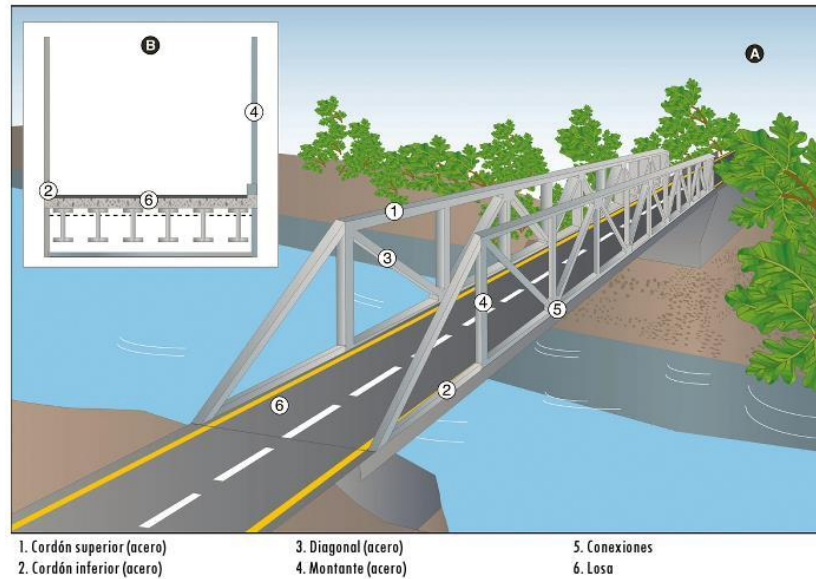


Fuente: Muñoz E. (2012).

Según Muñoz, E (2012):

“De paso intermedio: la superestructura del paso intermedio está compuesta por dos armaduras laterales y una losa de concreto con vigas longitudinales y transversales de acero. Las armaduras de paso inferior tienen la misma estructura de apoyo. Se distinguen de las de paso inferior por no tener arriostramientos en la parte superior y si la estabilidad depende de la capacidad lateral de cada armadura.” (p. 73).

**Figura 15.** Esquema de un puente armadura de paso intermedio.



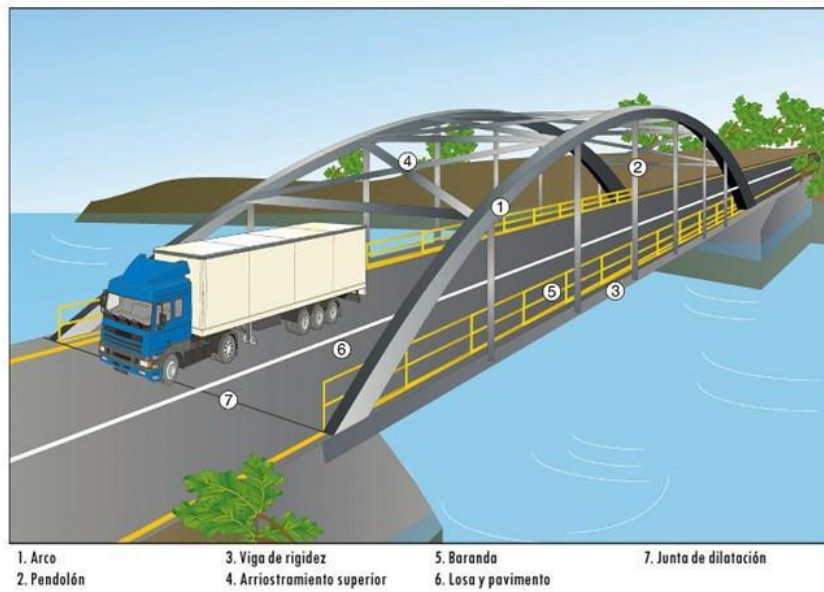
Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente arco: Estos puentes se clasifican según articulaciones y según posición del tablero.

Según las articulaciones del puente arco, de acuerdo con su tipo de articulaciones, los puentes de arco pueden ser de arco superior, arco inferior y arco intermedio, dependiendo de la posición del tablero, los mismos que se detallan a continuación:

Arco superior: Las superestructuras de acero están compuestas por dos arcos laterales con arriostramientos superiores, tirantes y vigas rígidas. Estos arcos se aplican generalmente a esfuerzos de compresión y flexión mínima, las vigas de rigidez especialmente a flexión.

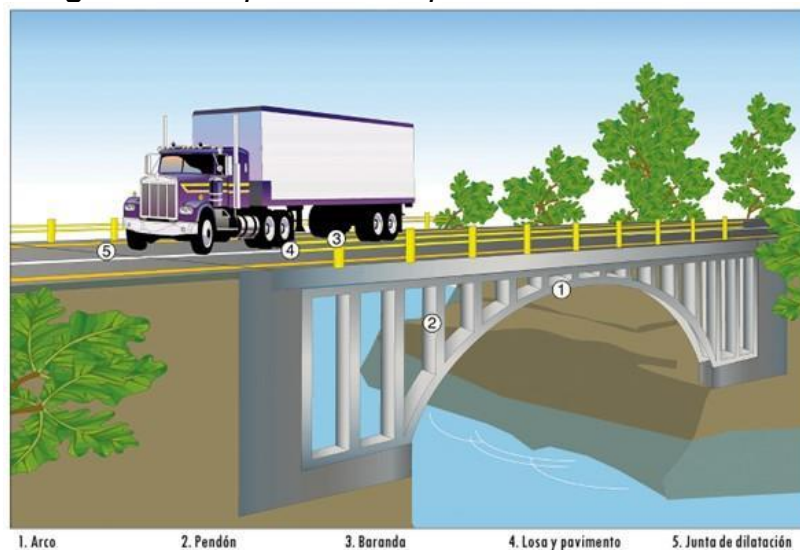
**Figura 16.** Esquema de un puente arco superior.



Fuente: Muñoz E. (2012).

Arco inferior abierto: Los arcos de concreto están formado por tirantes que trasladan la carga del tablero a los arcos orientados lateralmente que se anclan o sostienen en los estribos. Los vehículos pasan encima de la estructura antes mencionada; estos son normalmente de concreto o mampostería.

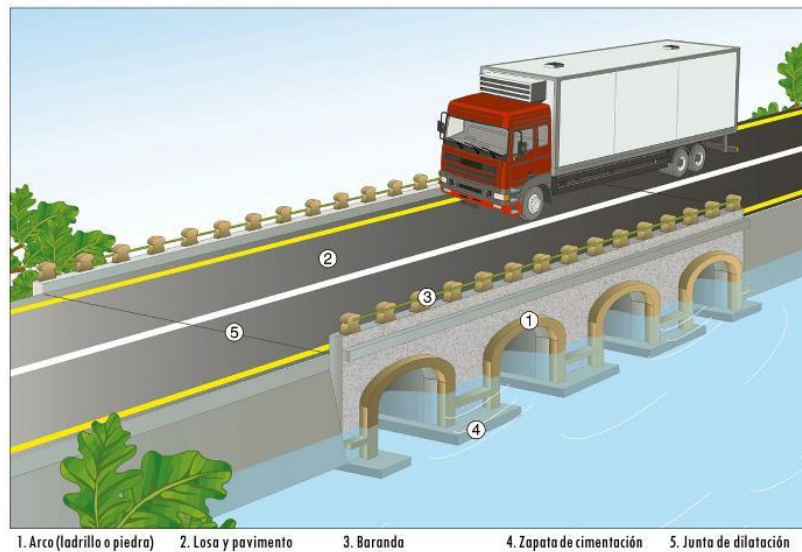
**Figura 17.** Esquema de un puente arco inferior abierto.



Fuente: Muñoz E. (2012).

Arco inferior cerrado: Generalmente mampostería o piedra.

**Figura 18.** Esquema de un puente arco inferior cerrado.



Fuente: Muñoz E. (2012).

- Provisionales: Tipo de superestructuras considerados puentes de acero compuestos por armaduras, su construcción es de utilidad ante una emergencia vial, colapso parcial o total del puente. Esta estructura provisional es importante para evitar que no se detenga el tránsito vehicular.

Los puentes Bailey son puentes portátiles prefabricados, cuya longitud abarca hasta 60 metros. Su construcción no requiere herramientas especiales o de equipo pesado. Existen otros modelos de puentes como los Callender-Hamilton, las cuales presentan estructuras prefabricadas y diseño modular. La luz de los tramos puede variar entre 30m y 150m; además el ancho admite varios carriles. (Muñoz, 2012, p. 83).

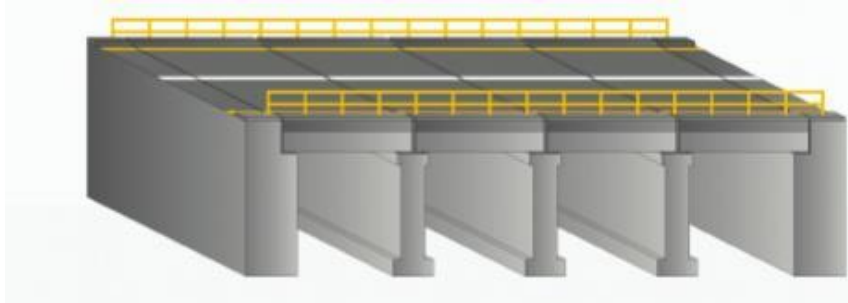
#### b.2) Según su estructuración longitudinal

- Puente simplemente apoyado: superestructuras estáticamente determinadas que se consideran no continuas y ofrecen las siguientes posibilidades: una sección transversal constante de una



sola luz, una sección transversal variable de una sola luz y una sección transversal constante de Múltiples luces (Muñoz, 2012, p. 84).

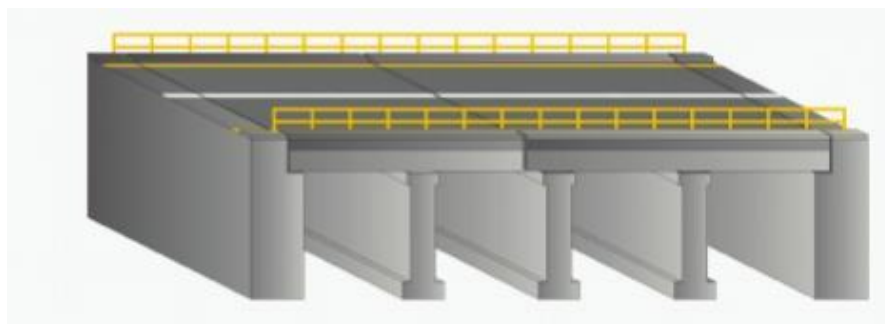
**Figura 19.** *Esquema de puente simplemente apoyado.*



Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente continuo: superestructuras que tienen una sección transversal variable o constante y que están estáticamente indeterminadas. Como ventaja, no requieren juntas de dilatación intermedias y tienen una probabilidad de distribución de momentos positivos y negativos en caso de sobrecarga. (Muñoz, 2012, p. 86).

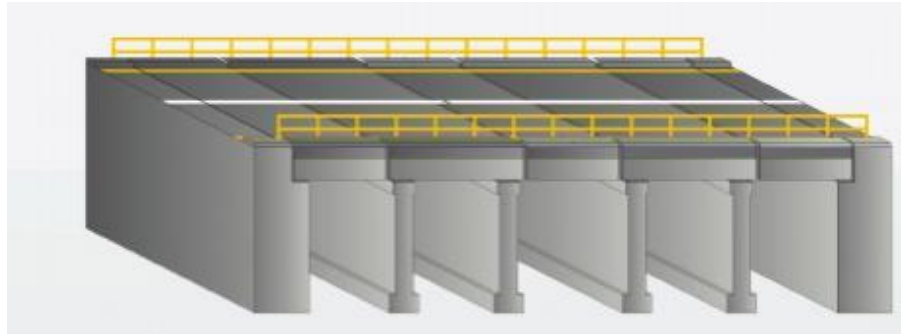
**Figura 20.** *Esquema de puente continuo.*



Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente viga Gerber con sección transversal constante y variable: las vigas Gerber son estructuras que simplemente se apoyan sobre voladizos que sobresalen de las pilas, lo que les permite obtener luces más amplias. (Muñoz, 2012, p. 87).

**Figura 21.** Esquema de puente viga Verger

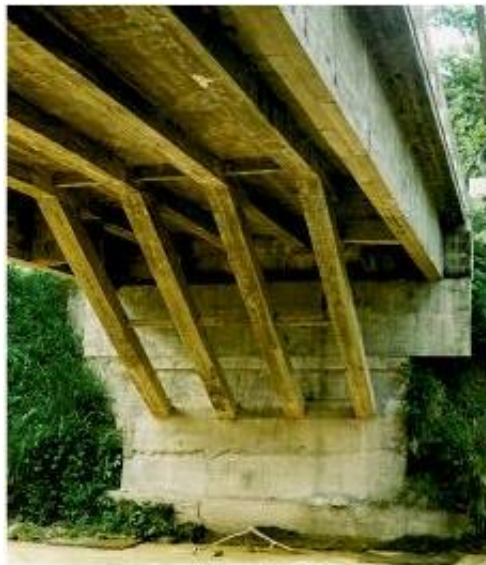


Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente de pórticos sencillos, múltiples o con pie de amigo: Superestructuras que presentan un sistema estático longitudinal, que consiste en tener elementos diagonales con su propia cimentación, hace que se cree un pórtico y se logran luces más amplias (Muñoz, 2012, p. 87).

-

**Figura 22.** Esquema de puente con pie de amigo.



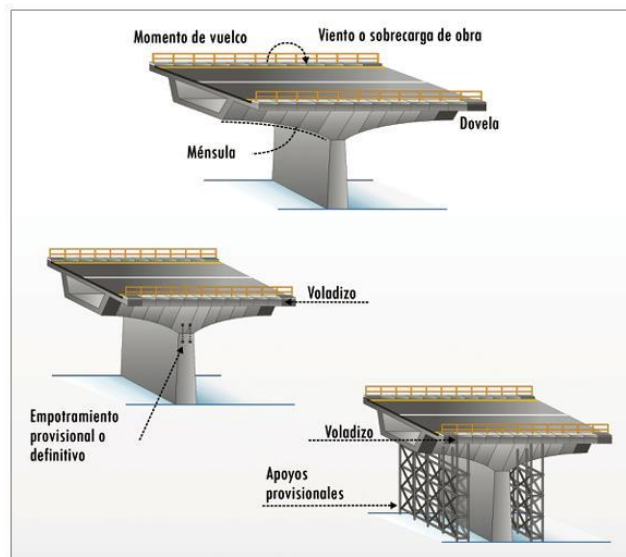
Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente de voladizos sucesivos: Son construyen en etapas o dovelas sucesivas para satisfacer las necesidades más importantes durante el proceso de construcción. Estas estructuras



están hechas de concreto reforzado y tienen una sección longitudinal variable. El tablero está hecho de cables pretensados que se colocan sucesivamente en la losa superior de las vigas y están preparados para soportar momentos negativos según el peso propio y los equipos utilizados durante el proceso de construcción. (Muñoz. 2012, p. 88).

**Figura 23.** *Construcción con vuelos simétricos.*

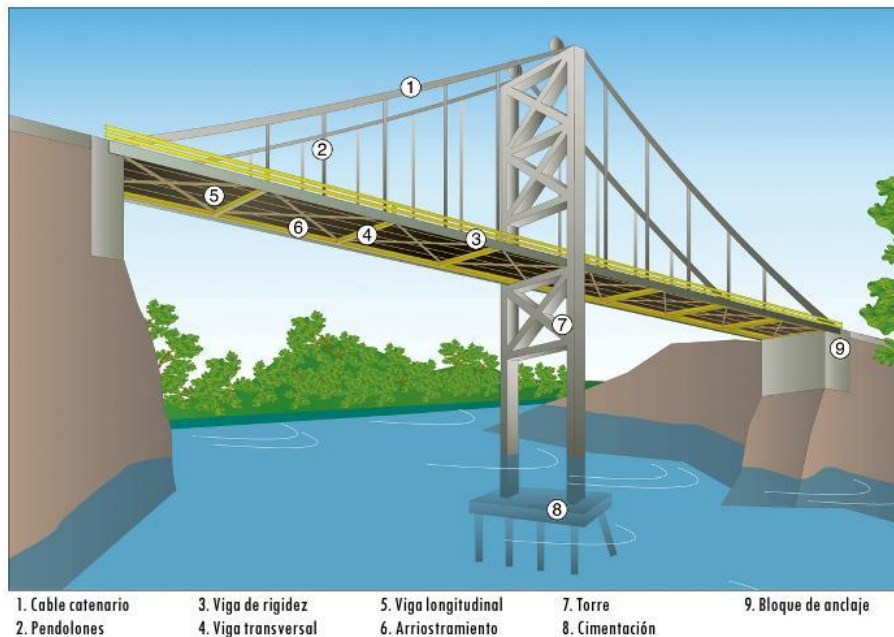


Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente colgante: Los que tienen mayores luces se caracterizan por tener una viga rígida que se suspende de las torres mediante tirantes de acero (suspensión indirecta).

Según Somenson (2017), “en los puentes colgantes, la forma del cable es definida por tipo de carga y rigidez del tablero” (p. 31).

**Figura 24.** Esquema de un puente colgante.

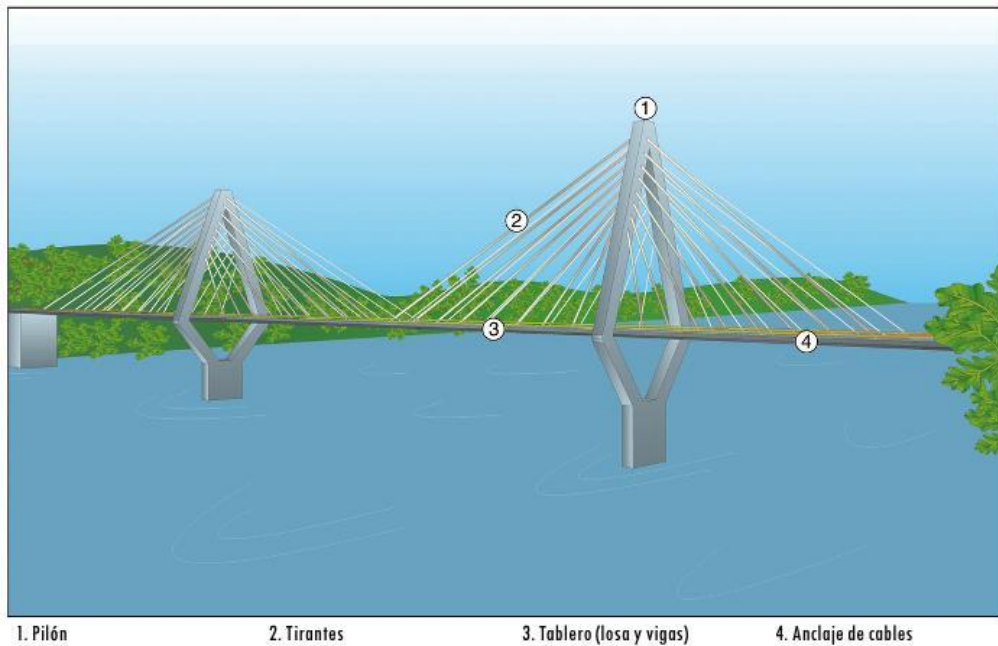


Fuente: Muñoz E. (2012).

- Puente Atirantado: El puente está compuesto por una o más torres que pueden soportar cargas mediante tirantes que transportan cargas de tableros de acero y concreto o de concreto postensado. (Muñoz, 2012, p. 99).

A diferencia de los puentes colgantes, donde forma del cable es curva, los puentes atirantados son de forma recta, y conjunto con las torres y la viga del tablero constituyen una estructura que trabaja a esfuerzos directos para cualquier carga puntual "P" que actúe encima del tablero (Somenson, 2017, p. 31).

**Figura 25.** Esquema de un puente colgante.



Fuente: Muñoz E. (2012).

b.3) Los puentes según el material que se utiliza para su construcción

La gran mayoría de puentes que se construyen con un campo de luces medianas, tienen su superestructura confirmada con algún tipo de concreto pretensado, ya sea in situ o prefabricado.

Las luces pequeñas menores a 20m se solucionan integralmente con concreto armado convencional. Considerando luces medianas entre 20m y 100m, utilizan vigas mixtas acero/concreto, usan el concreto como cabeza de compresión y el acero para el corte y la tracción.

El puente tipo arco, por ejemplo, tiene esfuerzos a flexión reducidos y las estructuras con geometría que requieren que las secciones trabajen principalmente a compresión permiten obtener grandes luces en concreto. Los pórticos o vigas continuas de concreto pretensado, los arcos de concreto armado y las estructuras colgantes se utilizan para las grandes luces que superan los 100 metros.

Hasta una distancia de 800 metros, se emplean vigas atirantadas suspendidas de obenques, tableros de concreto para las luces más

pequeñas y acero para los límites superiores. De esta longitud en adelante hasta los 2000m se ubican puentes colgantes de concepción clásica, contruidos integralmente en acero, excepción de fundaciones, donde se usa el concreto armado.

### **2.2.10 Concreto, concreto reforzado y concreto presforzado**

Con la excepción del cemento y los aditivos, el concreto es un material universal debido a sus características plásticas, su resistencia al fuego y al clima, su facilidad de comprensión y su bajo costo. Los componentes de concreto que están expuestos a tensión, como vigas y amarres, no se pueden utilizar de manera económica.

Se pueden lograr distintas resistencias de concretos dependiendo de las cantidades y cualidades de los materiales que se utilicen en la mezcla, por ejemplo, cementos especiales, aditivos y métodos especiales de curado.

El proceso de control de las condiciones de humedad y temperatura desde el momento en que se incorpora la mezcla en estado fresco hasta endurecido se conoce como curado.

En la segunda mitad del siglo XIX, se pensó que era posible mejorar el concreto con acero debido a su alta resistencia a la tensión, especialmente en lugares donde el concreto disminuía la capacidad portante.

Los beneficios del concreto reforzado incluyen un bajo costo, resistencia al clima y al fuego, buena resistencia a la comprensión y resistencia a la tensión debida a la ductilidad y tenacidad del acero. Su uso se extiende a la construcción de edificios, puentes, presas y otras estructuras.

Con el pasar de los años se ha mejorado la producción y se ha aprovechado mejor sus propiedades del acero para obtener una resistencia a la fluencia que supera en más de 4 veces del acero de refuerzo común. Así mismo, es posible producir concretos con resistencias mayores a los comunes, incluyendo ventajas de trabajar en tramos pequeños, reduciendo cargas muertas y alcanzando luces más grandes.

No obstante, hay límites en las resistencias de los materiales que conforman el concreto, las grandes deformaciones unitarios son el resultado de los altos esfuerzos y estos generan deformaciones y deflexiones considerables en los

elementos bajo condiciones de carga regular y en los aceros se revelan como amplias grietas en el concreto.

El concreto presforzado se desarrolló debido a estos problemas mencionados y se presenta en forma de alambres, cables o barras. Este acero se sumerge en el concreto y se somete a altas tensiones, pero luego se compensa mediante esfuerzos de compresión después de que el concreto se haya endurecido.

Es importante destacar que, durante la precompresión, el elemento a flexión se agrieta en la zona de tensión para cargas mucho más altas que durante el estado sin precompresión. El presfuerzo se traduce en significativa una disminución de las deflexiones y grietas de flexión para cargas típicas. Esto permite que los materiales se utilicen adecuadamente. El concreto reforzado ha mejorado el rango de luces posibles del concreto estructural, de acuerdo con los diferentes fines de cada tipo de estructura.

### **2.2.11 Cargas**

Las cargas muertas, vivas y ambientales son los términos utilizados para describir las cargas que trabajan en diferentes estructuras.

Las cargas que ejercen en una estructura una carga constante en una misma posición durante toda su vida útil se conocen como cargas muertas. Y se requiere una estimación precisa de la configuración del diseño, las medidas de la estructura y la densidad del material para calcular esta carga. Los recubrimientos, andenes, barandas y puentes se consideran carga muerta en estructuras como puentes.

Las cargas vivas se componen principalmente de las cargas de ocupación (en edificios) y de tráfico (en puentes). Sus intensidades altas en toda la vida útil del puente y su magnitud y distribución son imprecisas en un momento determinado.

Las cargas ambientales incluyen todo lo relacionado con los fenómenos naturales como la nieve, la presión y la succión del viento, las cargas sísmicas, las presiones del suelo, etc. Las cargas ambientales tienen una distribución y una magnitud imprecisas, al igual que las cargas vivas.

a) Cargas permanentes (DC, DW y EV)

- Accesorios no estructurales y peso propio de los componentes estructurales. = DC
- Instalaciones para servicios público y peso propio de las superficies de rodamiento e. = DW
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno. = EV

**Tabla 1. Pesos unitarios de materiales.**

Material	Peso Unitario(kg/m <sup>3</sup> )
Acero	7850
Agua fresca	1000
salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo, o arcilla compactados	1900
Concreto simple	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0.23f'c$
Concreto Armado (C3.5. I AASHTO)	Peso Concreto Simple + 80 kg/m <sup>3</sup>
Grava, Macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
<b>Material</b>	<b>Peso por unidad de longitud (kg/m)</b>
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Fuente: Rodríguez, A. (2020).

b) Sobrecargas vivas (LL y PL).

- Sobrecarga vehicular. = LL
- Sobrecarga peatonal. = PL

**2.2.12 Funcionalidad, resistencia y seguridad estructural**

Para que una estructura cumpla con las multas para las que se ejecuta, debe cumplir con una serie de requisitos de seguridad. Las vibraciones deben ser muy ligeras, las deflexiones deben ser mínimas y las fisuras deben estar

dentro del rango aceptable. La estructura debe ser capaz de resistir adecuadamente toda carga potencial para garantizar la seguridad.

### 2.3 Definición de términos básicos

- Superestructura: Tablero que consta de una losa de concreto y estructura portante que es el elemento resistente principal de un puente.
- Concreto armado: Técnica de construcción que se basa en la utilización de concreto y barras de acero llamadas armaduras.
- Viga compuesta: Consta de una losa de concreto armado que está conectada a la estructura de vigas de acero por medio de conectores de corte.
- Rigidizadores de apoyo: Consiste en una o más placas o perfiles soldados y/o empernados en ambos lados del alma de las vigas metálicas. Las vigas diafragma se unen luego a las placas.
- Rigidizadores transversales: Consiste en una o más placas o perfiles soldados y/o empernados en ambos lados del alma de las vigas metálicas, que se colocan en la luz del puente para conectar a las vigas diafragma.
- Rigidizadores transversales intermedios: Consiste en una placa o perfiles soldados y/o empernados en el lado interior de la longitud del alma de las vigas metálicas.
- Conectores de corte: Se sueldan directamente sobre el patín superior de la viga para asegurar la unión entre el tablero de concreto armado y la viga metálica.
- Momento flector: Conforme al Manual de Puentes del Perú. (MTC, 2018b), “Es la suma de los momentos producidos por fuerzas externas en el mismo lado de la sección.” (p. 185).
- Rigidez torsional: Para el Manual de Puentes del Perú. (MTC, 2018b), “Es fuerza necesaria aplicada para obtener una cierta flexión sobre su eje longitudinal” (p. 501).

- Estribos: Los apoyos extremos de un puente están diseñados para soportar la superestructura, mantener el relleno de los accesorios y transferir las cargas al terreno.
- Fisura: Fractura de varios orígenes, con un ancho menor o igual a 3 milímetros.
- Rueda: Son neumáticos simples o duales ubicado en el extremo de un eje.
- LRFD: (Diseño con factores de carga y resistencia.). Load and Resistance Factor Design.
- ADS: Allowable Stress Design (Diseño por esfuerzos permisibles).
- Constructibilidad: El óptimo uso del conocimiento en procesos constructivos y experiencias en el diseño, planeamiento, adquisición de bienes, servicios y operaciones en campo, para así poder alcanzar los objetivos del proyecto.
- Robot Structural: Es un software disponible en el mercado que es muy productivo y versátil. Además de ser completamente independiente, un solo modelo completa las capacidades de análisis, dimensionamiento y modelado de estructuras de puentes. para cubrir las necesidades de los ingenieros.



## **CAPÍTULO III. METODOLOGÍA**

### **3.1 Tipo y Diseño de la Investigación**

#### **3.1.1 Tipo de Investigación**

Esta tesis en cuanto a su finalidad es de tipo aplicada por el propósito de dar solución a esta situación concreta e identificable, debido a la importancia del manejo igualmente de datos como enfoque cuantitativo, ya que se recolectaron y analizaron datos numéricos basados en investigaciones previas y establecidas por el Manual de Puentes.

#### **3.1.2 Diseño de la Investigación**

El diseño de la investigación es No Experimental; las variables independientes no se pueden manipular deliberadamente; siendo de nivel descriptivo porque planteamos un estudio comparativo ya que busca describir los datos y características de dos diseños de puente, para así simular resultados mediante cálculos manuales y modelamiento en software del análisis estructural bajo normas establecidas; de esta manera realizar las comparaciones indispensables.

### **3.2 Población y muestra**

Todos los puentes de tipo concreto armado y viga compuesta que están construidos en el distrito de Santo Domingo de la Capilla están asignados como población.

La muestra considerada fue la superestructura de tipo concreto armado y viga compuesta del puente sobre el río Chaupecruz, del Distrito de Santo Domingo de la Capilla.

Así mismo, la población y muestra, empleando técnicas de muestreo, nos indican que son muestreos probabilísticos, puesto que todas las muestras de la población tienen la posibilidad conocida de ser seleccionadas, ya que se refieren a dos tipos de puentes establecidos.

### **3.3 Formulación de la Hipótesis**

A fin de resolver los diferentes problemas trazados en esta investigación, se muestran las siguientes hipótesis de solución.

#### **3.3.1 Hipótesis General (Ha)**

El análisis del diseño de viga compuesta tiene un diseño más óptimo que de concreto armado para la superestructura del Puente Chaupecruz.

#### **3.3.2 Hipótesis Específicas (Ho)**

- a) Concreto armado es más óptimo en cuanto a diseño de la superestructura.
- b) Viga compuesta es la opción más económica para la superestructura.
- c) Concreto armado es la mejor alternativa en cuanto a su constructibilidad de la superestructura.

### **3.4 Variables**

Las variables son factores que tiene una correlación de causa y efecto que influyen en las demostraciones de la presente investigación.

#### **3.4.1 Variable independiente**

Análisis comparativo de diseño entre concreto armado y viga compuesta.

#### **3.4.2 Variable dependiente**

Optimización de la superestructura del Puente Chaupecruz.

**Tabla 2. Matriz de Operacionalización de variables.**

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
INDEPENDIENTE:				
<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO ENTRE CONCRETO ARMADO Y VIGA COMPUESTA</b>	El objetivo del análisis comparativo de diseño entre el concreto armado y la viga compuesta es determinar cuál de los dos sistemas estructurales ofrece mejores resultados en términos de eficiencia y seguridad en la superestructura del puente Chaupecruz.	Se llevará a cabo mediante la revisión de estudios técnicos y la comparación de los beneficios y los inconvenientes de cada opción de diseño. Los criterios utilizados incluyen resistencia, durabilidad, costo, tiempo de construcción y facilidad de ejecución.	Objetivo	Diseño
			Comparación	Concreto armado
				Viga compuesta
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
DEPENDIENTE:				
<b>OPTIMIZACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ</b>	La optimización de la superestructura del Puente Chaupecruz se refiere a la búsqueda de la solución más eficiente y funcional para el diseño de la superestructura del puente, considerando aspectos técnicos, económicos y constructibilidad.	Se llevará a cabo mediante el análisis de diversas alternativas de diseño y la evaluación de los parámetros pertinentes para determinar cuál de ellas ofrece los mejores resultados en términos de rendimiento estructural, costo, tiempo de construcción y proceso constructivo.	Eficiencia	Economía
				Constructabilidad
			Funcional	Cumplimiento de normativas

Fuente: Elaborado por autor.

### 3.5 Metodología de la Investigación

Las técnicas y herramientas seleccionadas y definidas a continuación le permitirán comprender el problema en cuestión y, en consecuencia, la solución sugerida.

#### 3.5.1 Técnicas de recolección de datos

Las técnicas para emplearse en la presente investigación serán:

- Observación: Esta técnica permite la recopilación de datos sobre un tema en particular, como la topografía de la región donde se planeó el proyecto.

- Análisis documental: Mediante esta técnica recoger datos del puente Chaupecruz acerca del tema de diseño de la superestructura, a partir de documentos digitales y físicos, uno de ellos el Manual de puentes del MTC, que cooperan con la finalidad de la Investigación.

### **3.5.2 Instrumentos de recolección de datos**

A continuación, para la selección de datos se presentan guías e instrumentos que se usara:

- Guías de observación: levantamiento topográfico, registro de puntos y estaciones.
- Guía de análisis documental: Libros de Diseño de Puentes según la norma de diseño, Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2018 y bibliografía relacionada al tema, como fuentes de soporte para el desarrollo de la tesis.

### **3.5.3 Procesamiento para la recolección de datos**

A continuación, para la selección de datos se presentan guías e instrumentos que se usara: necesitamos hacer un estudio del territorio mediante fotografías que muestren la justificación del problema existente así mismo levantamiento topográfico.

Además, como el tema está enfocado precisamente en el diseño de la superestructura; el uso del programa Robot Structural para el modelamiento de la superestructura será de soporte para el desarrollo las fuentes bibliográficas antes mencionadas.

Para asegurar su validez, objetividad y confiabilidad en todo el procedimiento, tendrán severidad científica estos instrumentos y técnicas.

## CAPITULO IV. DESARROLLO

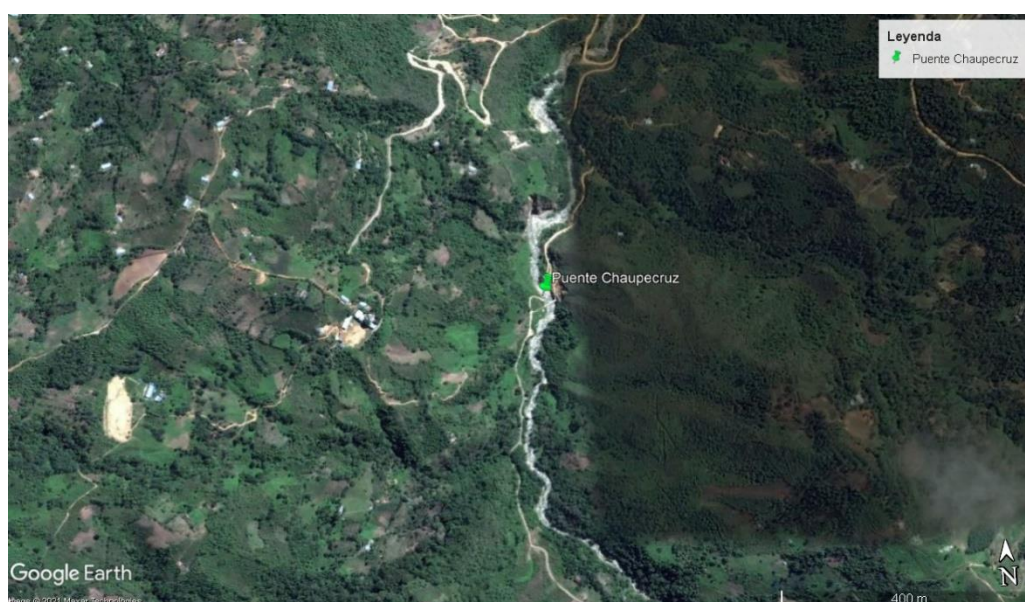
### 4.1 Características del Lugar del Proyecto

Como punto importante de evaluación de la investigación es necesario identificar el proyecto mediante una descripción física del lugar que permita recopilar datos esenciales para el desarrollo del proyecto.

#### a) Descripción del área del proyecto

El puente por proyectarse se ubicará en el distrito de Santo Domingo de la Capilla. Cruza el río Chaupecruz y es el punto de conexión del caserío Chaupecruz, Palo Quemado y otros.

**Figura 26.** *Ubicación del Puente Chaupecruz.*



Fuente: Google Earth, 2023

#### b) Ubicación

Lugar: Caserío Chaupecruz  
Distrito: Santo Domingo de la Capilla  
Provincia: Cutervo  
Departamento: Cajamarca  
Zona: 17M  
Coordenadas: 735686.95 m E, 9307565.71 m S  
Altitud: 1755 m s. n. m.

## 4.2 Descripción del Puente

Las propiedades de los puentes proporcionan datos esenciales para el diseño de la superestructura.

### 4.2.1 Longitud Total

El puente tiene una longitud de 23 m medido entre ejes de apoyo.

### 4.2.2 Tipo de puente

El puente será tipo viga – losa, la superestructura está conformado por una losa de concreto, 2 vigas T, 5 vigas diafragma. La losa será de concreto armado en ambos diseños de un  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , así mismo las vigas serán de concreto armado con un  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y en el tipo viga compuesta las vigas principales serán de acero A50 y las vigas diafragma como lo resto de acero A36.

### 4.2.3 Sección transversal del tablero

La sección transversal del tablero como parte de la superestructura del puente es una característica importante para el diseño de un puente.

#### a) Clasificación de la carretera

Como antecedente para definir la sección transversal del tablero se clasifica la carretera de acuerdo con la demanda actual y a las características del terreno donde se va a proyectar el puente.

##### a.1) Clasificación por demanda

Según el manual de Carreteras Dg. (MTC, 2018a):

La carretera actualmente es una trocha carrozable, pero dado que el proyecto del puente conlleva a la planificación de carretera, esta será clasificada como carretera de tercera clase, cuyas características son las siguientes: IMDA menores a 400 veh/día, con una calzada de 3.00 m de ancho como mínimo, superficie de rodadura asfáltica (p. 12).

a.2) Clasificación por orografía

Según el manual de Carreteras Dg. (MTC, 2018a), “el terreno es ondulado (Tipo 2) por presentar pendientes transversales al eje de la vía entre 11% y 50% y sus pendientes longitudinales se encuentran entre 3% y 6%” (p 14).

b) Velocidad de diseño

Según el manual de Carreteras Dg. (MTC, 2018a):

Para asegurar la seguridad de los usuarios, la velocidad de diseño a lo largo del trazo debe garantizar que los conductores no se sorprendan por cambios repentinos.

En función de la clasificación por demanda y orografía, se asume una velocidad de 40 – 90 km/h.

**Tabla 3.** Rangos de velocidad de diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)												
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130		
Autopista de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Autopista de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de tercera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													

Fuente: Adaptado del Manual de Carreteras: Diseño Geométrico (MTC) (2018a).

c) Sección transversal

Según el manual de Carreteras Dg. (MTC, 2018a), “de acuerdo a la clasificación de carretera por demanda corresponde un ancho mínimo de calzada de 3.00m”.

Manual de Carreteras Dg. (MTC, 2018a):

Se estipula que el ancho de la vía, que forma parte de la sección transversal del camino del puente, debe ser igual o mayor que el ancho del camino de acceso al puente, el cual consta de carriles y arcenes. La anchura restante de la sección transversal del tablero del puente se determina, en función de la finalidad de la vía proyectada, de forma que pueda contener los siguientes elementos: carriles de seguridad, calzadas, carriles bici, elementos de protección: barreras y pasamanos, drenaje del elemento. (p. 68).

Para el desarrollo de la presente tesis, asumimos un ancho de calzada de 3.50m.

Continuando con los elementos que definen la sección transversal del tablero del puente, el manual de Puentes según (MTC, 2018b) establece que para velocidades menores a 70 km/h, se considera un ancho mínimo de vereda de 1.00m efectivo, es decir sin incluir el ancho de barandas y barreras.

Cabe mencionar que, según la tabla del rango de velocidad, se considerará barreras, así mismo asumiremos una altura de 0.90 m para barandas peatonal y ese valor con un ancho de 0.15m.

### **4.3 Análisis y Diseño de la Superestructura**

Como parte del desarrollo de la investigación, se utilizan hojas de cálculo para analizar y diseñar la superestructura. Luego, con los datos obtenidos, se realiza un modelamiento en el programa Robot Structural para confirmar el análisis.



### 4.3.1 Concreto armado

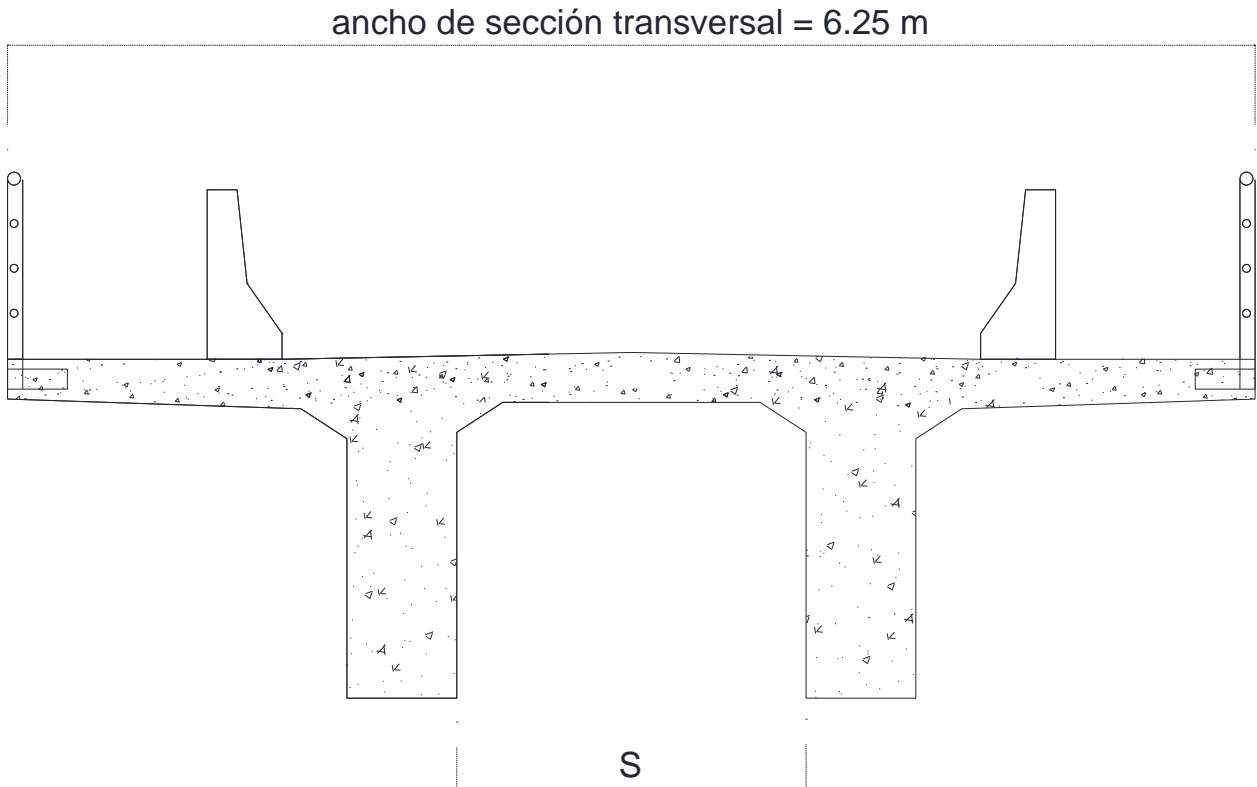
A continuación, se muestran los detalles de los datos de diseño de los elementos de la superestructura de concreto armado tipo viga losa, los datos fueron recopilados teniendo en cuenta el Manual de Carreteras de la Dg (MTC, 2018a) y el Manual de Puentes según (MTC, 2018b).

**Tabla 4.** *Datos generales de la superestructura de concreto armado.*

Luz de calculo	23.00 m
Ancho de vía	3.50 m
Ancho de calzada	3.50 m
Ancho total	6.25 m
N° vigas principales	2
Separación entre vigas	2.30 m
Distancia del volado	1.975 m
Espesor de la losa	0.20 m
Altura de las vigas	1.70 m
Ancho de las vigas	0.55 m
Altura cartela	0.15 m
Ancho cartela	0.23 m
N° vigas diafragma	5
Altura diafragma	1.40 m
Base diafragma	0.30 m
Ancho de vereda	1.00 m
Altura de baranda	0.90 m
Tipo de Barrera	New Jersey
Espesor de asfalto	0.05 m
Peso específico Concreto	2400 $kg/cm^2$
Peso específico Asfalto	2250 $kg/cm^2$

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 27.** Sección transversal del puente viga losa.



Fuente: Elaborado por autor.

a) Diseño de la losa (As principal perpendicular al tránsito).

a.1) Predimensionamiento de la losa

Ancho de la viga

Siendo:

$S' \Rightarrow$  espaciamiento entre ejes de vigas (m).

$S \Rightarrow$  luz libre de losa (mm).

$L \Rightarrow$  luz del puente (m).

$$b = 0.0157 \sqrt{S'} L = 0.0157 (\sqrt{2.30})(23) = 0.548 \text{ m}$$

Asumimos:  $b = 0.55 \text{ m}$

$$t_{min} = \frac{(S+3000)}{30} = \frac{(1750+3000)}{30} = 158.333 \text{ mm}$$

Asumimos:  $t = 0.20 \text{ m}$

### a.2) Criterios aplicables LRFD

Como referencia, los estados límite y los factores para las combinaciones de carga y resistencia enumeradas en el Capítulo II están de acuerdo con las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

Para concreto armado:

Resistencia I:

$$U = n [(1.25) DC + (1.50)DW + 1.75(LL + IM)]$$

Servicio I:

$$U = n [1.00DC + 1.00DW + 1.00(LL + IM)]$$

No es necesario fatiga en tableros de concreto con vigas múltiples.

### a.3) Momento de flexión por carga

Carga Muerta (DC)

$$W_{losa} = 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}$$

Para el estado límite de resistencia I, surge cambios para carga muerta DC afectado por el coeficiente 1.25.

$$Losa = 480 \times 1.25 = 0.6 \text{ Tn/m}$$

Carga por superficie de rodadura [ DW ].

$$W_{asf} = 0.05 \times 1.00 \times 2250 = 112.5 \text{ kg/m}$$

En el estado límite de resistencia I, la carga por superficie de rodadura DW cambia bajo la influencia de un factor de 1,50.

$$Asfalto = 112.5 * 1.5 = 0.17 Tn/m$$

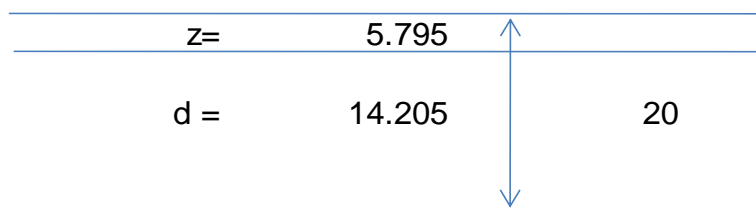
$$DC + DW = 0.77 Tn/m$$

#### A.4) Cálculo del acero

- Acero Negativo (perpendicular al tráfico)

$$Mu = - 7.84 T-m$$

Utilizando As  $\varnothing$  5/8" y recubrimiento [ r ] = 5 cm



$$z = 5 + \frac{1.59}{2} = 5.795 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 5.795 \text{ cm} = 14.205 \text{ cm}$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 14.205 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$Mu = 7.84 \text{ T} - \text{m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 Fy (d - a/2)} = 16.245 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As Fy}{\beta_1 f'c b} = 2.867 \text{ cm}$$

Usando varilla de  $\varnothing 5/8"$  la separación será:  $s = \frac{2}{16.245} = 0.12 \text{ cm}$

**USAR 1  $\varnothing 5/8"$  @ 0.12 m**

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con  $c/d \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.867}{0.85} = 3.373 \text{ cm}$$

$$d = 14.205 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.237 \leq 0.42 \quad \text{OK!}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$i. \quad M_{cr} = 1.1 * (f_r S) = 1.1 * 33.634 * 6666.667 = 2.47 \text{ Tn} - m$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{280} = 33.634 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2/6 = 100 * 20^2/6 = 6666.667 \text{ cm}^3$$

$$ii. \quad 1.33 M_u = 1.33 * 7.84 = 10.43 \text{ Tn} - m$$

Elegimos el menor valor siendo  $2.47 \text{ Tn} - m$  y la cantidad de acero calculada  $16.245 \text{ cm}^2$  resiste:

$$M_u = 7.84 \text{ Tn} - m \geq 2.47 \text{ Tn} - m \quad \text{OK!}$$

- **As de temperatura**

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} = \frac{0.18 * 625\text{cm} * 20\text{cm}}{2(625\text{cm} + 20\text{cm})}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 1.74 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (total en cada direccion, en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usaremos } A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Utilizando varilla de } \varnothing 3/8'' \text{ la separación será: } s = \frac{0.71}{2.33} = 0.30 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 3t = 3 * 0.20 = 0.60 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 0.45 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

**USAR 1  $\varnothing 3/8''$  @ 0.30 m**

- **Acero Positivo (perpendicular al tráfico)**

$$Mu = + 4.82 \text{ T-m}$$

Utilizando As  $\varnothing 1/2''$  y recubrimiento [ r ] = 2.5 cm



$$z = 2.5 + \frac{1.27}{2} = 3.135 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 3.135 \text{ cm} = 16.865 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$M_u = 4.82 \text{ T} - \text{m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 F_y (d - a/2)} = 7.889 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{\beta_1 f'_c b} = 1.392 \text{ cm}$$

Usando varilla de  $\emptyset 1/2''$  la separación será:  $s = \frac{1.29}{7.889} = 0.16 \text{ cm}$

**USAR 1  $\emptyset 1/2''$  @ 0.16 m**

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con  $c/d \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.392}{0.85} = 1.638 \text{ cm}$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.097 \leq 0.42 \quad \text{OK!}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$i. \quad M_{cr} = 1.1 * (f_r S) = 1.1 * 33.634 * 6666.667 = 2.47 \text{ Tn} - \text{m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01\sqrt{280} = 33.634 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2/6 = 100 * 20^2/6 = 6666.667 \text{ cm}^3$$

ii.  $1.33 M_u = 1.33 * 4.82 = 6.41 \text{ Tn} - m$

Elegimos el menor valor siendo  $2.47 \text{ Tn} - m$  y la cantidad de acero calculada  $7.889 \text{ cm}^2$  resiste:

$$M_u = 4.82 \text{ Tn} - m \geq 2.47 \text{ Tn} - m \quad \text{OK!}$$

- As de distribución

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Donde:

$S =$  distancia entre caras de vigas  $= 1.75 \text{ m}$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{1.75}} = 91.47\% \geq 67\% \Rightarrow \% = 0.67$$

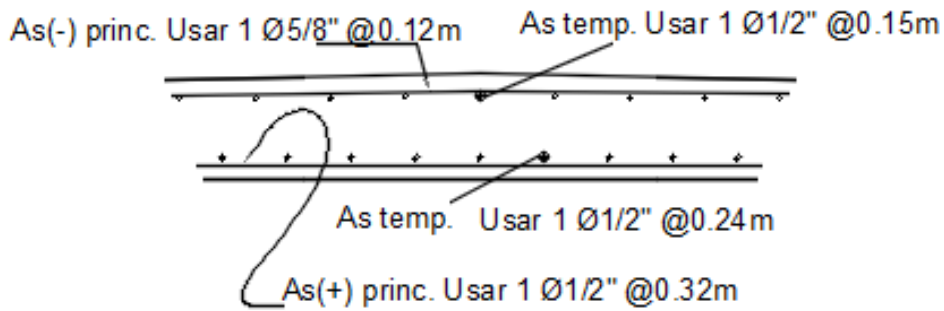
$$A_{s_{repart}} = 0.67 * 7.899 = 5.29 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de  $\frac{1}{2}$ ", la separación será:  $s = \frac{1.29}{5.29} = 0.24 \text{ cm}$

**USAR 1 Ø 1/2" @ 0.24 m**



**Figura 28.** Diseño de acero de losa.



Fuente: Elaborado por autor.

b) Diseño de la losa en voladizo.

b.1) Carga muerta [DC]:

						Peso	Brazo	Momento			
$P_{losa} =$	0.20	x	0.70	x	2400	= 336	x	0.35	= 117.6		
$P_{barrera} =$	1	x	1	x	486.9	= 486.9	x	0.57	= 275.94		
$P_{cartela} =$	1/2	x	0.23	x	0.15	x	2400	= 41.4	x	0.077	= 3.17
$P_{vereda} =$	0.20	x	1	x	2400	= 480	x	1.20	= 576		
$P_{baranda} =$	1	x	1	x	200	= 200	x	2.00	= 400		
						1544.3 Kg/m		1372.71 Kg-m			

$$M_{DC} = 1.373 \text{ Tn} - \text{m}$$

b.2) Carga por superficie de rodadura [DW]:

$$W_{asf} = 0.05 * 0.325 * 2250 = 36.563 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DW} = 36.563 * 0.163 = 36.563 \text{ Kg/m}$$

b.3) Carga viva peatonal

$$P_{peat} = 0.51 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Brazo} = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{peat} = 0.612 \text{ Tn} - \text{m}$$

b.4) Carga viva [LL]:

$$\text{HL-93} \Rightarrow P = 7.26 \text{ Tn}$$

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es:

$$E = 1.14 + 0.833X$$

Donde:

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (m) = 0.30 m

$$E = 1.14 + 0.833(0.30) = 1.39 \text{ m}$$

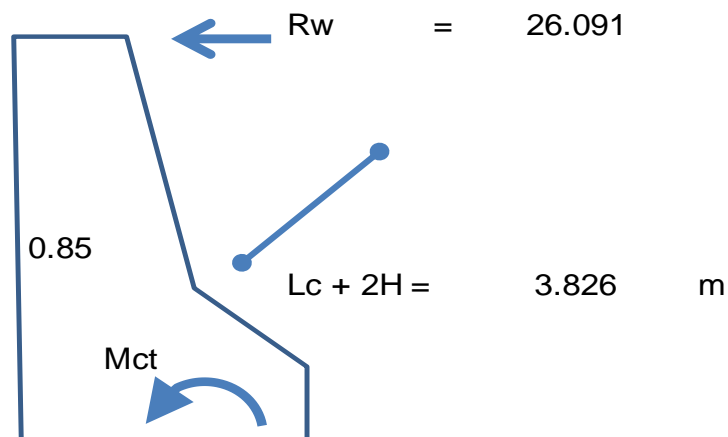
El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho E = E = 1.39 m, afectado por el factor de presencia múltiple ( m=1.2 ), y el incremento por carga dinámica ( I = 0.33 ) es:

$$M_{U+im} = \left[ \frac{7.26 * (1.2) * (1.33)}{1.39 \text{ m}} \right] * (0.025) = 0.208 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\text{Brazo} = 0.025 \text{ m}$$

$$M_{U+im} = 0.208 \text{ Tn} - \text{m}$$

b.5) Colisión vehicular [ CT ]:



$$M_{CT} = \left( \frac{R_w}{L_C + 2H} \right) \cdot (H) = \left( \frac{26.091}{2.126 + 2 \cdot (0.85)} \right) \cdot (0.85) = 5.796 \text{ Tn} - m$$

b.6) Cálculo del acero

Estado Límite de Resistencia I, con  $n = 1$  :

$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = [1.25 (1.373) + 1.50 (0.006) + 1.75 (0.82)]$$

$$M_U = 3.16 \text{ Tn} - m$$

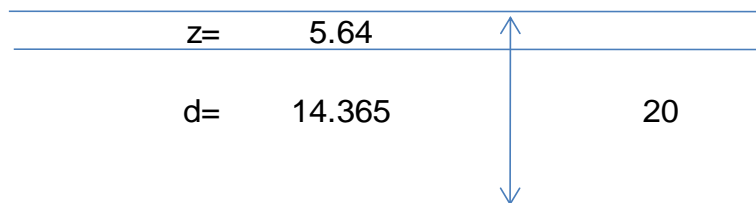
Estado Límite de Evento Extremo II, con  $n = 1$ :

$$M_U = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.00 M_{CT}]$$

$$M_U = [1.25 (1.373) + 1.50 (0.006) + 1.00 (5.796)]$$

$$M_U = 7.52 \text{ Tn} - m$$

Utilizando As  $\varnothing 1/2''$  y recubrimiento  $[r] = 5 \text{ cm}$



$$z = 5 + \frac{1.27}{2} = 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 5.64 \text{ cm} = 14.365 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 14.365 \text{ cm}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$M_u = 7.52 \text{ T - m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 F_y (d - a/2)} = 13.601 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{\beta_1 f'_c b} = 2.40 \text{ cm}$$

Usando varilla de  $\emptyset 1/2''$  la separación será:  $s = \frac{1.29}{13.601} = 0.095 \text{ cm}$

**USAR 1  $\emptyset 1/2''$  @ 0.09 m**

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con  $c/d \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.40}{0.85} = 2.824 \text{ cm}$$

$$d = 14.365 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.20 \leq 0.42 \quad \text{OK!}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$i. \quad M_{cr} = 1.1(f_r S) = 1.1 * 33.634 * 6666.667 = 2.47 \text{ Tn} - m$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01\sqrt{280} = 33.634 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2/6 = 100 * 20^2/6 = 6666.667 \text{ cm}^3$$

$$ii. \quad 1.33 M_u = 1.33 * 7.52 = 10.00 \text{ Tn} - m$$

Elegimos el menor valor siendo  $2.47 \text{ Tn} - m$  y la cantidad de acero calculada  $13.601 \text{ cm}^2$  resiste:

$$M_u = 7.52 \text{ Tn} - m \geq 2.47 \text{ Tn} - m \quad \text{OK!}$$

- As de distribución

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67 \% <$$

Donde:

$S$  = distancia entre caras de vigas = 1.75 m

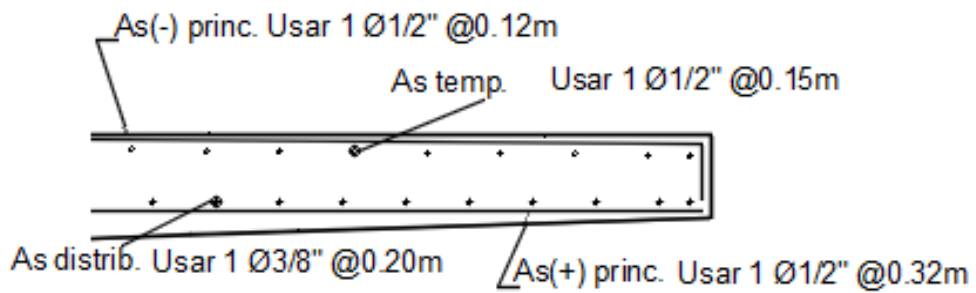
$$\% = \frac{121}{\sqrt{1.75}} = 91.47\% \geq 67 \% \Rightarrow \% = 0.67$$

$$A_{S_{repart}} = 0.67 * 13.601 = 5.29 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de  $\frac{1}{2}$ ", la separación será:  $s = \frac{1.29}{9.11} = 0.14 \text{ cm}$

**USAR 1 Ø 1/2" @ 0.14 m**

**Figura 29.** Diseño de acero de volado de losa.



Fuente: Elaborado por autor.

c) Diseño de la viga principal exterior.

c.1) Predimensionamiento:

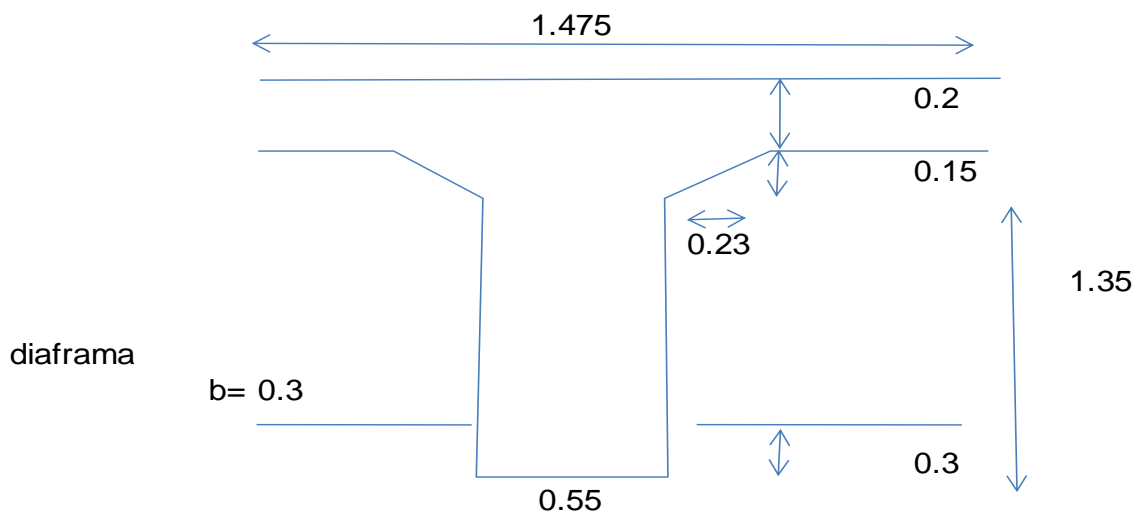
$$h_{max} = 0.070 L$$

Siendo:

$L \Rightarrow$  Luz del puente entre ejes (m) = 23 m

$$h_{max} = 1.61 \text{ m}$$

Asumimos  $h_{max} = 1.70 \text{ m}$



c.2) Momentos de flexión por cargas:

Carga muerta [ DC ] :

							Peso
$P_{losa} =$	0.20	x	2.125	x	2400	=	1020
$P_{viga} =$	1.5	x	0.55	x	2400	=	1980
$P_{barrera} =$	1	x	1	x	486.9	=	486.9
$P_{cartela} =$	0.23	x	0.15	x	2400	=	82.8
$P_{vereda} =$	0.20	x	1	x	2400	=	480
$P_{baranda} =$	1	x	1	x	200	=	200
	$W_{DC} =$						4249.80 Kg/m

De acuerdo con el artículo 4.6.2.2.1, las cargas permanentes del tablero, como el peso de las barreras, veredas y baranda, se pueden distribuir uniformemente entre todas las vigas, en este caso las vigas exteriores.

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC} * L^2}{8} = \frac{4.25 * (23)^2}{8} = 281.018 \text{ Tn} - \text{m}$$

Cargas puntuales considerando vigas diafragma en apoyos

Número de vigas diafragma = 5 uni

$$P_{diaf} = 1.20 * 0.30 * 0.875 * 2400 = 0.756 \text{ Tn} - \text{m}$$

Separación de las vigas diafragma = 5.75 m

	Peso	Distancia	Dist. Acum	Ra	Rb	Momento
$V_{D1} =$	0.756	0	0.00	0.756	0	0.000
$V_{D2} =$	0.756	5.75	5.75	0.567	0.189	6.521
$V_{D3} =$	0.756	5.75	11.50	0.378	0.378	8.694
$V_{D4} =$	0.756	5.75	17.25	0.189	0.567	6.521
$V_{D5} =$	0.756	5.75	23.00	0	0.756	0.000

1.89	1.89	8.694 Tn-m
------	------	------------

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 281.018 + 8.694 = 289.712 \text{ Tn} - \text{m}$$

Carga por superficie de rodadura [DW]:

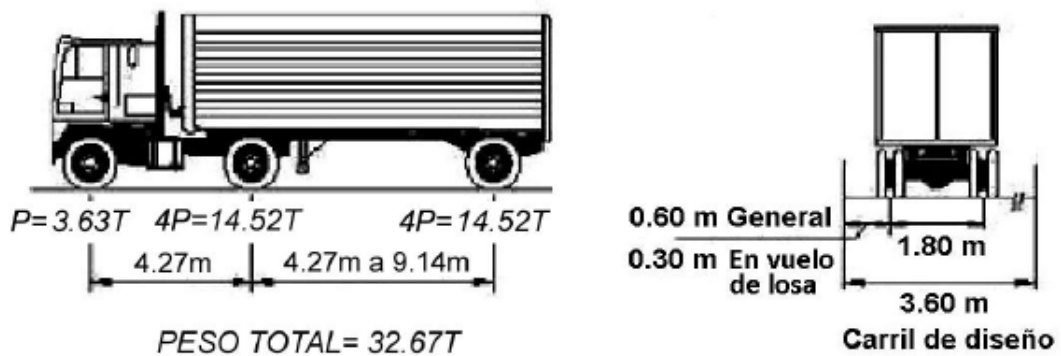
$$W_{asf} = 0.05 * 1.75 * 2250 = 196.875 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{DW} L^2}{8} = 13.02 \text{ Tn} - \text{m}$$

Carga viva [LL]:

- Camión de diseño HL-93:

**Figura 30.** Camión de diseño HL-93.

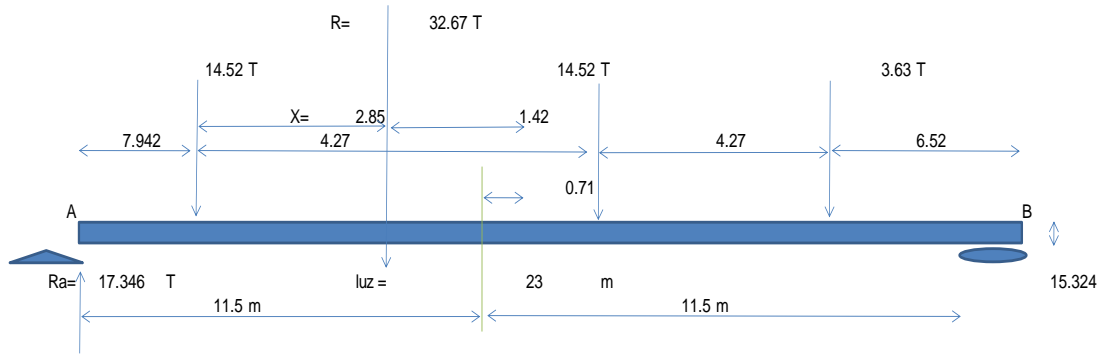


Fuente: Rodríguez, A. (2020)

Momento por sobrecarga que ocurre en el centro de luz, camión de diseño.



$$32.67 X = \frac{14.52 \times 4.27 + 3.63 \times 8.54}{93.001} = \frac{62.1994}{93.001} = 0.6688$$



$$M_{max} = \begin{matrix} 12.21 & \times & 17.345876 & - & 4.27 & \times & 14.52 & = & 149.822 & \text{T-m} \\ 17.35 & \times & 7.942 & & & & & = & 137.755 & \text{T-m} \\ 15.32 & \times & 6.52 & & & & & = & 99.888 & \text{T-m} \\ & & & & & & & & \underline{149.822} & \end{matrix}$$

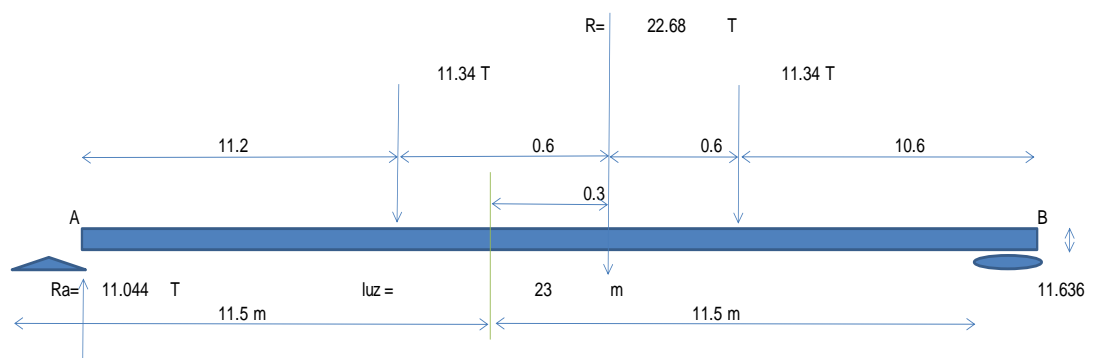
**Momento Maximo def = 149.822 T-m por camion de diseño**

- Tándem de diseño:

**Figura 31. Tándem de diseño HL-93.**



Fuente: Rodríguez, A. (2020)

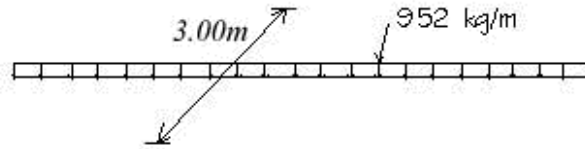


$$M_{max} = \begin{matrix} 11.2 & \times & 11.044174 & = & 123.695 & \text{T-m} \\ 10.6 & \times & 11.635826 & = & 123.340 & \text{T-m} \\ M_{max} = & & & & \underline{123.695} & \text{T-m} \end{matrix}$$

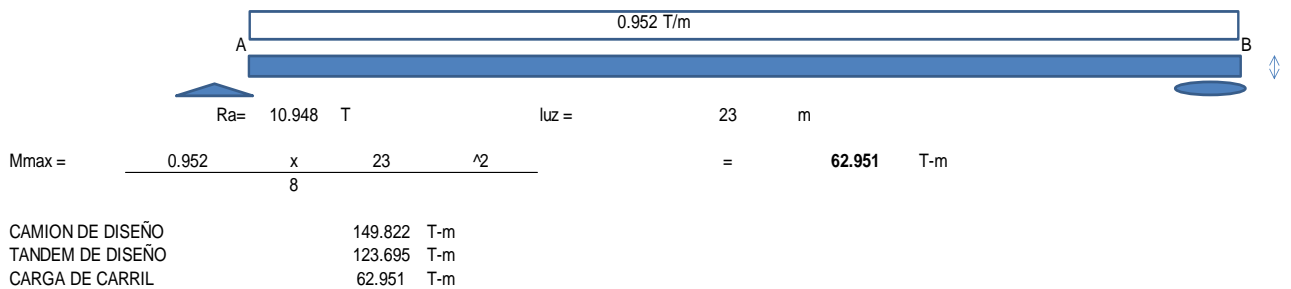
**Momento Maximo def = 123.695 T-m por tandem de diseño**

- Carga de carril de diseño:

**Figura 32.** Carga de carril HL-93.



Fuente: Rodríguez, A. (2020)



El camión o tándem del diseño y la carga de carril se combinan. En este escenario, se optó por una combinación crucial de camiones de diseño más carga de carril debido al aumento de la carga de camiones por carga dinámica del 33%.

$$M_{max}(ll+im) = 149.822 \times 1.33 + 62.951 = 262.21 \text{ T-m}$$

Se corroboran el resultado del momento máximo calculado manualmente con lo especificado en la tabla A2.1, con una luz de 23m, se obtiene  $M_{\max}(LL + IM) = 261.97 \text{ Tn} - m$ .

**Tabla 5. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por sobrecarga HL-93.**

MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m)					REACCIÓN POR CARGA HL-93 (T)				MOMENTO FATIGA (T-m)			
LUZ (m)	X (m)	M por CAMIÓN ó (1)= TANDEM	M por S/C EQUIV	M <sub>(LL+IM)</sub> (IM=0.33)	LUZ (m)	R por CAMIÓN ó (1)= TANDEM	R por S/C EQUIV	V <sub>(LL+IM)</sub> (IM=0.33)	LUZ (m)	X (m)	M por camión de fatiga	M <sub>(LL+IM)</sub> (IM=0.15)
1	0.50	3.63	0.12	<b>4.95</b>	1	14.52	0.48	<b>19.79</b>	1	0.50	3.63	<b>4.17</b>
2	1.00	7.26	0.48	<b>10.13</b>	2	15.88 <sup>(1)</sup>	0.95	<b>22.07</b>	2	1.00	7.26	<b>8.35</b>
3	1.50	10.89	1.07	<b>15.55</b>	3	18.14 <sup>(1)</sup>	1.43	<b>25.56</b>	3	1.50	10.89	<b>12.52</b>
4	1.70	16.39 <sup>(1)</sup>	1.86	<b>23.65</b>	4	19.28 <sup>(1)</sup>	1.90	<b>27.54</b>	4	2.00	14.52	<b>16.70</b>
5	2.20	21.95 <sup>(1)</sup>	2.93	<b>32.13</b>	5	19.96 <sup>(1)</sup>	2.38	<b>28.92</b>	5	2.50	18.15	<b>20.87</b>
6	2.70	27.56 <sup>(1)</sup>	4.24	<b>40.89</b>	6	20.41 <sup>(1)</sup>	2.86	<b>30.00</b>	6	3.00	21.78	<b>25.05</b>
7	3.20	33.18 <sup>(1)</sup>	5.79	<b>49.91</b>	7	20.74 <sup>(1)</sup>	3.33	<b>30.91</b>	7	3.50	25.41	<b>29.22</b>
8	3.70	38.81 <sup>(1)</sup>	7.57	<b>59.19</b>	8	21.29	3.81	<b>32.12</b>	8	4.00	29.04	<b>33.40</b>
9	4.20	44.45 <sup>(1)</sup>	9.60	<b>68.72</b>	9	22.34	4.28	<b>33.99</b>	9	4.07	33.46	<b>38.47</b>
10	4.70	50.10 <sup>(1)</sup>	11.86	<b>78.49</b>	10	23.37	4.76	<b>35.84</b>	10	4.57	37.96	<b>43.65</b>
11	5.20	55.75 <sup>(1)</sup>	14.36	<b>88.51</b>	11	24.22	5.24	<b>37.44</b>	11	5.07	42.46	<b>48.83</b>
12	5.70	61.41 <sup>(1)</sup>	17.09	<b>98.76</b>	12	24.92	5.71	<b>38.86</b>	12	5.57	46.98	<b>54.02</b>
13	5.79	68.70	19.87	<b>111.24</b>	13	25.52	6.19	<b>40.12</b>	13	6.07	51.49	<b>59.22</b>
14	6.29	76.78	23.08	<b>125.19</b>	14	26.03	6.66	<b>41.28</b>	14	6.57	56.01	<b>64.41</b>
15	6.79	84.86	26.53	<b>139.40</b>	15	26.47	7.14	<b>42.35</b>	15	7.07	60.53	<b>69.61</b>
16	7.29	92.96	30.22	<b>153.86</b>	16	26.86	7.62	<b>43.34</b>	16	7.57	65.06	<b>74.82</b>
17	7.79	101.07	34.15	<b>168.57</b>	17	27.20	8.09	<b>44.27</b>	17	6.71	70.93	<b>81.56</b>
18	8.29	109.18	38.31	<b>183.53</b>	18	27.50	8.57	<b>45.15</b>	18	7.21	78.75	<b>90.56</b>
19	8.79	117.30	42.72	<b>198.73</b>	19	27.78	9.04	<b>45.99</b>	19	7.71	86.61	<b>99.60</b>
20	9.29	125.43	47.36	<b>214.18</b>	20	28.02	9.52	<b>46.79</b>	20	8.21	94.50	<b>108.68</b>
21	9.79	133.55	52.24	<b>229.87</b>	21	28.24	10.00	<b>47.56</b>	21	8.71	102.42	<b>117.78</b>
22	10.29	141.69	57.35	<b>245.80</b>	22	28.44	10.47	<b>48.30</b>	22	9.21	110.36	<b>126.91</b>
23	10.79	149.82	62.71	<b>261.97</b>	23	28.63	10.95	<b>49.02</b>	23	9.71	118.32	<b>136.06</b>
24	11.29	157.96	68.30	<b>278.39</b>	24	28.79	11.42	<b>49.72</b>	24	10.21	126.29	<b>145.24</b>
25	11.79	166.10	74.13	<b>295.04</b>	25	28.95	11.90	<b>50.40</b>	25	10.71	134.29	<b>154.43</b>
26	12.29	174.24	80.20	<b>311.94</b>	26	29.09	12.38	<b>51.07</b>	26	11.21	142.29	<b>163.64</b>
27	12.79	182.38	86.51	<b>329.08</b>	27	29.23	12.85	<b>51.72</b>	27	11.71	150.31	<b>172.86</b>
28	13.29	190.53	93.05	<b>346.46</b>	28	29.35	13.33	<b>52.36</b>	28	12.21	158.34	<b>182.09</b>
29	13.79	198.68	99.84	<b>364.08</b>	29	29.46	13.80	<b>52.99</b>	29	12.71	166.38	<b>191.33</b>
30	14.29	206.83	106.86	<b>381.94</b>	30	29.57	14.28	<b>53.61</b>	30	13.21	174.42	<b>200.59</b>
31	14.79	214.98	114.12	<b>400.03</b>	31	29.67	14.76	<b>54.22</b>	31	13.71	182.48	<b>209.85</b>
32	15.29	223.13	121.61	<b>418.37</b>	32	29.76	15.23	<b>54.82</b>	32	14.21	190.54	<b>219.12</b>
33	15.79	231.28	129.35	<b>436.95</b>	33	29.85	15.71	<b>55.41</b>	33	14.71	198.61	<b>228.40</b>
34	16.29	239.43	137.32	<b>455.77</b>	34	29.93	16.18	<b>56.00</b>	34	15.21	206.68	<b>237.68</b>
35	16.79	247.58	145.53	<b>474.82</b>	35	30.01	16.66	<b>56.58</b>	35	15.71	214.76	<b>246.97</b>
36	17.29	255.74	153.98	<b>494.12</b>	36	30.09	17.14	<b>57.15</b>	36	16.21	222.84	<b>256.27</b>
37	17.79	263.89	162.67	<b>513.65</b>	37	30.16	17.61	<b>57.72</b>	37	16.71	230.93	<b>265.57</b>
38	18.29	272.05	171.59	<b>533.42</b>	38	30.22	18.09	<b>58.28</b>	38	17.21	239.02	<b>274.88</b>
39	18.79	280.21	180.76	<b>553.43</b>	39	30.29	18.56	<b>58.84</b>	39	17.71	247.12	<b>284.19</b>
40	19.29	288.36	190.16	<b>573.68</b>	40	30.34	19.04	<b>59.40</b>	40	18.21	255.22	<b>293.50</b>
41	19.79	296.52	199.80	<b>594.17</b>	41	30.40	19.52	<b>59.95</b>	41	18.71	263.33	<b>302.82</b>
42	20.29	304.68	209.67	<b>614.90</b>	42	30.46	19.99	<b>60.50</b>	42	19.21	271.43	<b>312.15</b>
43	20.79	312.84	219.79	<b>635.86</b>	43	30.51	20.47	<b>61.04</b>	43	19.71	279.54	<b>321.47</b>
44	21.29	320.99	230.14	<b>657.07</b>	44	30.56	20.94	<b>61.58</b>	44	20.21	287.65	<b>330.80</b>
45	21.79	329.15	240.73	<b>678.51</b>	45	30.60	21.42	<b>62.12</b>	45	20.71	295.77	<b>340.13</b>
46	22.29	337.31	251.56	<b>700.19</b>	46	30.65	21.90	<b>62.66</b>	46	21.21	303.88	<b>349.47</b>
47	22.79	345.47	262.63	<b>722.11</b>	47	30.69	22.37	<b>63.19</b>	47	21.71	312.00	<b>358.80</b>
48	23.29	353.63	273.93	<b>744.27</b>	48	30.73	22.85	<b>63.72</b>	48	22.21	320.12	<b>368.14</b>
49	23.79	361.79	285.48	<b>766.66</b>	49	30.77	23.32	<b>64.25</b>	49	22.71	328.25	<b>377.48</b>
50	24.29	369.95	297.26	<b>789.30</b>	50	30.81	23.80	<b>64.78</b>	50	23.21	336.37	<b>386.83</b>

Fuente: Rodríguez, A. (2020).

Trabajamos con el cálculo manual, así mismo es multiplicado por un factor de distribución crítico [g] en cual nos dice que, si la superestructura cuenta con más de 2 vigas está deberá ser calculada, sino  $g = 0.86$ .

$$M_{(LL+IM)} = 0.86 * 262.214 = 225.504 \text{ Tn} - m.$$

### c.3) Cálculo del acero principal

Estado Límite de Resistencia I, con  $n = 1$ :

$$M_U = n [ 1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL + IM)} ]$$

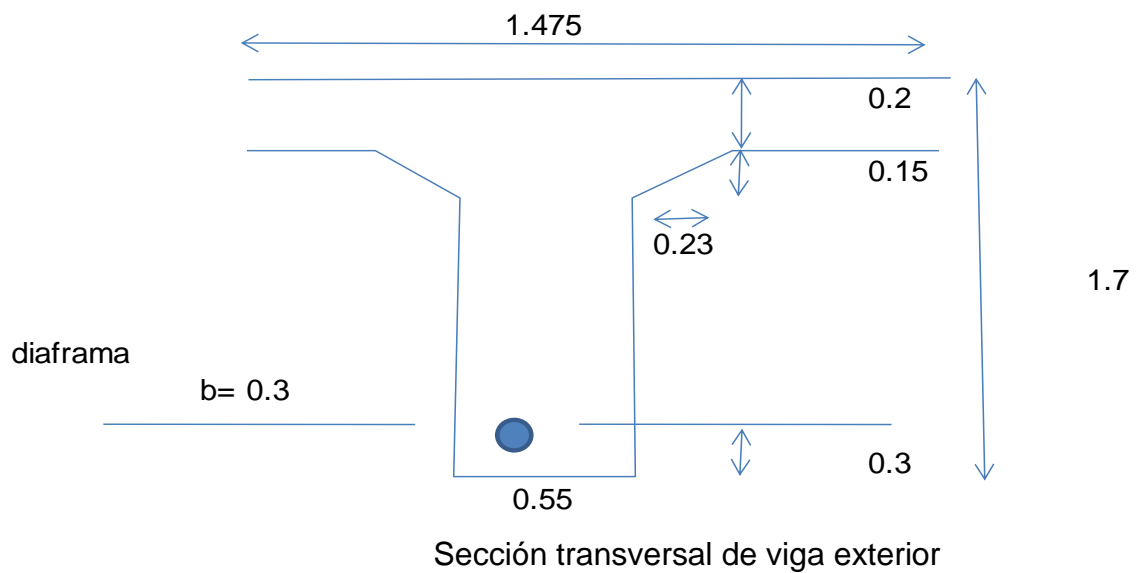
$$M_U = [1.25 (289.712) + 1.50 (13.018) + 1.75 (225.50)]$$

$$M_U = 776.30 \text{ Tn} - \text{m}$$

Ancho efectivo de la viga T, es el menor valor de:

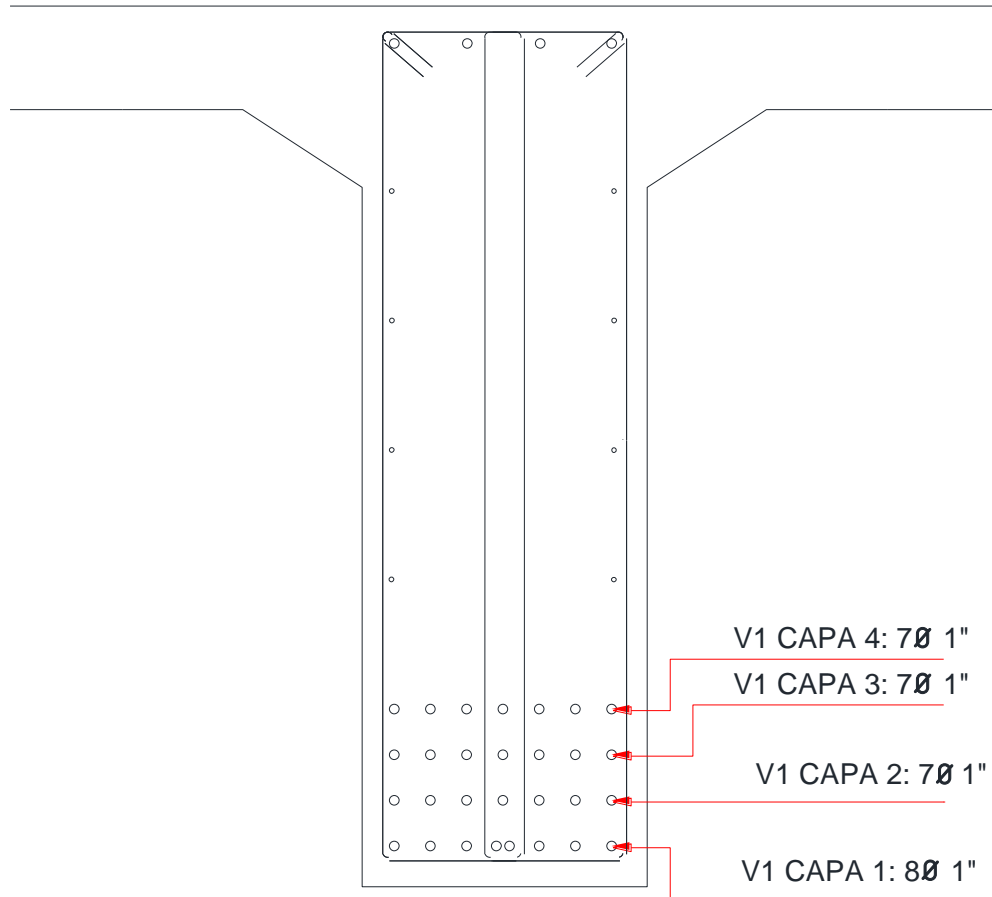
- $L/8 = 28/8 = 2.875 \text{ m}$
- $6 t_{losa} + 0.5 t_{viga} = 1.475 \text{ m}$
- $S = 2.975 \text{ m}$

Entonces  $b = 1.475 \text{ m}$



Utilizando  $A_s = 29 \text{ } \varnothing 1''$ , estribos  $\varnothing 1/2''$  y recubrimiento  $[r] = 5 \text{ cm}$

**Figura 33.** Disposición de armadura principal de vigas exteriores.



Fuente: Elaboración propia.

$$z = \frac{2475.336}{147.9} = 16.737 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm} - 16.737 \text{ cm} = 153.263 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 153.263 \text{ cm}$$

$$b = 1.475 \text{ m}$$

$$M_u = 776.30 \text{ T} - \text{m}$$

$$\beta_1 = 0.80$$

$$MR = A_s 0.9 F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 814.793 \text{ Tn} - m > 776.30 \text{ Tn} - m \text{ OK!}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{\beta_1 f'c b} = 15.041 \text{ cm}$$

$$A_s = 29 * 5.1 = 147.90 \text{ cm}^2$$

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con  $c/d \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.041}{0.80} = 18.801 \text{ cm}$$

$$d = 153.263 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.123 \leq 0.42 \quad \text{OK!}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$i. \quad M_{cr} = 1.1 (f_r S) = 1.1 * 37.604 * 710458.333 = 293.874 \text{ Tn} - m$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'c} = 2.01 \sqrt{350} = 37.604 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2 / 6 = 148 * 170^2 / 6 = 710458.333 \text{ cm}^3$$

$$ii. \quad 1.33 M_u = 1.33 * 776.30 = 1032.48 \text{ Tn} - m$$

Elegimos el menor valor siendo  $293.874 \text{ Tn} - \text{m}$  y la cantidad de acero calculada  $147.90 \text{ cm}^2$  resiste:

$$M_u = 776.30 \text{ Tn} - \text{m} > 293.874 \text{ Tn} - \text{m} \quad \text{OK!}$$

**USAR 29 Ø 1"**

- Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{S_{temp}} = \frac{0.18 b h}{2(b + h)}$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{0.18 * 55 * 170}{2(55 + 170)}$$

$$A_{S_{temp}} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en cada cara})$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{S_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Se usará } A_{S_{temp}} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de  $1.70\text{m} - 0.20\text{m} - 0.20\text{m} = 1.30 \text{ m}$  se tiene:

$$A_{S_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.30 \text{ m} = 4.86 \text{ cm}^2$$

Usando acero de Ø 1/2" ( $1.29 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Entonces tendremos: } \frac{4.86}{1.29} \approx 4 \text{ Ø}1/2" \text{ en cada cara @ } 0.26 \text{ m}$$

Cumpliendo las condiciones:

$$S_{m\acute{a}x} = 3 t = 3 * 55 = 165 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm}$$

- Armadura Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo de acero

$$F_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 Fy$$

$$\text{Recubrimiento + estribo} = 5 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm} = 6.27 \text{ cm}$$

$$\text{Diferencia con } z = 10.467 \text{ cm}$$

$$d_c = 5 + 10.467 = 15.467 \text{ cm}$$

$$b_w = \text{ancho del alma} = 55 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 29$$

$$A = \frac{(2d_c)b_w}{n_v}$$

$$A = \frac{(2 * 15.467) * 55}{29} = 58.666 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm (condición de exposición moderada.)}$$

$$Z = 30000 * 1.0197 = 30591 \text{ kg/cm}$$

Reemplazando tenemos:

$$F_{sa} = \frac{30591}{(15.467 * 58.666)^{1/3}} \leq 0.6 Fy$$

$$F_{sa} = 3159.85 \text{ kg/cm}^2 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$F_s = \frac{M_s c}{I} n$$



Para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con  $n = 1$ :

$$M_s = n [1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{LL+IM}]$$

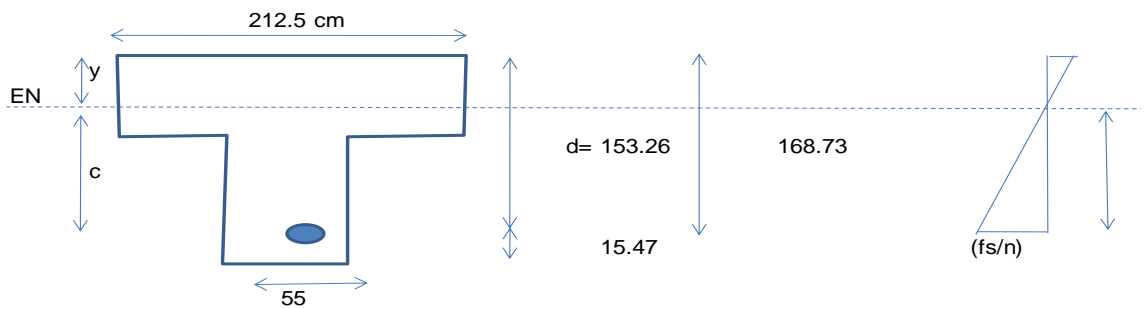
$$M_s = [1.0 (289.712) + 1.0 (13.018) + 1.0 (225.50)]$$

$$M_s = 528.23 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} = 2039400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15344 \sqrt{f'_c} = 15344 \sqrt{350} = 287059.955 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7$$



Área de acero transformado:

$$A_{st} = \text{relación modular} * \text{área de acero}$$

$$A_{st} = n * A_s = 7 * 147.9 = 1035.3 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar "y":

$$212.5 y (y/2) = 1035.3 (153.263 - y)$$

$$y = 34.078 \text{ cm}$$

$$c = 168.73 - 15.47 - 34.078 = 119.19 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de la sección transformada:

$$I = A_{st} c^2 + \frac{by^3}{3} = 17509851.64 \text{ cm}^4$$

Reemplazando:

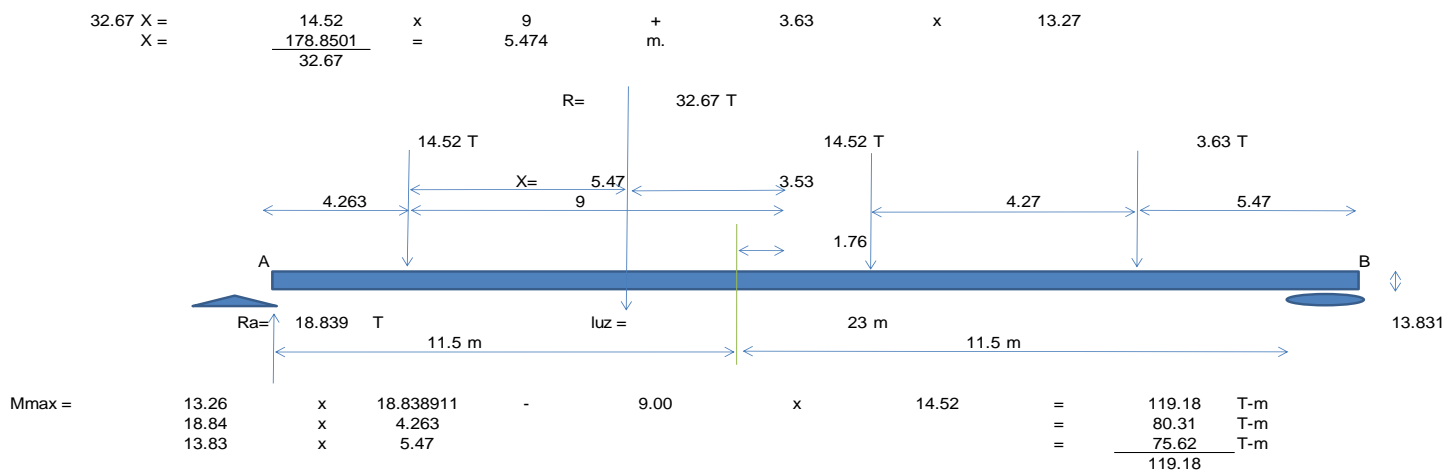
$$F_s = \frac{M_s c}{I} n = \frac{528.234 * 10^5 * 119.19 * 7}{17509851.64}$$

$$F_s = 2519.888 \text{ kg/cm}^2 < F_{sa} = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- Verificación por Fatiga

Carga de Fatiga:

Se calcula con un camión de diseño, con una separación constante de 9.00 m entre los ejes de 14.52 T.



**Momento Maximo def [MLL]= 119.18 T-m por fatiga**

Considerando la distribución "q" de sobrecarga para un solo carril cargado (eliminando el factor de presencia múltiple 1.2) y IM = 1.5

$$M_{LL+IM} = 1.15 * 119.18 = 137.053$$

$$g_{fat} = \frac{0.73}{1.2} = 0.609$$

$$M_{LL+IM} = 0.609 * 137.053 = 83.423 \text{ T - m}$$

Para el Diseño por Fatiga I,  $n = n_D n_R n_I = 1$  :

$$M_{fat} = n (1.75 M_{LL+IM})$$

$$M_{fat} = 1.0 (1.75 * 83.423)$$

$$M_{fat} = 145.99 \text{ T - m}$$

Sección fisurada:

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I, da por resultado una tensión de tracción mayor que  $M_{fat} = 0.80\sqrt{f'c}$ .

Esfuerzo de tracción por Fatiga mínimo

$$f_{tracc} = 0.80\sqrt{f'} \text{ kg/cm}^2 = 0.80\sqrt{350} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tracc} = 14.97 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I.

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

$$M'_{fat} = 289.712 + 13.018 + 145.99$$

$$M'_{fat} = 448.72 \text{ T - m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} = \frac{448.72 * 10^5 kg/cm}{710458.333 cm^3} = 63.16 kg/cm^2$$

como  $f_{fat} = 63.16 kg/cm^2 > f_{tracc} = 14.97 kg/cm^2$ , se usará sección agrietada.

Verificación de esfuerzos:

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva

$$A_s = 29 \varnothing 1" = 147.9 cm^2$$

$$jd = d - y/3 = 153.99 - 34.078/3 = 141.904 cm$$

$$f_u = \frac{M_{fat}}{A_s(jd)} = \frac{145.99 * 10^5 kg/cm}{147.90 * 141.90} = 695.606 kg/cm^2$$

Esfuerzo en el refuerzo por carga permanente

$$f_{DC+DW} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s(jd)} = \frac{(289.712 + 13.018) * 10^5}{147.9 * 141.904} = 1442.425 kg/cm^2$$

Rango máximo de esfuerzo

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínima combinada con el esfuerzo por carga permanente

$$f_{min} = 0 + 1442.425 = 1442.425 kg/cm^2$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máxima combinado con el esfuerzo por cargas permanentes

$$f_{máx} = 695.606 + 1442.425 = 2138.031 kg/cm^2$$

El rango máximo de esfuerzos es

$$f = f_{\text{máx}} - f_{\text{min}} = 695.606 \text{ kg/cm}^2$$

El rango limite es

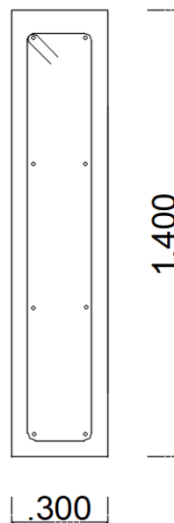
$$f_{\text{limite}} = 1828 - 0.367f_{\text{min}}$$

$$f_{\text{limite}} = 1828 - 0.367(1442.425) = 1298.630 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{limite}} = 1298.630 \text{ kg/cm}^2 > 695.61 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

d) Diseño de vigas diafragma.

**Figura 34.** Sección transversal de viga diafragma.



Fuente: Elaboración propia.

d.1) Predimensionamiento:

$$\text{Espesor de losa} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Luz entre ejes} = 23 \text{ m}$$

$$h_{\text{máx}} Vp = 0.070L = 1.70 \text{ m}$$

$$h_{\text{asumido}} Vd = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de viga} = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Base de viga} = 0.30 \text{ m}$$

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

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\text{Número de vigas diafragma} = 5 \text{ und}$$

$$\text{Long de las vigas diafragma } [Lvd] = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Separación de las vigas diafragma } [Svd] = 5.75 \text{ m}$$

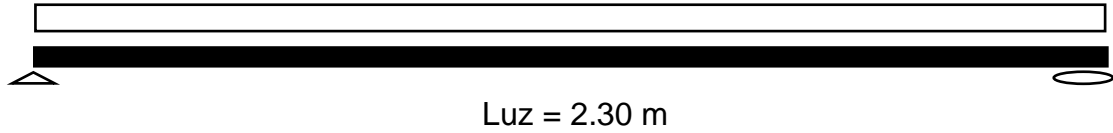
d.2) Cálculo de acero principal negativo:

Carga muerta [DC]:

								Peso	Brazo	Momento					
$P_{\text{losa}} =$	0.20	x	0.70	x	0.30	x	2400	=	100.8	x	0.625	=	63.00		
$P_{\text{barrera}} =$			1	x	0.30	x	486.9	=	146.07	x	0.842	=	122.951		
$P_{\text{cartela}} =$	1/2	x	0.23	x	0.15	x	0.30	x	2400	=	12.42	x	0.352	=	4.368
$P_{\text{vereda}} =$	0.20	x	1	x	0.30	x	2400	=	144.00	x	1.475	=	212.40		
$P_{\text{baranda}} =$	1	x	1	x	0.30	x	200	=	60.00	x	1.725	=	103.50		
								463.29 Kg/m		506.219 Kg-m					

Carga distribuida por peso propio del diafragma

$$W_{pp} = 0.30 * 1.40 * 2400 = 1008 \text{ Kg} - \text{ m}$$



$$M_{distr} = \frac{1008 * 2.30^2}{8} = 666.54 \text{ Kg} - \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 1.173 \text{ T} - \text{ m}$$

Carga por superficie de rodadura [ DW ]:

Se despreciará por ser muy pequeña

Carga viva y efecto de carga dinámica [LL+IM]:

$$M_{LL+IM} = -1.772 + 1.20 + 1.33 = -2.83 \text{ Tm}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$  :

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

$$M_U = 1.25 (-1.173 \text{ Tm}) + 1.75 (-2.83 \text{ Tm}) = -6.414 \text{ T} - \text{ m}$$

Cálculo de acero negativo:

$$M_U = 6.414 \text{ T} - \text{ m}$$

Utilizando acero principal 2  $\emptyset$  5/8" ( $A_s = 4 \text{ cm}^2$ )

Estribos  $\emptyset$  3/8" = 0.95 cm; recubrimiento [ r ] = 5 cm

$$z = r + \emptyset A_s \text{ losa} + \emptyset \text{ est} + \emptyset / 2$$

$$z = 5 + 1.59 + 0.95 + 0.795$$

$$z = 8.34 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 8.34 = 131.67 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s 0.9 F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 19.730 \text{ Tn} - m$$

$$a = \frac{A_s F_y}{\beta_1 f'_c b} = 2.353 \text{ cm}$$

$$M_u = 19.730 \text{ Tn} - m > 6.41 \text{ Tn} - m \quad \mathbf{OK!}$$

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con  $c/d \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.353}{0.85} = 2.768 \text{ cm}$$

$$d = 131.67 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.021 \leq 0.42 \quad \mathbf{OK!}$$

As mínimo

La cantidad de acero debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ :

$$i. \quad M_{cr} = 1.1 (f_r S) = 1.1 * 33.634 * 98000 = 36.267 \text{ Tn} - m$$



Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01\sqrt{280} = 33.634 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2/6 = 30 * 140^2/6 = 98000 \text{ cm}^3$$

ii.  $1.33 M_u = 1.33 * 6.414 = 8.531 \text{ Tn} - m$

Elegimos el menor valor siendo  $8.531 \text{ Tn} - m$  y la cantidad de acero calculada  $4 \text{ cm}^2$  resiste:

$$M_u = 19.73 \text{ Tn} - m > 8.531 \text{ Tn} - m \quad \text{OK!}$$

**USAR 2 Ø 5/8"**

d.3) Cálculo de acero principal positivo:

Carga muerta [DC]:

$$M_U = 0.012 \text{ T} - m$$

Carga por superficie de rodadura [ DW ]:

Se despreciará por ser muy pequeña

Carga viva y efecto de carga dinámica [ LL+IM ]:

$$M_{LL+IM} = 2.523 + 1.20 + 1.33 = 4.027 \text{ Tm}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$  :

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

$$M_U = 1.25 (0.012) + 1.75 (4.027) = 7.061 \text{ Tn} - \text{m}$$

Cálculo de acero positivo:

Utilizando 2  $\emptyset$  5/8"; recubrimiento[r] = 5 cm; Capacidad = 19.730 Tn – m

Utilizaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo donde el momento actuante:

$$M_u = 19.73 \text{ Tn} - \text{m} > 7.061 \text{ Tn} - \text{m} \quad \text{OK!}$$

**USAR 2  $\emptyset$  5/8"**

d.4) Armadura de contracción y temperatura en caras laterales:

$$A_{S_{temp}} = \frac{0.18 b h}{2(b + h)}$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{0.18 * 30 * 140}{2(30 + 140)}$$

$$A_{S_{temp}} = 2.224 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en cada cara})$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{S_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Se usará } A_{S_{temp}} = 2.33 < \text{cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de  $1.40\text{m} - 0.20\text{m} = 1.20 \text{ m}$  se tiene:

$$A_{S_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.20 \text{ m} = 2.796 \text{ cm}^2$$

Usando acero de  $\emptyset$  1/2" ( $1.29 \text{ cm}^2$ )

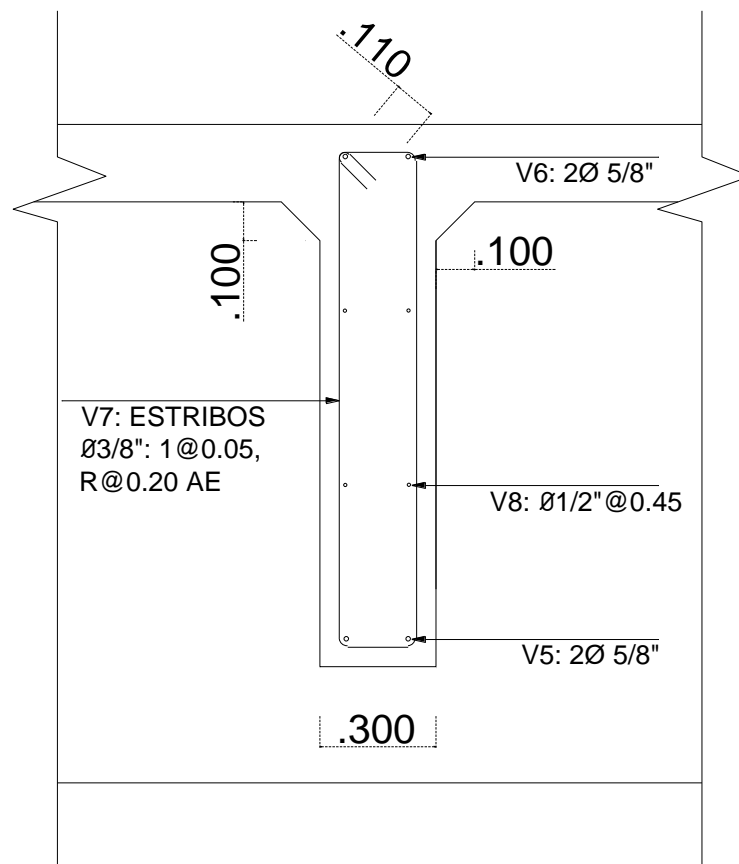
Entonces tendremos:  $\frac{2.796}{1.29} \approx 2 \text{ } \varnothing 1/2''$  en cada cara @ 0.43 m

Cumpliendo las condiciones:

$$S_{m\acute{a}x} = 3 t = 3 * 55 = 165 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm}$$

**Figura 35.** Armadura longitudinal y transversal de viga diagrama.



Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.2 Viga compuesta

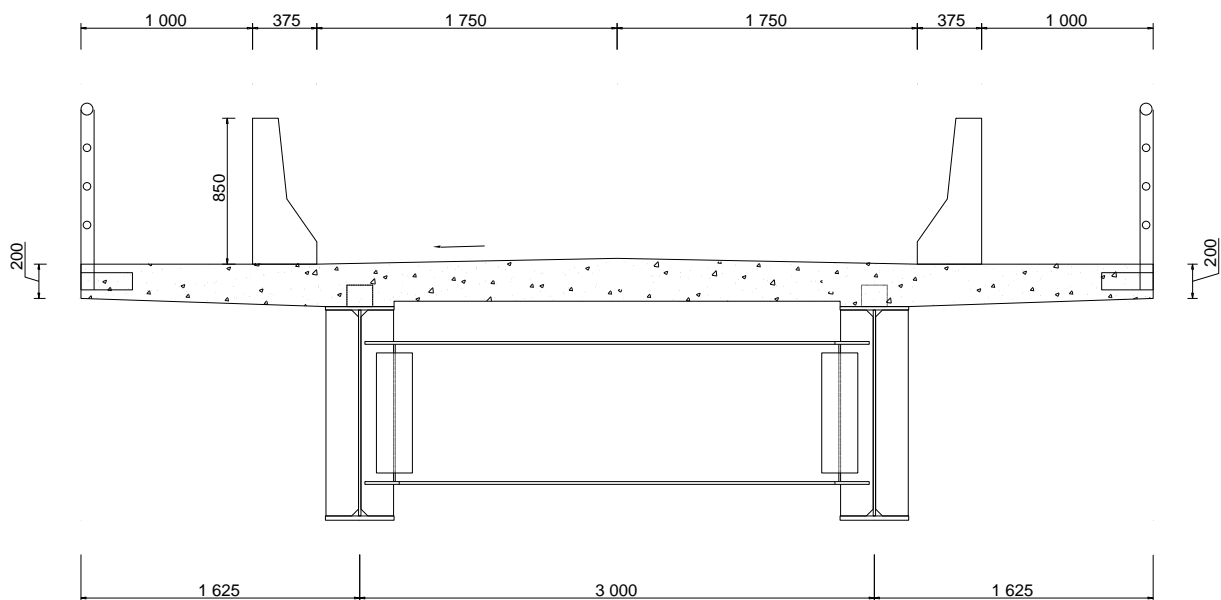
Los datos para el diseño de la superestructura de viga compuesta se describen a continuación, los cuales fueron recopilados teniendo en cuenta el Manual de Carreteras DG (MTC, 2018a) y el Manual de Puentes según (MTC, 2018b).

**Tabla 6.** *Datos generales de la superestructura de viga compuesta.*

Luz de calculo	23.00 m
Ancho de vía	3.50 m
Ancho de calzada	3.50 m
Ancho total	6.25 m
N° vigas principales	2
Separación entre vigas	3.00 m
Distancia del volado	1.625 m
Espesor de la losa	0.20 m
Altura de alma	1.20 m
Ancho de las vigas	0.40 m
N° vigas diafragma	5
Altura diafragma	0.80 m
Base diafragma	0.25 m
Ancho de vereda	1.00 m
Altura de baranda	0.90 m
Tipo de Barrera	New Jersey
Espesor de asfalto	0.05 m
Peso específico Concreto	2400 $kg/cm^2$
Peso específico Asfalto	2250 $kg/cm^2$
Esfuerzo de fluencia A36	2530 $kg/cm^2$

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 36.** Sección transversal del puente viga compuesta.



Fuente: Elaborado por autor.

a) Predimensionamiento de viga de acero.

$$\text{Altura Alma } [d] = L/20 = 23/20 * 1000 = 1150 \text{ mm}$$

$$\text{Adoptado } [d] = 1200 \text{ mm}$$

b) Espesor del alma sin rigidizadores longitudinales.

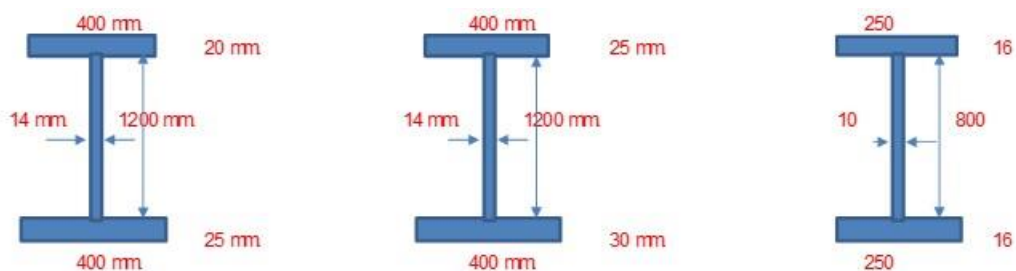
$$tw \geq d * \sqrt{fb}/6100 \geq d/150$$

$$tw \geq 0.91 \geq 0.80$$

$$\text{Adoptado } [tw] = 14 \text{ mm}$$

c) Dimensiones de la viga de acero.

	0.00*L	0.10*L	0.20*L	0.30*L	0.40*L	0.50*L	
	1	2	3	4	5	6	
<b>bf t =</b>	400	400	400	400	400	400	mm
<b>tf t =</b>	20	20	20	20	25	25	mm
<b>bf t/2 tf t ≤ 12</b>	10	10	10	10	10	10	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
<b>hw =</b>	1200	1200	1200	1200	1200	1200	mm
<b>tw =</b>	14	14	14	14	14	14	mm
<b>bf b =</b>	400	400	400	400	400	400	mm
<b>tf b =</b>	25	25	25	25	30	30	mm
<b>bf b/2 tf b ≤ 12</b>	8	8	8	8	6.667	6.667	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
<b>0.1 ≤ bf t/bf b ≤ 1</b>	1	1	1	1	1	1	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
<b>0.1 ≤ Iyc/Iyt ≤ 10</b>	0.512	0.512	0.512	0.512	0.579	0.579	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	



d) Cargas permanentes.

*Peso de vigas de acero*  $P = 0.3046 \text{ Tn/m}$

*Peso de vigas de acero Diaf*  $= 0.0401 \text{ Tn/m}$

*Peso de losa*  $= 1.500 \text{ Tn/m}$

-----

$$\text{Peso propio del puente}[DC1] = 1.8455 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Peso de Barreras} = 0.4869 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Cargas viva en veredas} = 0.51 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Peso de barandas} = 0.20 \text{ Tn/m}$$

---

$$\text{Peso cargas muertas [DC2]} = 1.1969 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Peso de asfalto [DW]} = 0.1969 \text{ Tn/m}$$

$$DC = [DC1] + [DC2] = 3.0424 \text{ Tn/m}$$

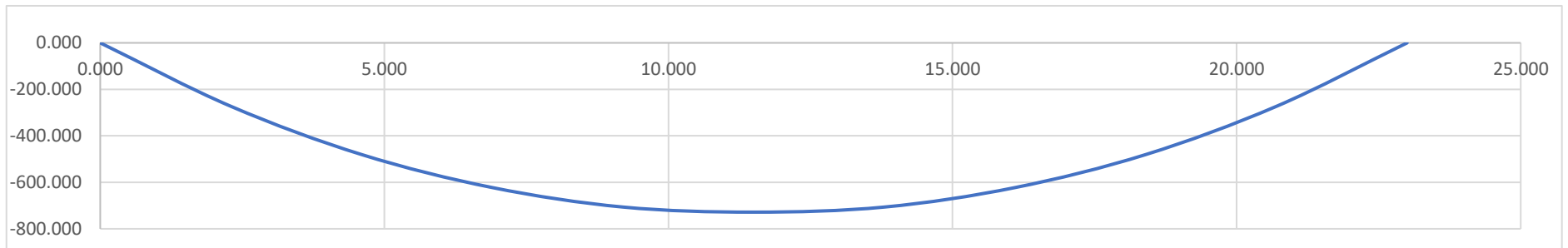
e) Peso de la estructura.

$$DC = 3.0424 * 23.80 = 72.4100 \text{ Tn}$$

$$DW = 0.1969 * 23.80 = 4.6856 \text{ Tn}$$

f) Cálculo de momentos.

	0.00 * L	0.10 * L	0.20 * L	0.30 * L	0.40 * L	0.50 * L	0.60 * L	0.70 * L	0.80 * L	0.90 * L	L		MAXIMOS
X	0.000	2.3	4.6	6.9	9.2	11.5	13.8	16.1	18.4	20.7	23		
M DC1	0.000	-43.933	-78.103	-102.510	-117.155	-122.036	-117.155	-102.510	-78.103	-43.933	0.000	T-m	-122.036
M DC2	0.000	-28.492	-50.653	-66.482	-75.979	-79.145	-75.979	-66.482	-50.653	-28.492	0.000	T-m	-79.145
<b>TOTAL DC</b>	<b>0.000</b>	<b>-72.425</b>	<b>-128.756</b>	<b>-168.992</b>	<b>-193.134</b>	<b>-201.181</b>	<b>-193.134</b>	<b>-168.992</b>	<b>-128.756</b>	<b>-72.425</b>	<b>0.000</b>		
M DW	0.000	-4.687	-8.332	-10.935	-12.498	-13.018	-12.498	-10.935	-8.332	-4.687	0.000	T-m	-13.018
<b>TOTAL DW</b>	<b>0.000</b>	<b>-4.687</b>	<b>-8.332</b>	<b>-10.935</b>	<b>-12.498</b>	<b>-13.018</b>	<b>-12.498</b>	<b>-10.935</b>	<b>-8.332</b>	<b>-4.687</b>	<b>0.000</b>		
M CD1	0.000	-7.514	-17.192	-44.264	-68.738	-94.852	-105.938	-101.996	-83.025	-49.027	0.000	T-m	-106.362
M CD2	0.000	-36.020	-67.525	-109.746	-136.938	-149.102	-146.238	-128.346	-95.425	-53.913	0.000	T-m	-149.822
M CD3	0.000	-58.327	-101.625	-129.896	-143.138	-141.352	-124.538	-96.863	-57.267	-30.056	0.000	T-m	-144.230
<b>M CD</b>	<b>0.000</b>	<b>-58.327</b>	<b>-101.625</b>	<b>-129.896</b>	<b>-143.138</b>	<b>-149.102</b>	<b>-146.238</b>	<b>-128.346</b>	<b>-95.425</b>	<b>-53.913</b>	<b>0.000</b>		<b>-149.822</b>
M TD4	0.000	-34.700	-72.576	-100.019	-117.029	-123.606	-119.750	-105.462	-80.741	-45.587	0.000	T-m	-123.695
M TD5	0.000	-45.587	-80.741	-105.462	-119.750	-123.606	-117.029	-100.019	-72.576	-34.700	0.000	T-m	-123.695
<b>MTD</b>	<b>0.000</b>	<b>-45.587</b>	<b>-80.741</b>	<b>-105.462</b>	<b>-119.750</b>	<b>-123.606</b>	<b>-119.750</b>	<b>-105.462</b>	<b>-80.741</b>	<b>-45.587</b>	<b>0.000</b>		<b>-123.695</b>
M CC	0.000	-22.662	-40.289	-52.879	-60.433	-62.951	-60.433	-52.879	-40.289	-22.662	0.000	T-m	-62.951
<b>TOTA LL+IM * Coef de distribucion</b>	<b>0.000</b>	<b>-84.199</b>	<b>-147.378</b>	<b>-189.538</b>	<b>-210.678</b>	<b>-219.456</b>	<b>-214.141</b>	<b>-187.806</b>	<b>-140.452</b>	<b>-79.268</b>	<b>0.000</b>		<b>-220.260</b>
1.25 M DC	0.000	-90.532	-160.945	-211.240	-241.417	-251.476	-241.417	-211.240	-160.945	-90.532	0.000		-251.476
1.50 M DW	0.000	-7.030	-12.498	-16.403	-18.746	-19.528	-18.746	-16.403	-12.498	-7.030	0.000		-19.528
1.75 M ll+im	0.000	-175.415	-307.038	-394.871	-438.912	-457.200	-446.127	-391.263	-292.608	-165.141	0.000		-458.874
MOM DIS	0.000	-272.976	-480.481	-622.514	-699.076	-728.204	-706.291	-618.906	-466.050	-262.702	0.000		<b>-729.878</b>
MOM DIS DEF	0.000	-272.976	-480.481	-622.514	-706.291	-728.204	-706.291	-622.514	-480.481	-272.976	0.000		<b>-729.878</b>





g) Ancho efectivo de Losa.

ts =	200	200	200	200	200	200	mm
<b>Lefec/4 ó Lefec</b> <b>/12 + bps/2 =</b>	2116.6667	2116.6667	2116.6667	2116.6667	2116.6667	2116.6667	mm
<b>12ts + bf/2 ó 6ts</b> <b>+ bf/2 =</b>	1400	1400	1400	1400	1400	1400	mm
<b>S ó S/2 =</b>	1700	1700	1700	1700	1700	1700	mm
<b>befec =</b>	<b>1400</b>	<b>1400</b>	<b>1400</b>	<b>1400</b>	<b>1400</b>	<b>1400</b>	<b>mm</b>

h) Propiedades de la Viga de acero.

Estado 1: Viga de acero

MOMENTO PESO LOSA + MOMENTO PESO VIGA MET =	0.00 * L	0.10 * L	0.20 * L	0.30 * L	0.40 * L	0.50 * L	
	0.000	-54.916	-97.629	-128.138	-146.443	-152.545	MAX -152.545 T-m
	1	2	3	4	5	6	
e losa =	200	200	200	200	200	200	mm
B losa =	0	0	0	0	0	0	mm
Ht =	1245	1245	1245	1245	1245	1245	mm
A =	34800	34800	34800	34800	34800	34800	mm <sup>2</sup>
Yb =	589	589	589	589	589	589	mm
Yt =	656	656	656	656	657	657	mm
Ixx =	8700609052	8700609052	8700609052	8700609052	1067089905	1067089905	mm <sup>4</sup>
Sxb =	14766213	14766213	14766213	14766213	17178968	17178968	Mm <sup>3</sup>
Sxt =	13267657	13267657	13267657	13267657	15619019	15619019	mm <sup>3</sup>

## ESFUERZOS EN LA VIGA (ESTADO 1)

### ESUERZOS A COMPRESIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR

fs = Md1/Sc =	0	413.911	735.841	965.792	937.596	976.663	Kg/cm2
2141.412	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

### ESUERZOS A TENSIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR

fs = Md1/St =	0	371.905	661.164	867.778	852.457	887.976	Kg/cm2
2141.412	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

## CALCULO DE LOS ESFUERZOS RESISTENTES DE COMPRESIÓN Y TRACCIÓN

### COMPRESIÓN EN LA FIBRA SUPERIOR (fc)

Estado 2: Viga de acero + losa de concreto/3n

MOMENTO

PESO LOSA +

MOMENTO

PESO VIGA

MET +

ASFALTO =

0.000	-97.561	-173.443	-227.643	-260.164	-271.004	MAX -271.004	T-m
-------	---------	----------	----------	----------	----------	-----------------	-----

	0.00 * L	0.10 * L	0.20 * L	0.30 * L	0.40 * L	0.50 * L	
	1	2	3	4	5	6	
e losa =	200	200	200	200	200	200	mm
B losa =	58.333	58.333	58.333	58.333	58.333	58.333	mm
Ht =	1470	1470	1470	1470	1480	1480	mm
A =	46466.667	46466.667	46466.667	46466.667	50466.667	50466.667	mm2
Yb =	778.981	778.981	778.981	778.981	772.734	772.734	mm
Yt =	666.019	666.019	666.019	666.019	682.266	682.266	mm
Ixx =	13691413451	13691413451	13691413451	13691413451	15411810975	15411810975	mm4
Sxb =	17576048	17576048	17576048	17576048	19944511	19944511	Mm3
Sxt =	20557102	20557102	20557102	20557102	22589169	22589169	mm3
Sx I-v=	29379540	29379540	29379540	29379540	31957107	31957107	mm3

ESFUERZOS EN LA VIGA (ESTADO 3)

ESFUERZOS A COMPRESION EN LA FIBRA SUPERIOR

fc = Md1 / Sc =		0	412.0110741	726.5668858	943.6674353	996.0553257	1037.557631 Kg/cm2
	2141.412	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		0	-412.0110741	-726.5668858	-943.6674353	-996.0553257	-1037.557631 Kg/cm2

ESFUERZOS A COMPRESION EN LA FIBRA SUPERIOR DEL ACERO INFERIOR DEL CONCRETO

fc = Md1 / Sc I-v=		0	239.1895064	421.8021935	547.8380613	596.1702011	621.0106261 Kg/cm2
	2141.412	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		0	-239.1895064	-421.8021935	-547.8380613	-596.1702011	-621.0106261 Kg/cm2

ESFUERZOS A TENSION EN LA FIBRA INFERIOR

fc = Md1 / St =		0	836.6247525	1475.358016	1916.199792	1913.108956	1992.821829 Kg/cm2
	2141.412	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		0	-836.6247525	-1475.358016	-1916.199792	-1913.108956	-1992.821829 Kg/cm2

ESFUERZOS REALES EN EL CONCRETO

FIBRA SUP LOSA		0	51.50138426	90.82086073	117.9584294	124.5069157	125.6947039 Kg/cm2
FIBRA INF LOSA		0	29.8986883	52.72527419	68.47975766	74.52127513	77.62632827 Kg/cm2
	126	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	126	OK	OK	OK	OK	OK	OK

CORTANTE MAXIMO POR CARGA VIVA

CORT DC1	21.22367	16.978936	12.734202	8.489468	4.244734	0
CORT DC2	13.76435	11.01148	8.25861	5.50574	2.75287	0
CORT DW	2.2640625	1.81125	1.3584375	0.905625	0.4528125	0
COR MAX CD	28.62649565	25.35949565	22.09249565	18.82549565	15.55849565	12.29149565
COR MAX TD	22.08834783	19.82034783	17.55234783	15.28434783	13.01634783	10.74834783
COR MAX CC	10.948	8.7584	6.5688	4.3792	2.1896	0

CORTANTE MAX LL+IM **49.02123922 42.48652922 35.95181922 29.41710922 22.88239922 16.34768922**

AFECTADO POR COEF DE DISTR  
**41.17784094 35.68868454 30.19952814 24.71037174 19.22121534 13.73205894**

CORTANTE ACTUANTE =  
**78.42992344 65.49035054 52.55077764 39.61120474 26.67163184 13.73205894**

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE =  $V_n = 0.58 * f_{yw} * A_w * C$   
 $C = (1.12 / (d / t_w)) * (5 * E / f_{yw})^{0.5}$   
 C = **0.59029183 0.59029183**

CORTANTE MAXIMO RESISTENTE = **287396.229 Kg.**  
**287.40 T.**

**V actuante < .85 V resistente**  
**78.430 < 244.29 ok**

• **CÁLCULO DE LA VIGA COMPUESTA – 1º MÉTODO**

CALCULO DEL Mp	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	MAX	
Ps = .85 fc S ts =	666400	666400	666400	666400	666400	666400	666400	Kg
Pas = Fy * As =								Kg
Pc = Fy bft tft =	285521.6	285521.6	285521.6	285521.6	356902	356902	356902	Kg
Pw = Fy dalma tw =	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	Kg
Pt = fy bfb tfb =	356902	356902	356902	356902	428282.4	428282.4	428282.4	Kg
yn = ((Pw+Pt)-Ps-Pc)/(2 fy tw) =	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	cm
<b>1ER CASO</b>								
Pw +Pt =	956497.36	956497.36	956497.36	956497.36	1027877.76	1027877.76	1027877.76	Kg
Ps + Pc +Pas=	951921.6	951921.6	951921.6	951921.6	1023302	1023302	1023302	Kg
<b>2DO CASO</b>								
Pt + Pw + Pc =	1242018.96	1242018.96	1242018.96	1242018.96	1384779.76	1384779.76	1384779.76	Kg
Ps + Pas=	666400	666400	666400	666400	666400	666400	666400	Kg
<b>3ER CASO</b>								
Pt + Pw + Pc =	1242018.96	1242018.96	1242018.96	1242018.96	1384779.76	1384779.76	1384779.76	Kg
Ps (d sup/t) + Pas=	533120	533120	533120	533120	533120	533120	533120	Kg
Mps = Ps(ts/2 + tft + yn) =	8352790.167	8352790.167	8352790.167	8352790.167	8685990.167	8685990.167	8685990.167	Kg-cm
Mpc = Pc(tft/2+yn) =	438046.9333	438046.9333	438046.9333	438046.9333	636784.1667	636784.1667	636784.1667	Kg-cm
Mpwc = fy tw yn^2 /2 =	712.9401119	712.9401119	712.9401119	712.9401119	712.9401119	712.9401119	712.9401119	Kg-cm
Mpwt = fy tw/2*(dalma - yn)^2 =	35656131.34	35656131.34	35656131.34	35656131.34	35656131.34	35656131.34	35656131.34	Kg-cm
Mpt = fy bf tfb(dalma - yn +tfb/2)=	43083710.83	43083710.83	43083710.83	43083710.83	51807523.6	51807523.6	51807523.6	Kg-cm
Mp = Mps + Mpc + Mpwc + M pwt + Mpt =	87531392.21	87531392.21	87531392.21	87531392.21	96787142.21	96787142.21	96787142.21	Kg-cm

CALCULO DEL Mn

$dp = ts + 25 \text{ mm} + tft + yn =$	25.03419893	25.03419893	25.03419893	25.03419893	25.53419893	25.53419893
$dt = h - dp =$	121.9658011	121.9658011	121.9658011	121.9658011	122.4658011	122.4658011
$Mn = Mp (1.07 - 0.7 dp/dt) =$	81082156.06	81082156.06	81082156.06	81082156.06	89436114.83	89436114.83
	810.8215606	810.8215606	810.8215606	810.8215606	894.3611483	894.3611483
Mom resistente = 0.85 Mn =	68919832.65	68919832.65	68919832.65	68919832.65	76020697.61	76020697.61
	-689.1983265	-689.1983265	-689.1983265	-689.1983265	-760.2069761	-760.2069761 t-m

Alma

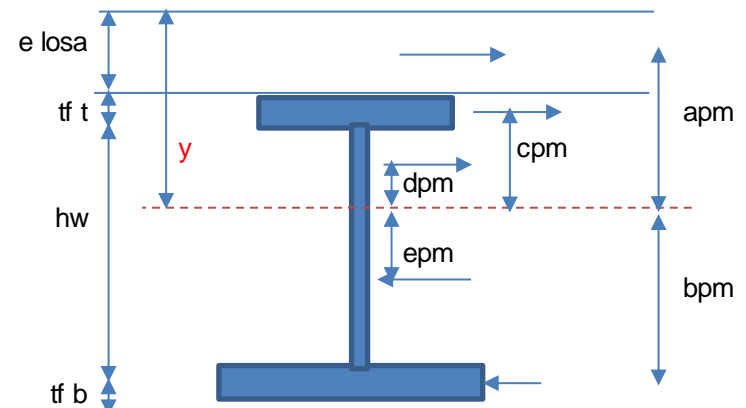
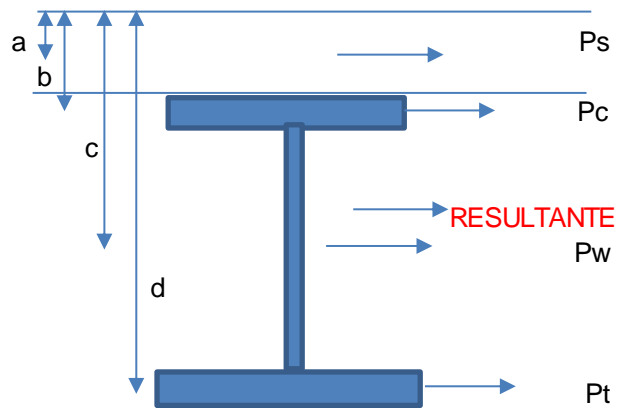
Sin rigidizadores longitudinales

D / tw =	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571
D / tw max =	150	150	150	150	150	150
	ok	ok	ok	ok	ok	ok
D / tw max =	131.820	131.820	131.820	131.820	131.820	131.820
	ok	ok	ok	ok	ok	ok
6.77(E/Fy)0.5 =	161.8339537	161.8339537	161.8339537	161.8339537	161.8339537	161.8339537
	ok	ok	ok	ok	ok	ok

• CÁLCULO DE LA VIGA COMPUESTA – 2º MÉTODO – METODO DE COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

CALCULO DEL VALOR DE Y

Ps =	666400	666400	666400	666400	666400	666400 Kg
a =	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000 cm
Pc =	285521.6	285521.6	285521.6	285521.6	356902	356902 Kg
b =	21.000	21.000	21.000	21.000	21.250	21.250 cm
<b>RESULTANTE =</b>	<b>1908418.96</b>	<b>1908418.96</b>	<b>1908418.96</b>	<b>1908418.96</b>	<b>2051179.76</b>	<b>2051179.76 Kg</b>
Pw =	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36	599595.36 Kg
c =	82.000	82.000	82.000	82.000	82.500	82.500 cm
Pt =	356902	356902	356902	356902	428282.4	428282.4 Kg
d =	143.250	143.250	143.250	143.250	144.000	144.000 cm
Y =	59.19	59.19	59.19	59.19	61.13	61.13 cm
e losa =	20	20	20	20	20	20 cm
tf t =	2	2	2	2	2.5	2.5 cm
tw =	120	120	120	120	120	120 cm
tf b =	2.5	2.5	2.5	2.5	3	3 cm
Y =	<b>59.19</b>	<b>59.19</b>	<b>59.19</b>	<b>59.19</b>	<b>61.13</b>	<b>61.13 cm</b>
apm =	49.187	49.187	49.187	49.187	51.129	51.129 cm
bpm =	84.063	84.063	84.063	84.063	82.871	82.871 cm
cpm =	38.187	38.187	38.187	38.187	39.879	39.879 cm
dpm =	18.593	18.593	18.593	18.593	19.315	19.315 cm
epm =	41.407	41.407	41.407	41.407	40.685	40.685 cm



VERIFICACION DE MOMENTO RESISTENTE

Mn res =	109659214.9	109659214.9	109659214.9	109659214.9	119773428.9	119773428.9 Kg-cm
Mn res =	93210332.65	93210332.65	93210332.65	93210332.65	101807414.6	101807414.6 Kg-cm
	-932.1033265	-932.1033265	-932.1033265	-932.1033265	-1018.074146	-1018.074146 Kg-cm



• **CÁLCULO DE LA VIGA COMPUESTA – 3º MÉTODO – METODO DE PERALTE DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN**

PERALTE DEL BLOQUE DE COMPRESION	0.00 * L	0.10 * L	0.20 * L	0.30 * L	0.40 * L	0.50 * L	
	1	2	3	4	5	6	
$a = A_a * f_y / (.85 * f'_c * b_e)$	37.27547899	37.27547899	37.27547899	37.27547899	41.56001681	41.56001681	cm
	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO	
1er CASO : CUANDO EL EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE CONCRETO							
$d_t = .5 A_{ps} t_{ps} + .5 A_{al} (d + t_{ps} - t_{pi}) + A_{pi} (d - .5 A_a)$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
$d_1 = d_t + h_r + t_c - .5a =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
MOMENTO RESISTENTE NOMINAL							
$M_n = A_a * f_y * d_1 =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	T-m
MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO							
$M_r = \phi * M_n =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	T-m

2do CASO : a).- CUANDO EL EJE NEUTRO PASA POR LA SECCION DE ACERO

$C_c = .85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot t_c =$	666.40	666.40	666.40	666.40	666.40	666.40 Ton
$C = C_c + A_{ps} \cdot f_y =$	951.92	951.92	951.92	951.92	1023.30	1023.30 Ton
$T = (A_a - A_{ps})f_y =$	956.50	956.50	956.50	956.50	1027.88	1027.88 Ton
$C =$	951.92	951.92	951.92	951.92	1023.30	1023.30 >
$T =$	956.50	956.50	956.50	956.50	1027.88	1027.88

ENP esta en el alma de la viga    ENP esta en el alma de la viga    ENP esta en el alma de la viga    ENP esta en el alma de la viga    ENP esta en el alma de la viga    ENP esta en el alma de la viga

$C_a = .5 \cdot (A_a \cdot f_y - C_c) =$	287.81	287.81	287.81	287.81	359.19	359.19 Ton
--	--------	--------	--------	--------	--------	------------

$h_c = C_a - A_{ps} \cdot f_y / (t_a \cdot f_y)$	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46 cm
--	------	------	------	------	------	---------

$A_{ac} = A_{ps} + h_c \cdot t_a =$	80.64	80.64	80.64	80.64	100.64	100.64 cm <sup>2</sup>
-------------------------------------	-------	-------	-------	-------	--------	------------------------

$d_c = .5 \cdot A_{ps} \cdot t_{ps} + h_c \cdot t_a \cdot (t_{ps} + .5h_c) / (A_{ac})$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.26	1.26 cm
--	------	------	------	------	------	---------

$d_t = .5A_{pi} \cdot t_{pi} + .5A_{al} (d - t_{ps} + t_{pi}) + .5A_{ps}(2d - t_{ps}) -$	39.45	39.45	39.45	39.45	37.18	37.18 cm
--	-------	-------	-------	-------	-------	----------

$d^*3 = d + h_r + .5t_c - d_t =$	97.55	97.55	97.55	97.55	100.82	100.82 cm
----------------------------------	-------	-------	-------	-------	--------	-----------

$d^{*3} = d - d_c - d_t =$	84.04	84.04	84.04	84.04	87.06	87.06 cm
----------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	----------

MOMENTO RESISTENTE NOMINAL

$M_n = C_c \cdot d^*3 + C_a \cdot d^{*3} =$	891.97	891.97	891.97	891.97	984.53	984.53 T - m
---	--------	--------	--------	--------	--------	--------------

MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO

$M_r = .85 \cdot M_n =$	758.18	758.18	758.18	758.18	836.85	836.85 T - m
-------------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------------

b).- CUANDO EL EJE NEUTRO PASA POR EL PATIN DE LA VIGA

$C_c = .85 * f'_c b_e t_c =$	666.40	666.40	666.40	666.40	666.40	666.40	T
$C_a = A_p s f_y =$	285.52	285.52	285.52	285.52	356.90	356.90	T
$C = C_c + C_a =$	951.92	951.92	951.92	951.92	1023.30	1023.30	T
$T = (A_a - A_p s) f_y =$	956.50	956.50	956.50	956.50	1027.88	1027.88	T
$C =$	951.92	951.92	951.92	951.92	1023.30	1023.30	>
$T =$	956.49736	956.49736	956.49736	956.49736	1027.87776	1027.87776	
	ENP esta en el alma de la viga	ENP esta en el alma de la viga	ENP esta en el alma de la viga	ENP esta en el alma de la viga	ENP esta en el alma de la viga	ENP esta en el alma de la viga	
$C_a = A_a f_y - C_c / 2$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	T
$t_{pc} = C_a / (b_p s f_y)$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
$d_t = .5 A_p s t_{ps} + .5 A_a (d + t_{ps} - t_{pi}) + A_{pi} (d - .5 t_{pi}) - .5 t$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
$d'^2 = d_t + h_r + .5 t_c =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
$d''^2 = d_t - .5 t_{pc} =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	cm
MOMENTO RESISTENTE NOMINAL							
$M_n = C_c d'^2 + C_a d''^2 =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	T - m
MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO							
$M_r = .85 * M_n =$	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	NO CASE	T - m
<b>MOMENTO RESISTENTE DEFINITIVO SECCION</b>	<b>-758.18</b>	<b>-758.18</b>	<b>-758.18</b>	<b>-758.18</b>	<b>-836.85</b>	<b>-836.85</b>	<b>T - m</b>

DETERMINACION SI ES SECCION COMPACTA

$2 \times y / t_w \leq 3.76 \times (E / (f_y \times C))^{0.5}$	84.55240174	84.55240174	84.55240174	84.55240174	87.32775766	87.32775766
	<=	<=	<=	<=	<=	<=
	116.9864155	116.9864155	116.9864155	116.9864155	116.9864155	116.9864155
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

• **DISEÑO DE RIGIDIZADORES**

RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO

ACERO A-36

UBICACIÓN DEL RIGIDAZADOR DE APOYO

$$d/2 = 60 \text{ cm}$$

ANCHO DEL RIGIDIZADOR DE APOYO

$$b_r = (b_c - t_w) / 2 = 193 \text{ mm}$$

ESPESOR DEL RIGIDIZADOR DE APOYO

$$t_r = (b_r \times f_y^{0.5}) / 578 = 19.95 \text{ mm}$$

$$\text{ADOPTADO} = t_r = 20 \text{ mm}$$

PERALTE DEL RIGIDIZADOR DE APOYO

$$d_r = 1200 \text{ mm}$$

RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

$$A) s \leq d \times (260 / (d/t_w))^2 = 11041.33333 \text{ mm}$$

$$b) s \leq 3 \times d = 3600 \text{ mm}$$

$$s \text{ a adoptar} = 2875 \text{ ok}$$

$$\text{nro de espacios} = 8$$

ANCHO DEL RIGIDIZADOR INTERMEDIO

A)  $br = 0.25 * bf t =$

100 mm

ADOPTADO

125 mm

b)  $br = 50 + h/30 =$

90 mm

pl

PERALTE DEL RIGIDIZADOR INTERMEDIO

$d_{ri} = d - 50 =$

1150 mm

ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$tr \geq br \text{ adoptado} / 16 =$

7.8125 mm

ADOPTADO

8 mm

128  
ok

$\geq$

125

$\geq$

100  
ok

	RIG APOYO	RIG INT	RIG INT	RIG INT	RIG TRANS	RIG INT	RIG INT	RIG TRANS	
x =	0	1.5	3.5	5.5	7.5	10	12.5	15	m
Vp =	399504	399504	399504	399504	399504	399504	399504	399504	kg
do =	1500	2000	2000	2000	2500	2500	2500	2500	mm
br =	193	125	125	125	193	125	125	193	mm
tr =	20	8	8	8	20	8	8	20	mm
hr =	1200	1150	1150	1150	1200	1150	1150	1200	mm
	par	uno	uno	uno	par	uno	uno	par	
inercia =	5760000000	1013916667	1013916667	1013916667	5760000000	1013916667	1013916667	5760000000	mm <sup>4</sup>
area de columna =	48000	9200	9200	9200	48000	9200	9200	48000	mm <sup>2</sup>
c = r. de giro =	0.6516	0.6800	0.6800	0.6800	0.6516	0.6800	0.6800	0.6516	A-36 fyw =
$1.12/(d/tw)*(5*E/fyw)^{.5} =$									
K = $5+5/((a/h)^2) =$	8.200	6.653	6.653	6.653	6.152	6.058	6.058	6.152	
$1.10 * (E * k/Fy)^{.5} =$	89.43238592	80.55652667	80.55652667	80.55652667	77.46331072	76.86922908	76.8692291	77.46331072	

1.38 * (E * k/Fy)^0.5 =	112.1969933	101.0618244	101.0618244	101.0618244	97.18124436	96.43594193	96.4359419	97.18124436
h/tw <0	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.71428571	85.7142857	85.71428571
Cv =	1	0.939826144	0.939826144	0.939826144	0.903738625	0.896807673	0.89680767	0.903738625
Vn =	399504	375464.304	375464.304	375464.304	361047.1957	358278.2524	358278.252	361047.1957
Vu, r =	66965.57344	63601.95616	62480.7504	62480.7504	62480.7504	61359.54464	61359.5446	61359.54464
	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
fv act =	398.6046038	378.5830724	371.9092286	371.9092286	371.9092286	365.2353848	365.235385	365.2353848
fv res =	1189.673333	1150.129356	1150.129356	1150.129356	1118.267623	1113.126313	1113.12631	1118.267623
	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

## • DISEÑO DE CONECTORES EN C

V ll+im =	49021.23922	42486.52922	35951.81922	29417.10922	22882.39922	16347.68922	kg
A =	35000.00	35000.00	35000.00	35000.00	35000.00	35000.00	mm2
Y =	666.02	666.02	666.02	666.02	682.27	682.27	mm
Q = A losa * (Y t - h losa / 2) =	19810652.8	19810652.8	19810652.8	19810652.8	20379293.26	20379293.26	mm3
I =	18667917550	18667917550	18667917550	18667917550	20821436382	20821436382	mm4
Sr = Vr Q / I =	52.02201838	45.08729357	38.15256876	31.21784395	22.39649156	16.0005461	kg/mm
h = altura canal	125	125	125	125	125	125	mm
d = ancho canal	24	24	24	24	24	24	mm
n = cantidad por fila	3	3	3	3	3	3	
ADTT =	800	800	800	800	800	800	Nro Vehiculos por dia en la vida util, asumido

p =	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
ADTT sl =	680	680	680	680	680	680	p.ADTT
n =	1	1	1	1	1	1	
N =	18615000	18615000	18615000	18615000	18615000	18615000	365*75*n*ADT Tsl
alfa =	23.5390403	23.5390403	23.5390403	23.5390403	23.5390403	23.5390403	238-29.5*Log N
Zr = alfa * d2 =	13558.48721	13558.48721	13558.48721	13558.48721	13558.48721	13558.48721	
	10944	10944	10944	10944	10944	10944	38*d2 / 2
p = Zr/Sr =	210.3724604	242.7291402	286.8483134	350.5687329	488.6479639	683.976655	mm
x	0.000	2.300	4.600	6.900	9.200	11.500	

## • CÁLCULO DE VIGA DIAFRAGMA

Sd = Separacion vigas diafragma = 5.75 m  
 Ancho viga diafragma = 0.25 m

### 1.- CALCULO DEL MOMENTO NEGATIVO

MOMENTO DE FLEXION POR CARGAS

CARGA MUERTA DC

Carga debido al volado

P baranda =	0.2		0.25		0.05 T
P losa =	0.2	1.625	0.25	2.4	0.195 T
P vereda =	0	1	0.25	2.4	0 T
P barrera =	0.4869		0.25		0.121725 T
					<u>0.366725 T</u>

Momento en eje a debido al volado

M baranda =	0.08125 T-m
M losa =	0.1584375 T-m
M vereda =	0 T-m
M barrera =	0.059855625 T-m
M total =	0.299543125 T-m

Peso viga diafragma = 0.1256 T/m

bf t =	250
tf t =	16
bf t/2 tf t <= 12	7.813

ok

hw =	800
tw =	10

bf b =	250
tf b =	16
bf b/2 tf b <= 12	7.813

ok

0.1 <= bf t/bf b <= 1	1.000
-----------------------	-------

ok

0.1 < l <sub>yc</sub> /l <sub>yt</sub> < 10	1.000
---	-------

ok

Momento 7.1729

Ht =	832
A =	16000
Yb =	416
Yt =	416
I <sub>xx</sub> =	1758549333
S <sub>xb</sub> =	4227282
S <sub>xt</sub> =	4227282



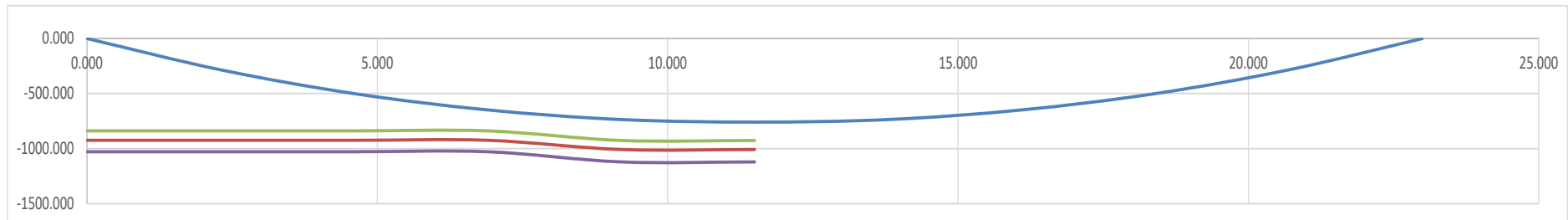
fs = Md1 / Sc =  
 A36 - esfuerzo permisible

1260      169.6808477  
 OK

fs = Md1 / St =

1260      169.6808477  
 OK

• **DIAGRAMA DE MOMENTOS VS. METODOS CALCULADOS**



**-729.878**      T-m

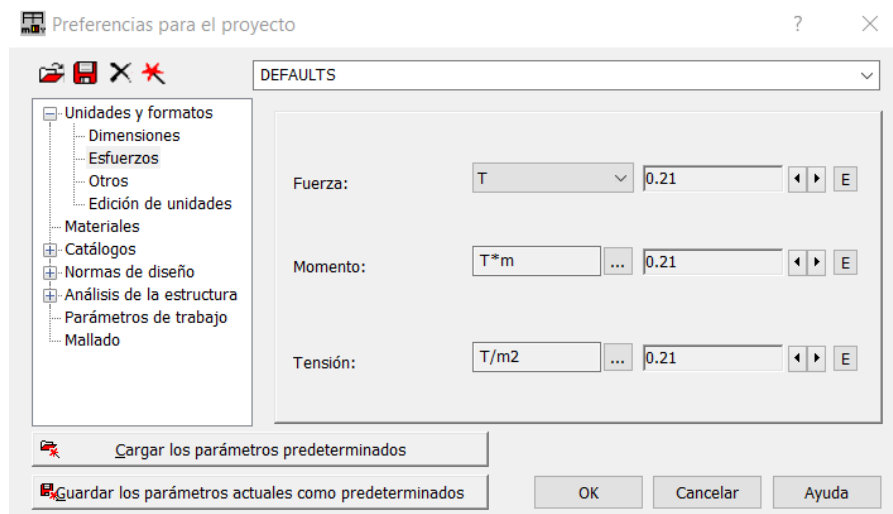
-760.207	T-m	<b>OK</b>	1°
-836.851	T-m	<b>OK</b>	3°
-1018.074	T-m	<b>OK</b>	2°

#### 4.4. Modelamiento con el programa Robot Structural

A continuación, se detallan del análisis de la superestructura de concreto armado y de viga compuesta mediante del modelamiento de con el programa Robot Structural para corroborar lo obtenido en las hojas de cálculo de Excel

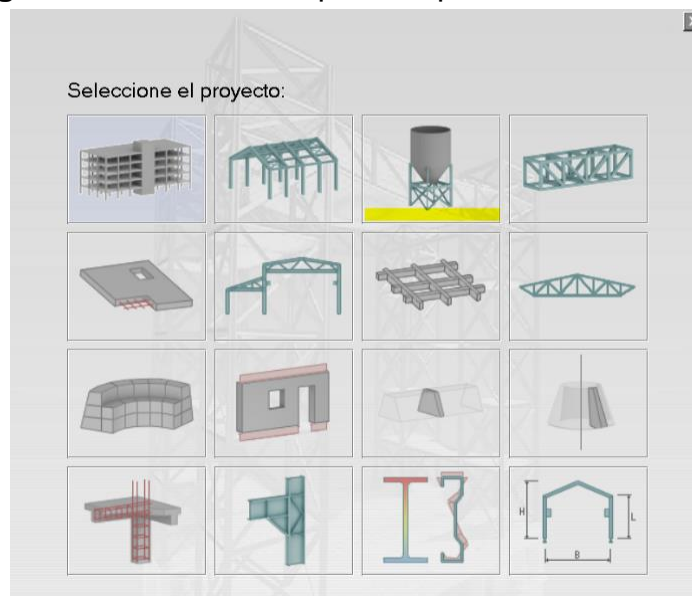
- Abrir el programa y verificar las unidades en la parte inferior derecha Ton, m, m2.

**Figura 37.** Ventana de verificación de unidades.



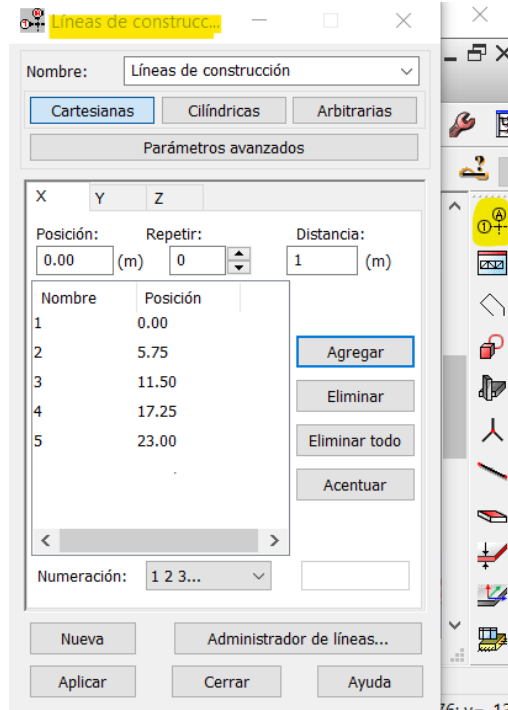
- Como paso siguiente, en la pestaña Archivo seleccionar Nuevo Proyecto y aparece la ventana mostrada. seleccionar la opción Lámina.

**Figura 38.** Ventana de opciones para modelamiento.



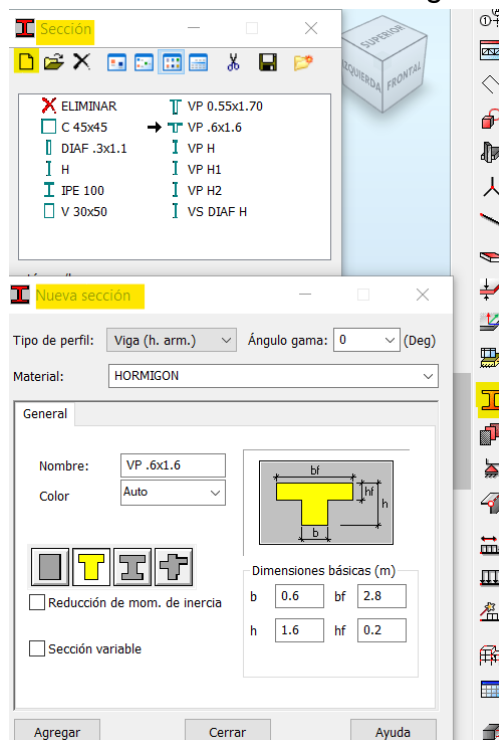
- Como paso siguiente, icono Líneas de construcción, creamos todos los ejes de separación tomando en cuenta la longitud del puente de 23 m.

**Figura 39.** Ventana de opciones para modelamiento.



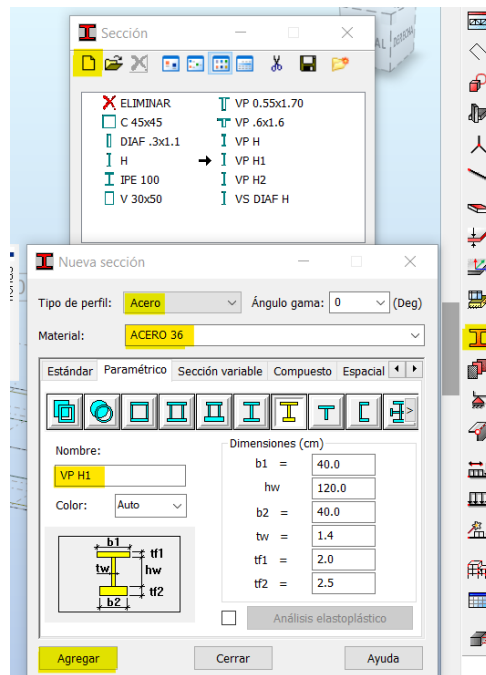
- Definen las propiedades de la sección para la viga tipo T de diseño de concreto armado.

**Figura 40.** Dimensiones de la sección viga T de concreto armado.



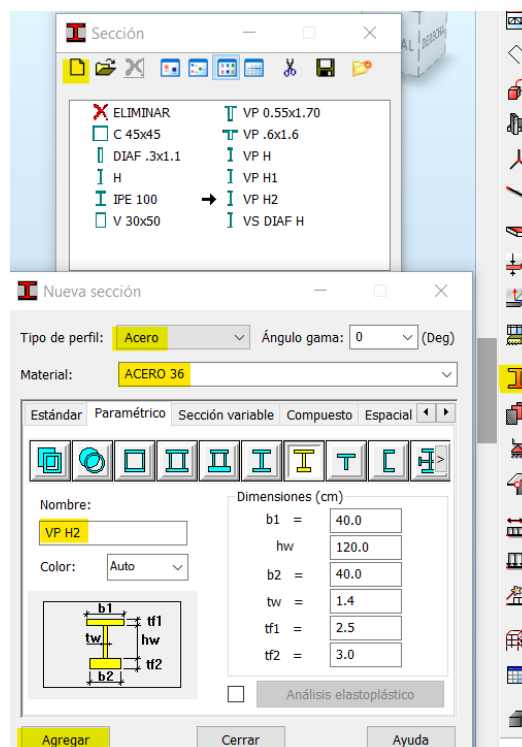
- Definen las propiedades de la sección para las vigas principales H1 de acero de diseño de viga compuesta.

**Figura 41.** Dimensiones de la sección viga principal H1 en viga compuesta.



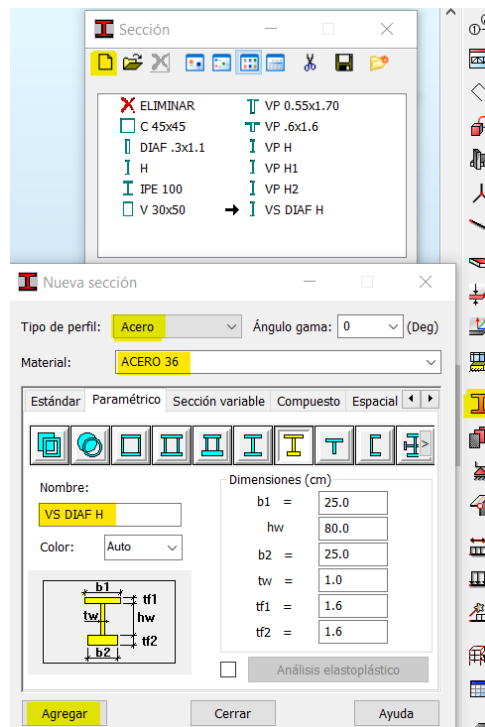
- Definen las propiedades de la sección para las vigas principales H2 de acero de diseño de viga compuesta.

**Figura 42.** Dimensiones de la sección viga principal H2 en viga compuesta.



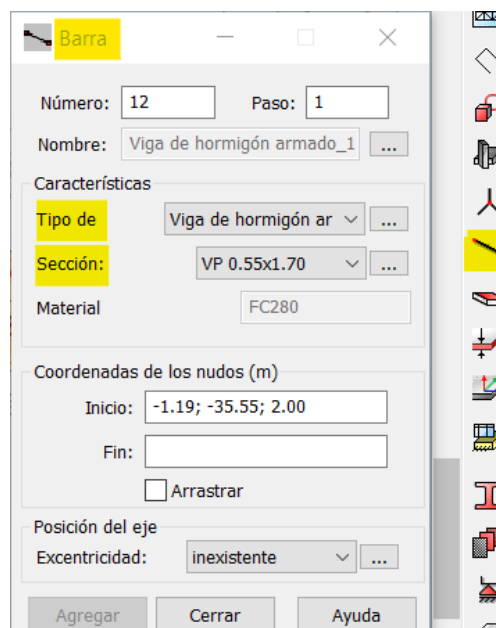
- Definen las propiedades de la sección para las vigas diafragma de acero de diseño de viga compuesta.

**Figura 43.** Dimensiones de la sección viga diafragma en viga compuesta.



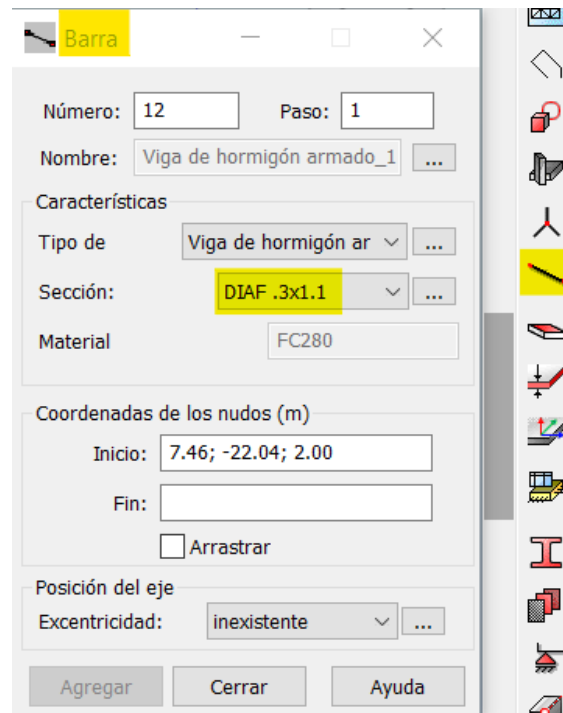
- Definen el asignamiento de las vigas T en la línea de construcción de diseño de concreto armado, así como también las de viga compuesta.

**Figura 44.** Asignación de Viga T como viga Principal.



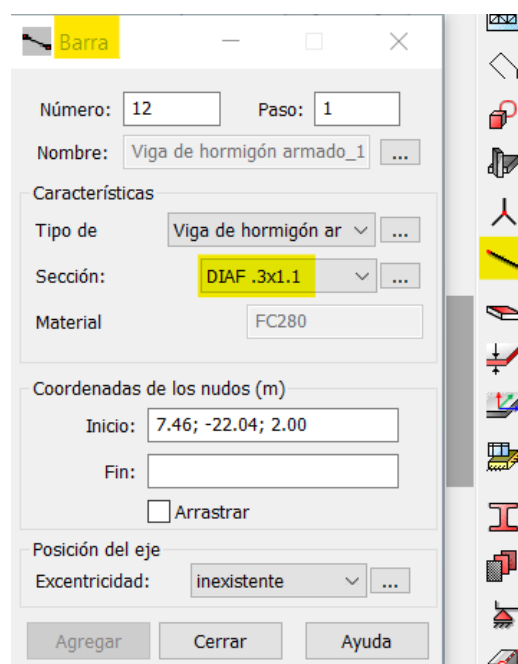
- Definen el asignamiento de las vigas diafragma en diseño de concreto armado.

**Figura 45.** Asignación de Viga diafragma como viga secundaria.



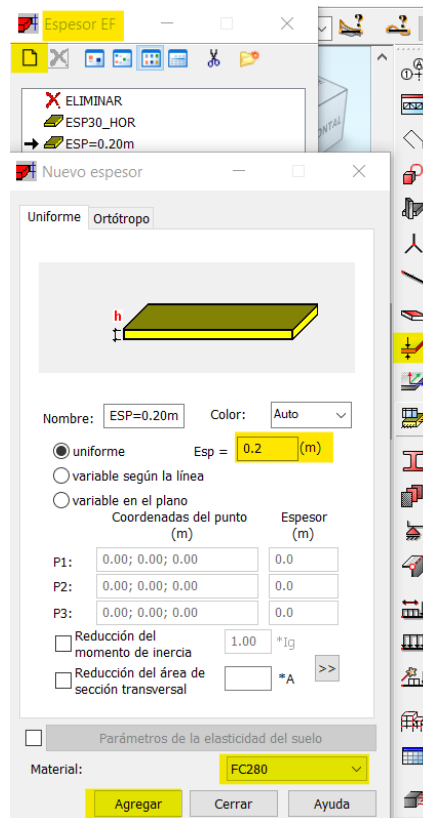
- Definen el asignamiento de la losa de concreto armado con espesor de 0.20m.

**Figura 46.** Asignación de losa de concreto armado.



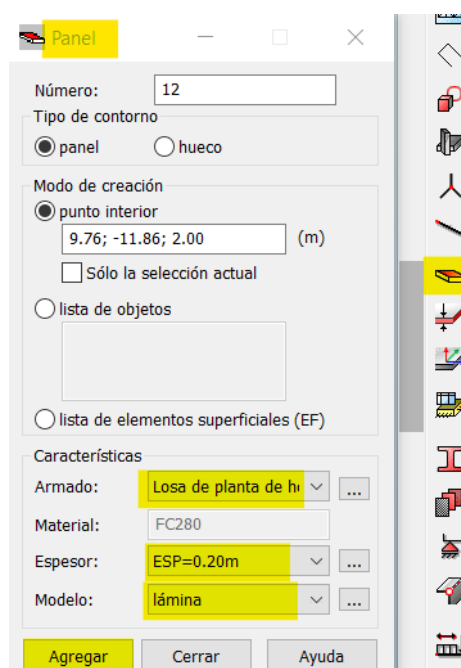
- Definen el asignamiento de la losa de concreto armado con espesor de 0.20m.

**Figura 47.** Asignación de losa de concreto armado.



- Definen la asignación de la losa de concreto armado con espesor de 0.20m.

**Figura 48.** Asignación de losa de concreto armado.



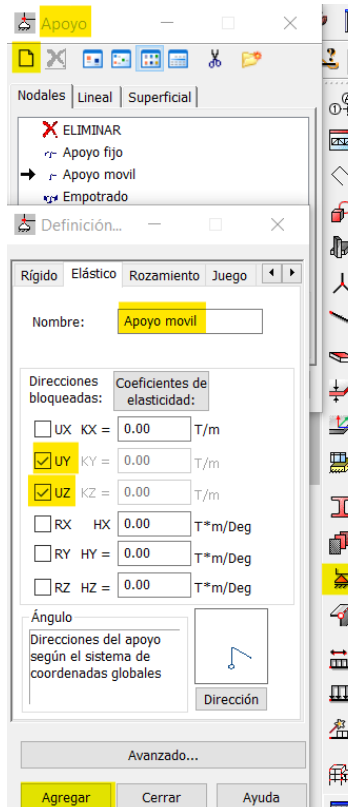
- Definen de Apoyo fijo y asignar.

**Figura 49.** Definir apoyo fijo.



- Definen de Apoyo móvil y asignar.

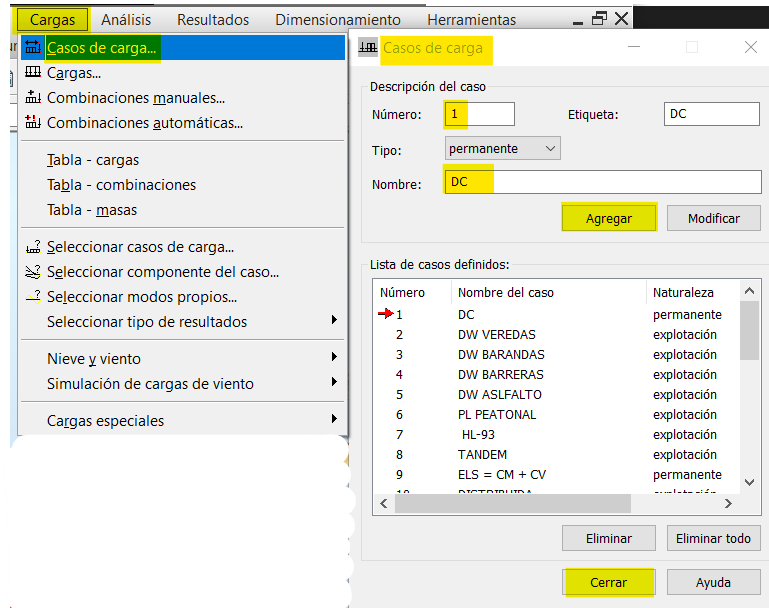
**Figura 50.** Definir apoyo móvil.





- Define creación y aplicación de cargas

**Figura 51.** Definición de cargas aplicadas.



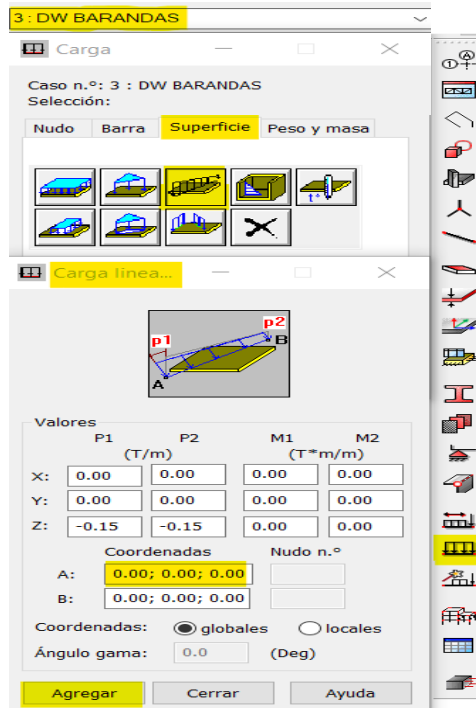
- Define aplicación de cargas de veredas

**Figura 52.** Definición de aplicación de carga de veredas.



- Define aplicación de carga de barandas.

**Figura 53.** Definición de aplicación de carga de barandas.



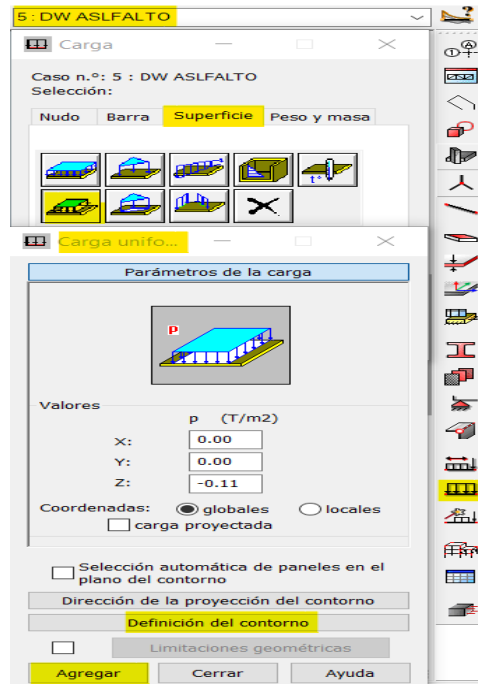
- Define aplicación de carga de barreras.

**Figura 54.** Definición de aplicación de carga de barreras.



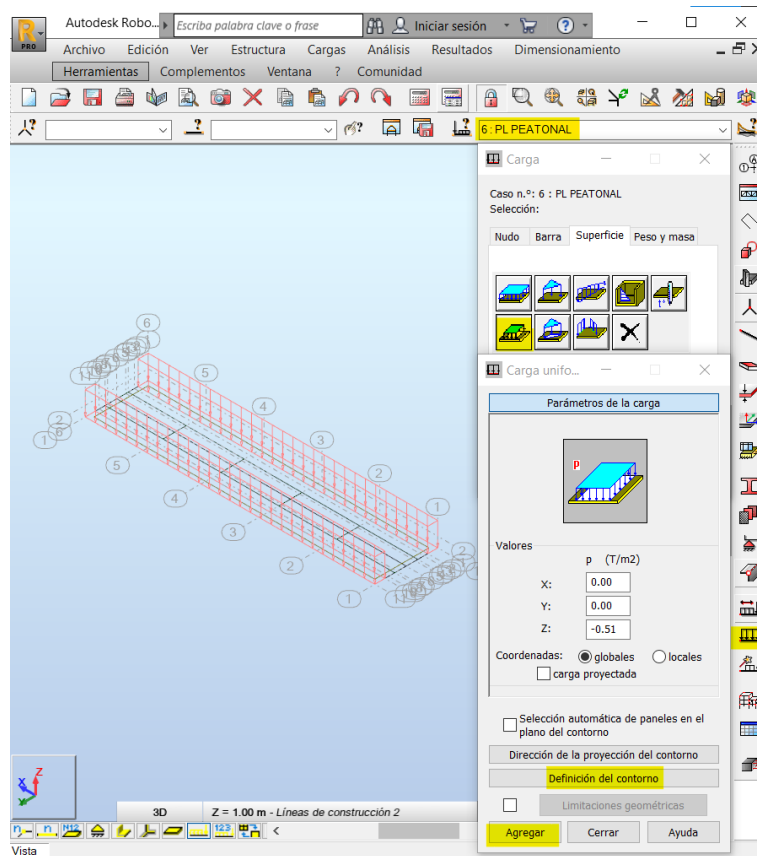
- Define aplicación de carga de asfalto.

**Figura 55.** Definición de aplicación de carga de asfalto.



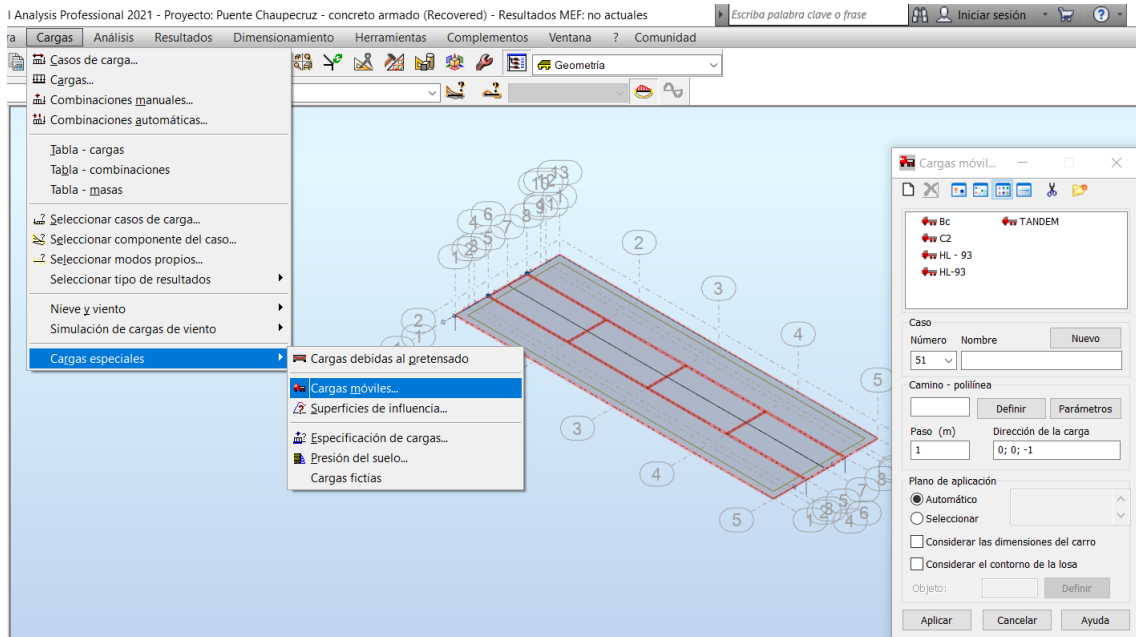
- Define aplicación de carga peatonal.

**Figura 56.** Definición de aplicación de carga de peatonal.



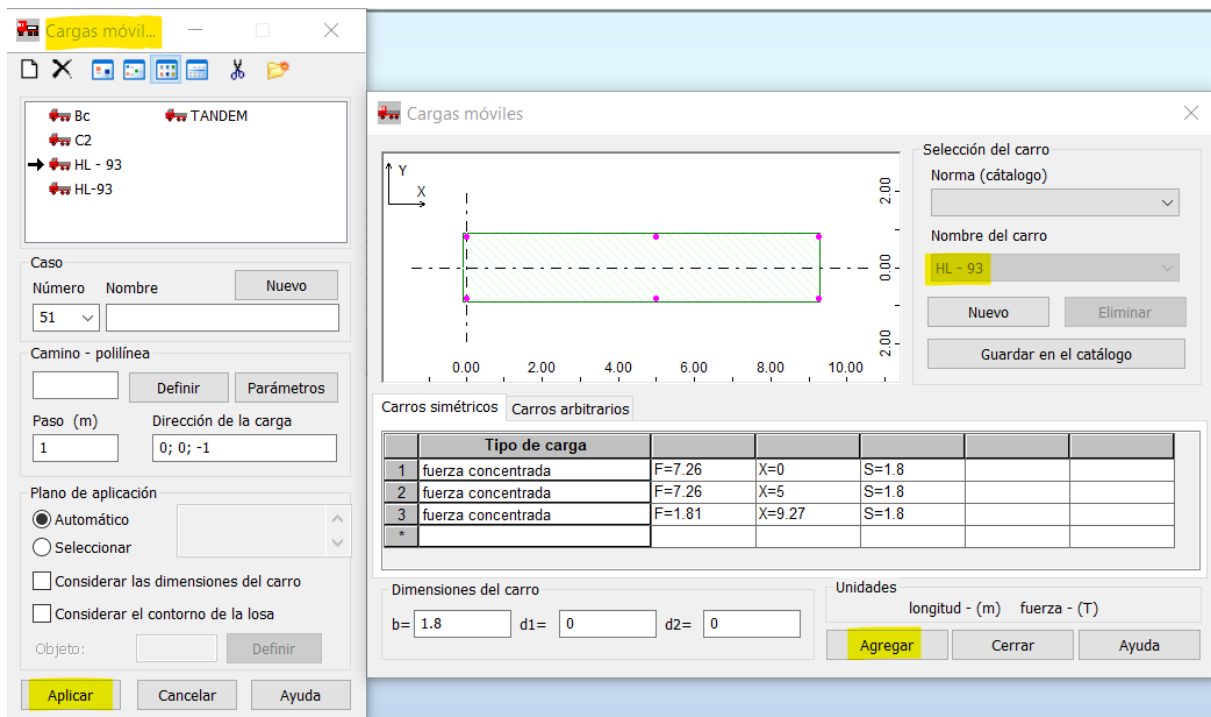
- Creación de cargas móviles.

**Figura 57.** Ventana de cargas móviles.



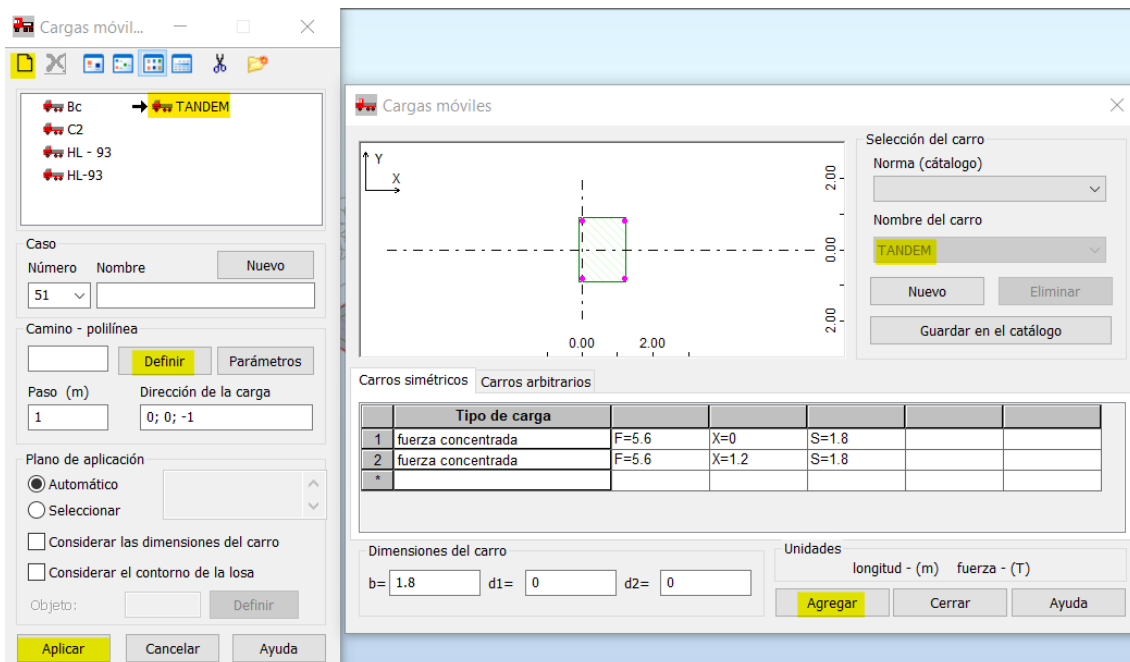
- Creación del camión de diseño HL-93.

**Figura 58.** Ventana de creación de camión de diseño HL-93.



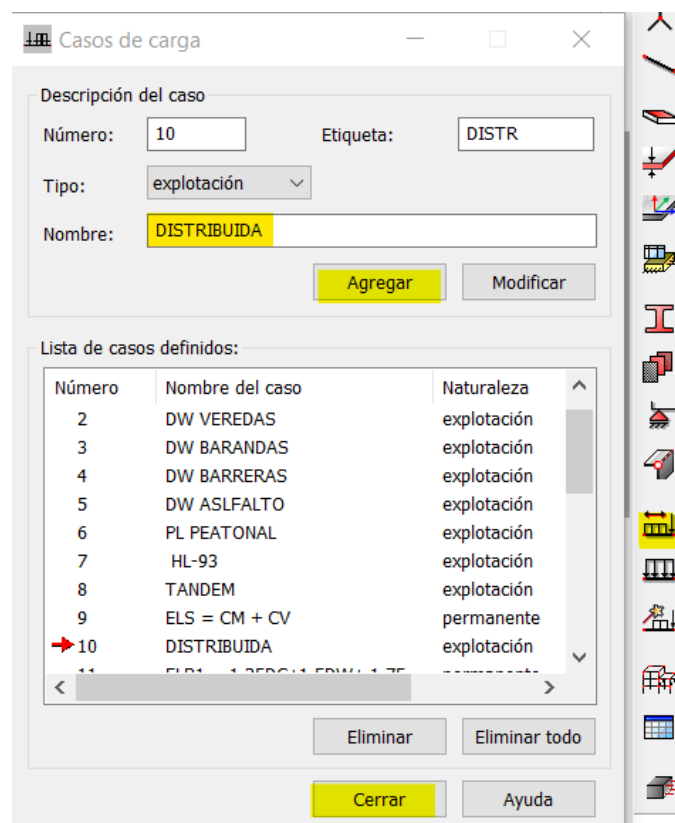
- Creación de TANDEM.

**Figura 59.** Ventana de creación de TANDEM.



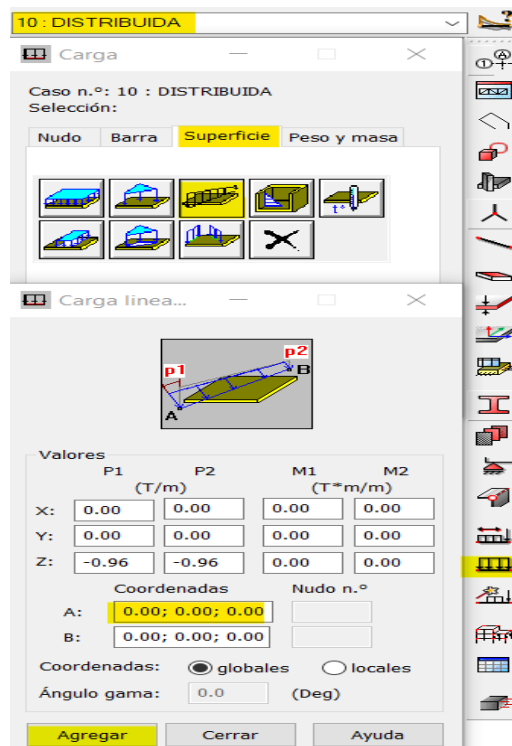
- Creación de carga distribuida.

**Figura 60.** Ventana de creación de carga distribuida.



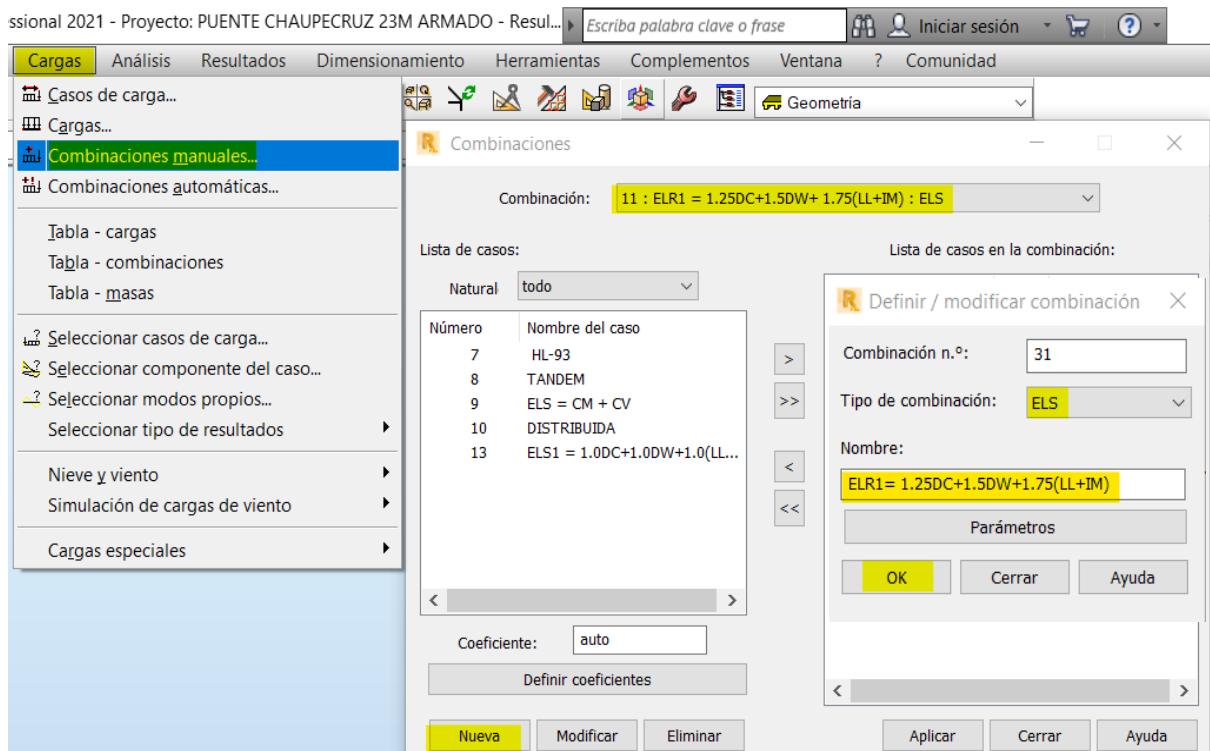
- Asignación de carga distribuida.

**Figura 61.** Ventana de asignación de carga distribuida.



- Creación y asignación de combinaciones manuales.

**Figura 62.** Ventana de asignación de carga distribuida.



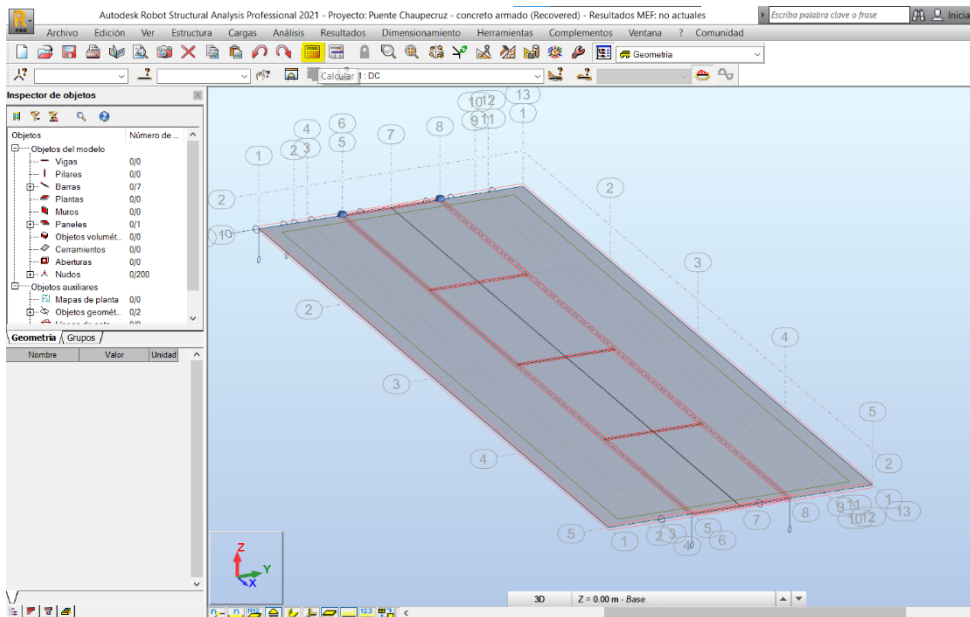
- Creación y Asignación de cargas

CRITERIOS LRFD APLICABLES	
RESISTENCIA 1	$U = 1.25 DC + 1.50 D'W + 1.75 (LL+IM)$
SERVICIO 1	$U = 1.00 DC + 1.00 D'W + 1.00 (LL+IM)$
FATIGA	$U = 0.75 (LL+IM)$

Figura 63. Ventana de creación y asignación de combinaciones de cargas.

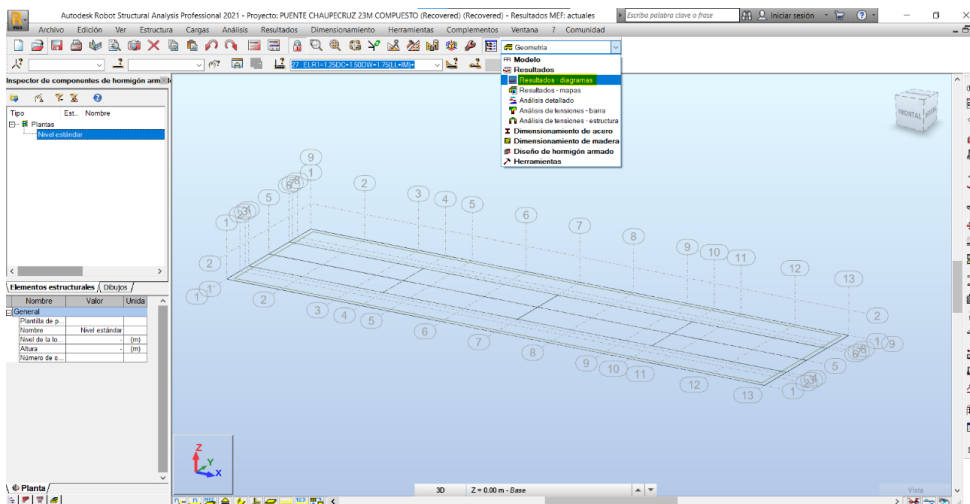
- Procesamiento de cálculo de datos.

Figura 64. Ventana de calcular datos procesados.



- Definición de resultados.

Figura 65. Ventana de obtención de resultados.



## CAPÍTULO V. RESULTADOS

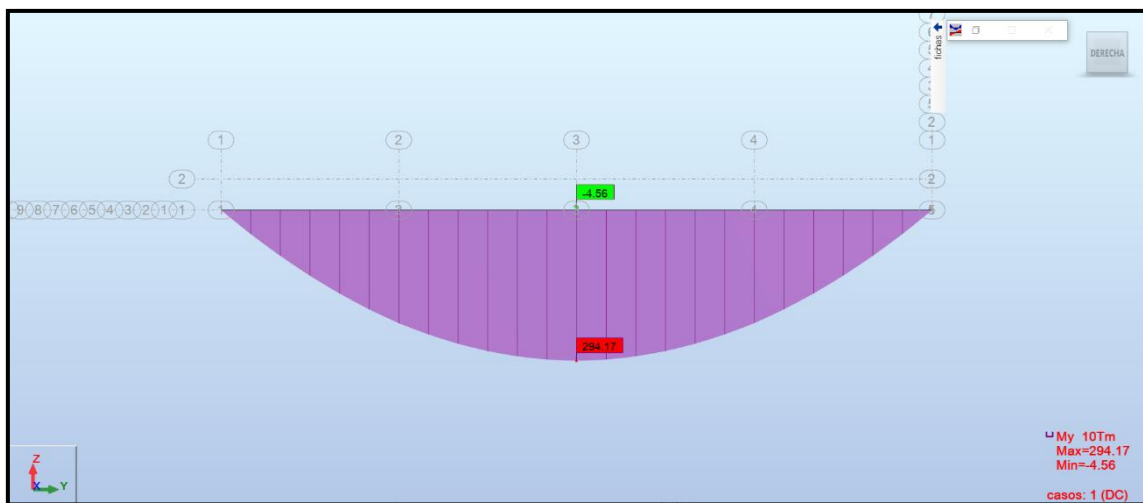
### 5.1 Diseño de concreto armado

Los resultados del modelamiento de la superestructura de concreto armado en el programa de Robot Structural detallados a continuación:

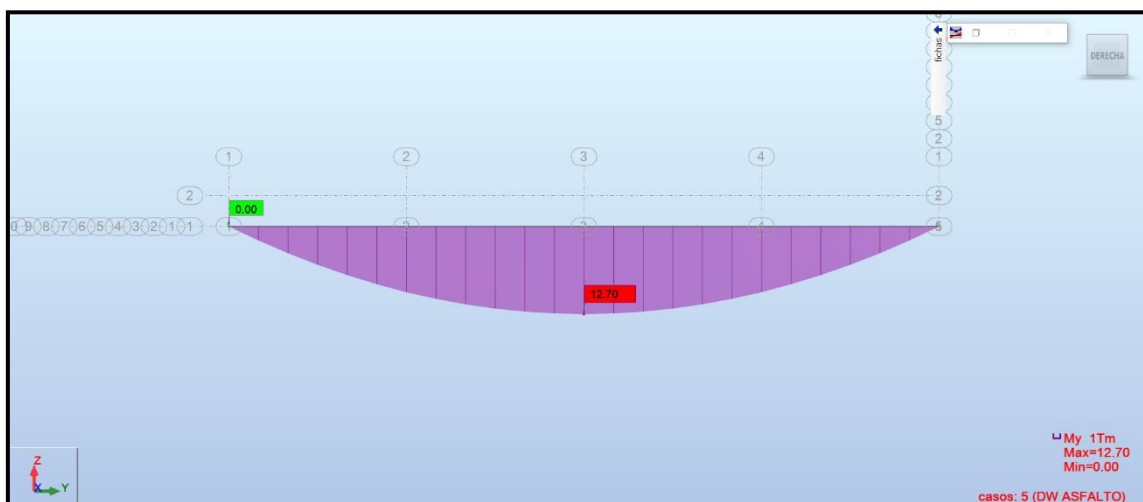
#### Puente entero

Momento máximo en 11.845 m

**Figura 66.** Momento máximo carga muerta DC.

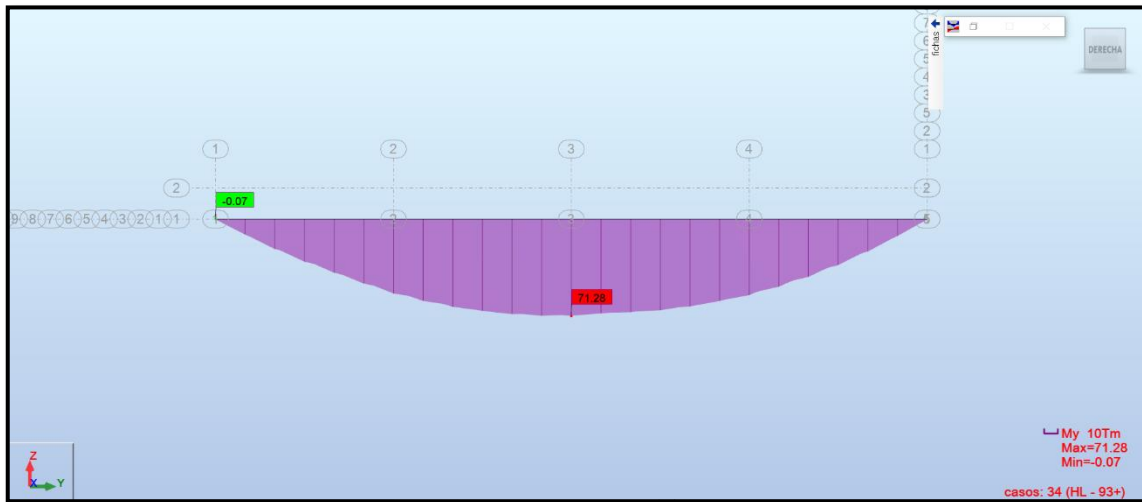


**Figura 67.** Momento máximo carga muerta DW.

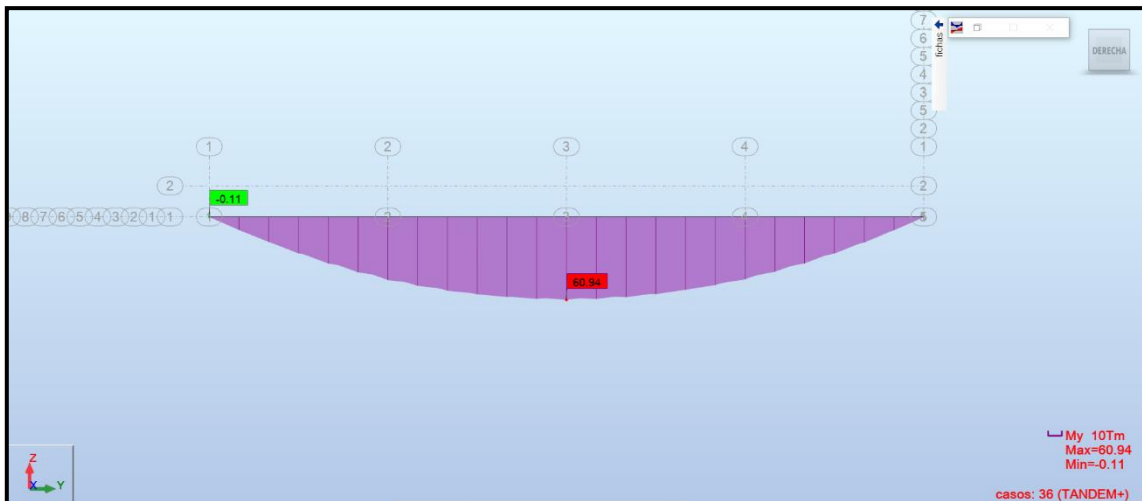




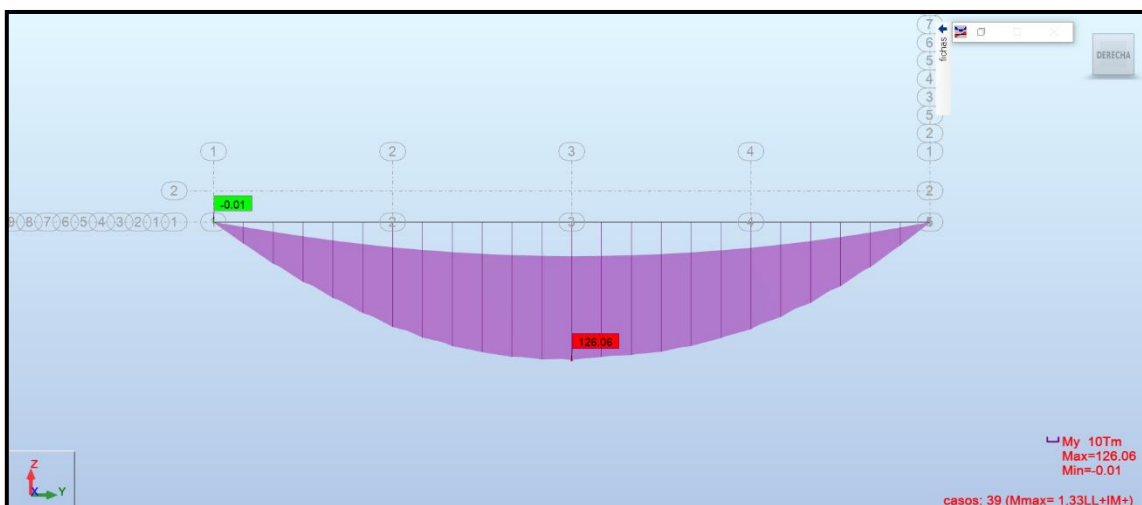
**Figura 68.** Momento máximo carga viva HL-93.



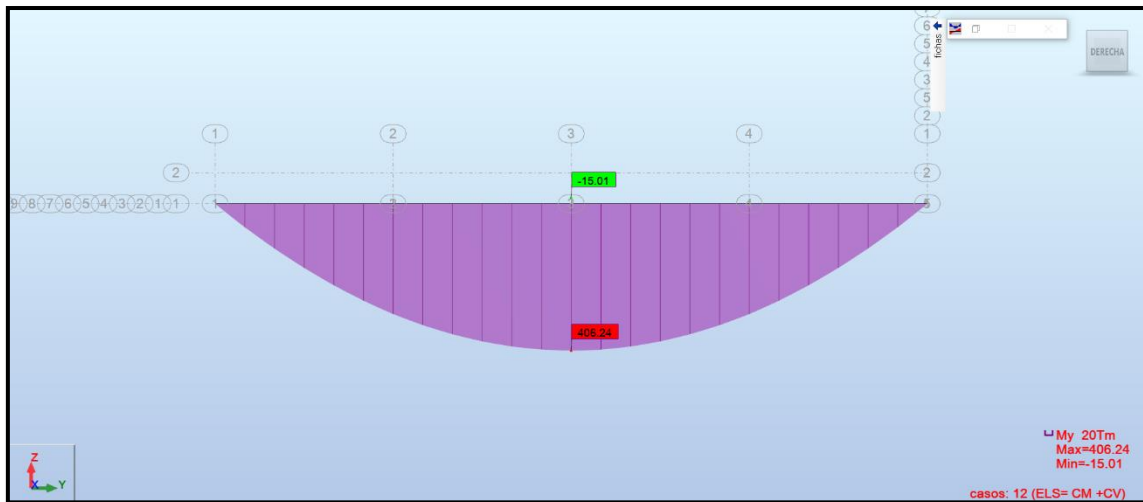
**Figura 69.** Momento máximo carga viva TANDEM.



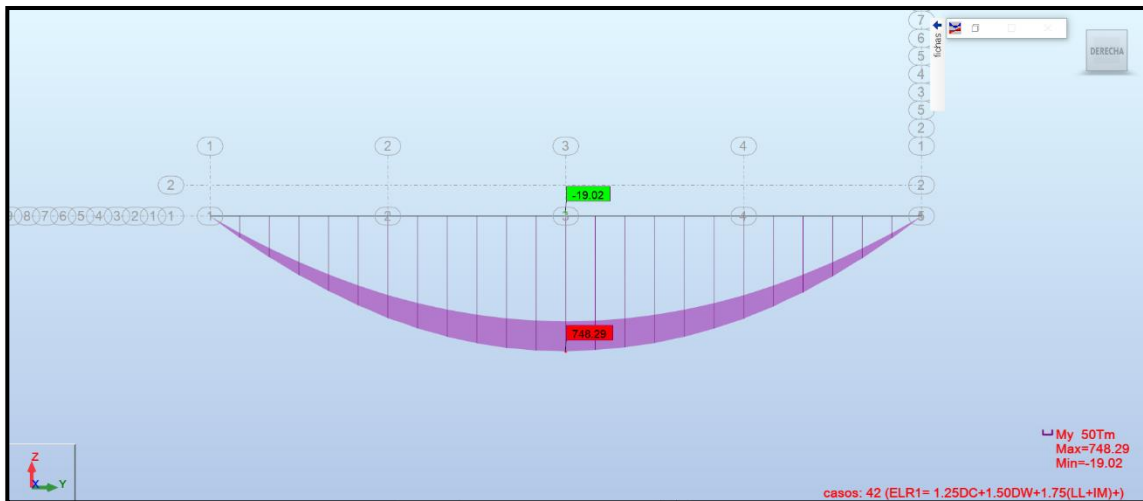
**Figura 70.** Momento máximo Mmax(LL+IM).



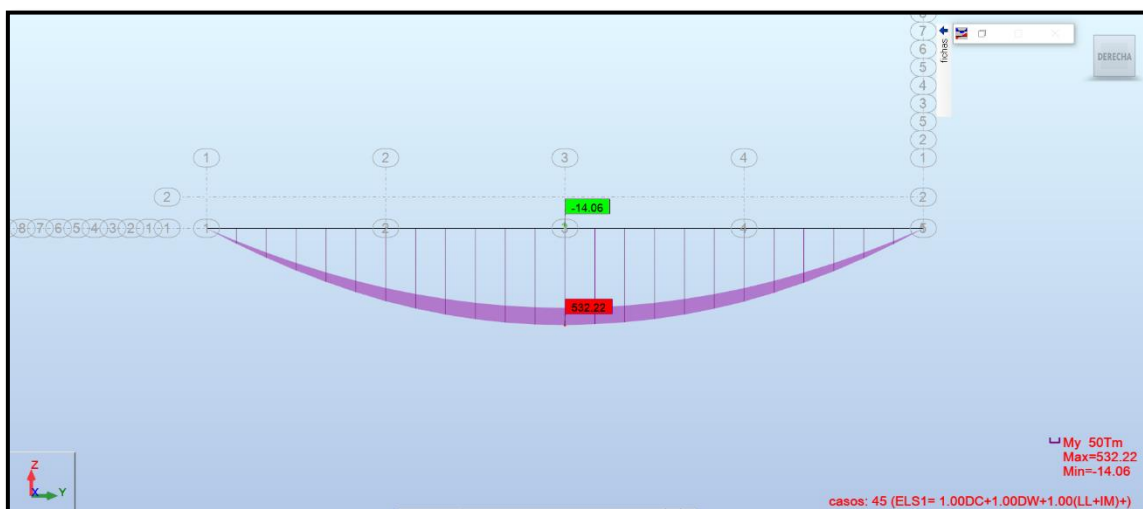
**Figura 71.**Momento máximo estado carga viva + carga muerta.



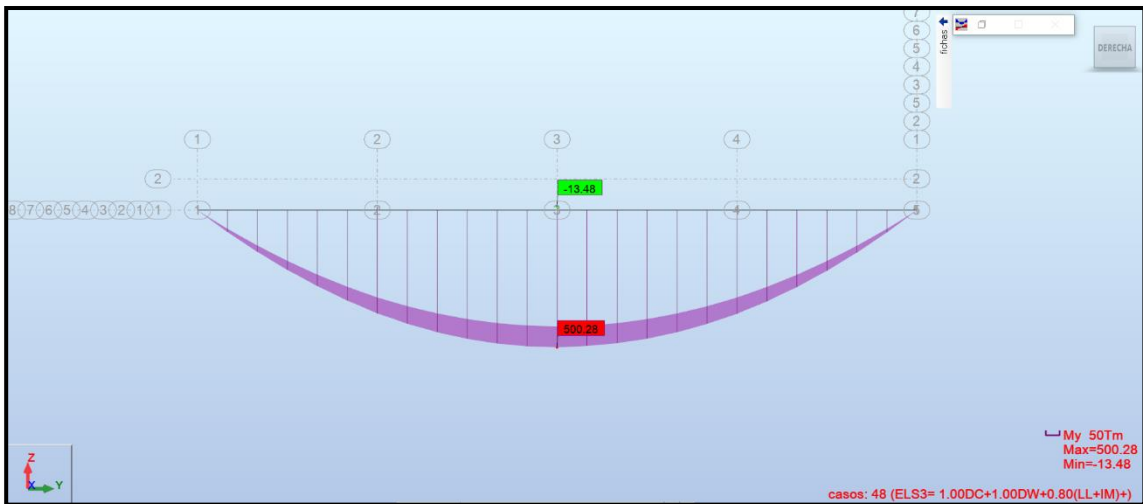
**Figura 72.**Momento máximo estado límite de Resistencia I.



**Figura 73.**Momento máximo estado límite de Servicio I.



**Figura 74.** Momento máximo estado límite de Servicio III.



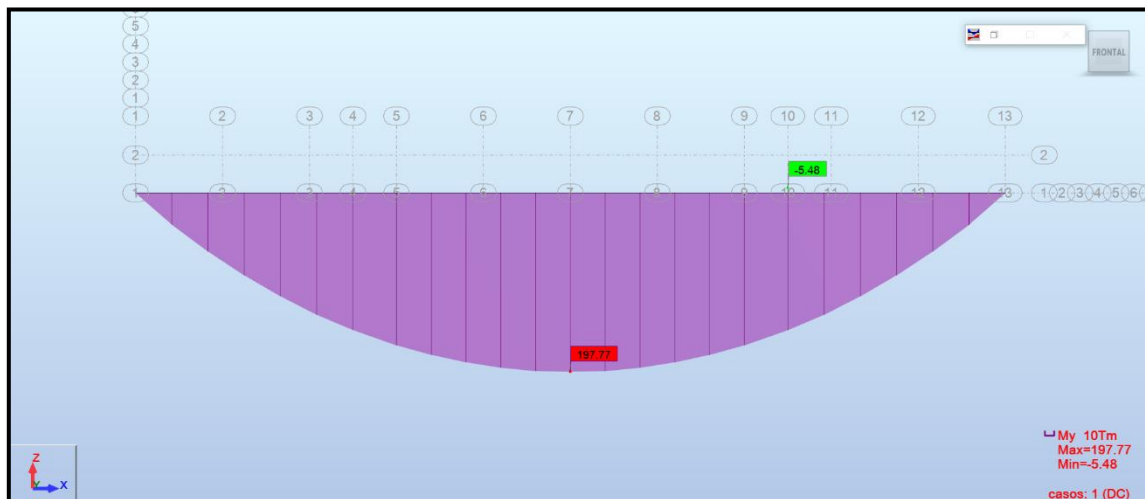
## 5.2 Diseño de Viga compuesta.

Los resultados del modelamiento de la superestructura de viga compuesta en el programa de Robot Structural detallados a continuación:

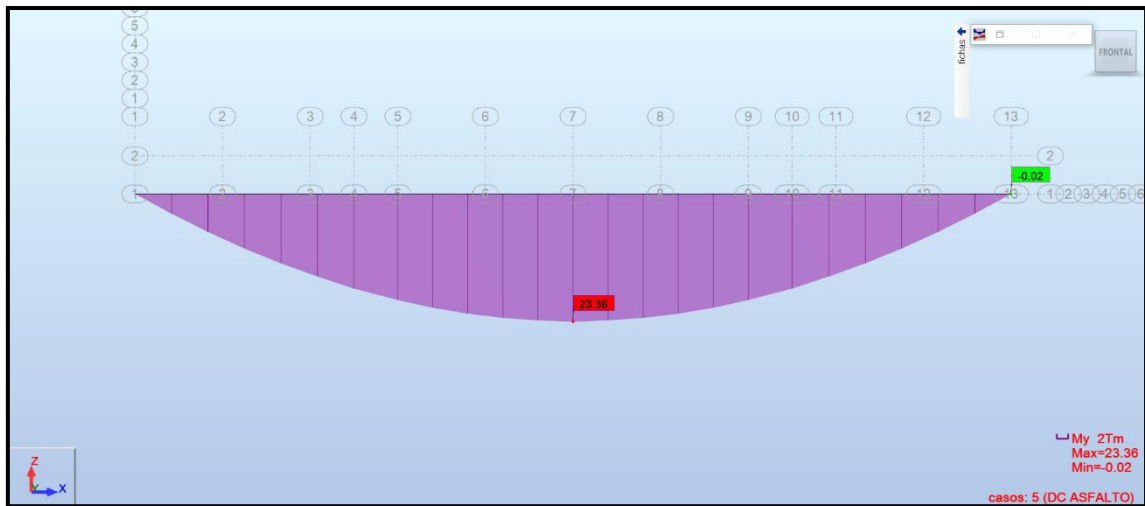
### Puente entero

Momento máximo en 11.497m

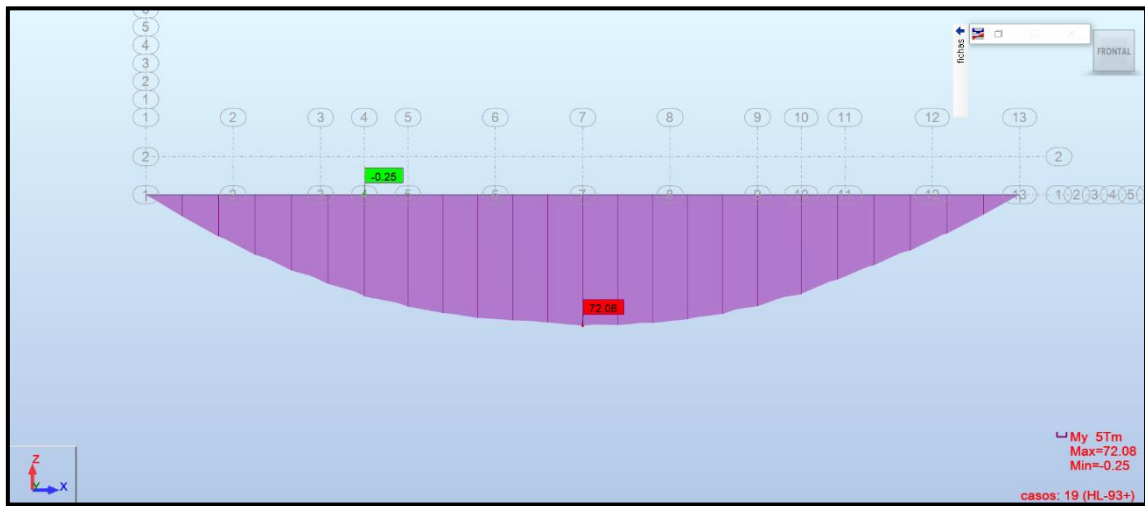
**Figura 75.** Momento máximo carga muerta DC.



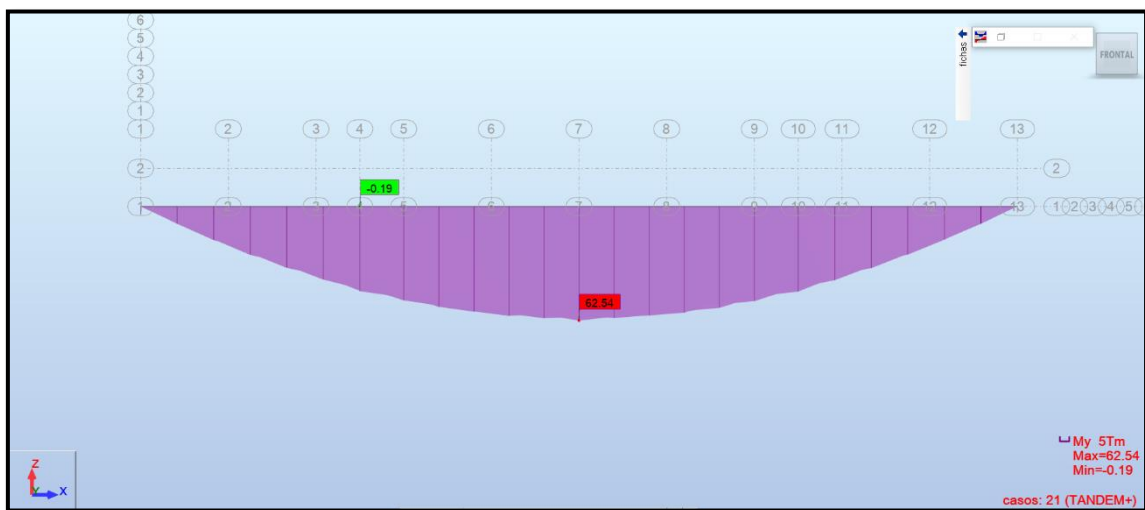
**Figura 76.**Momento máximo carga muerta DW.



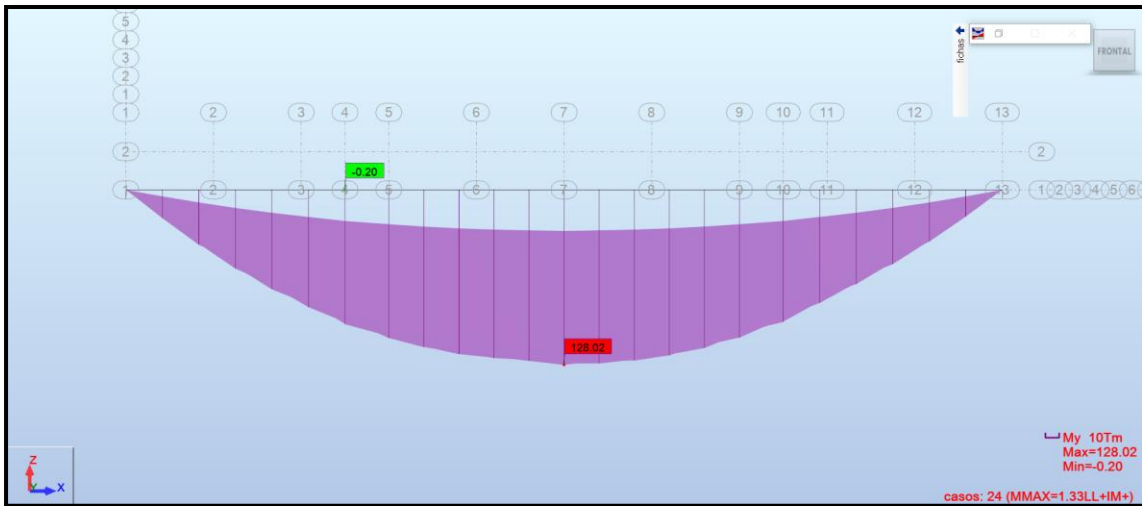
**Figura 77.**Momento máximo carga viva HL-93.



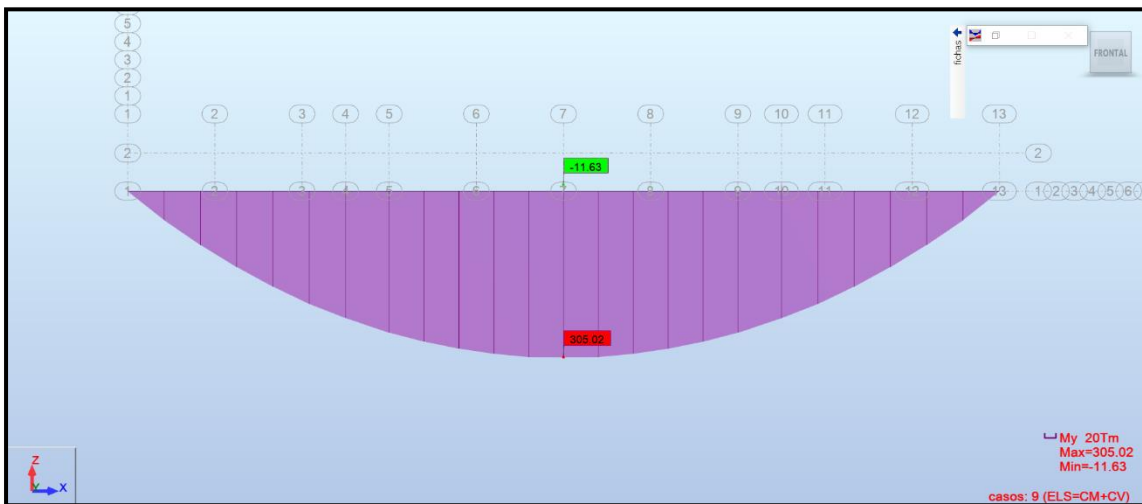
**Figura 78.**Momento máximo carga viva TANDEM.



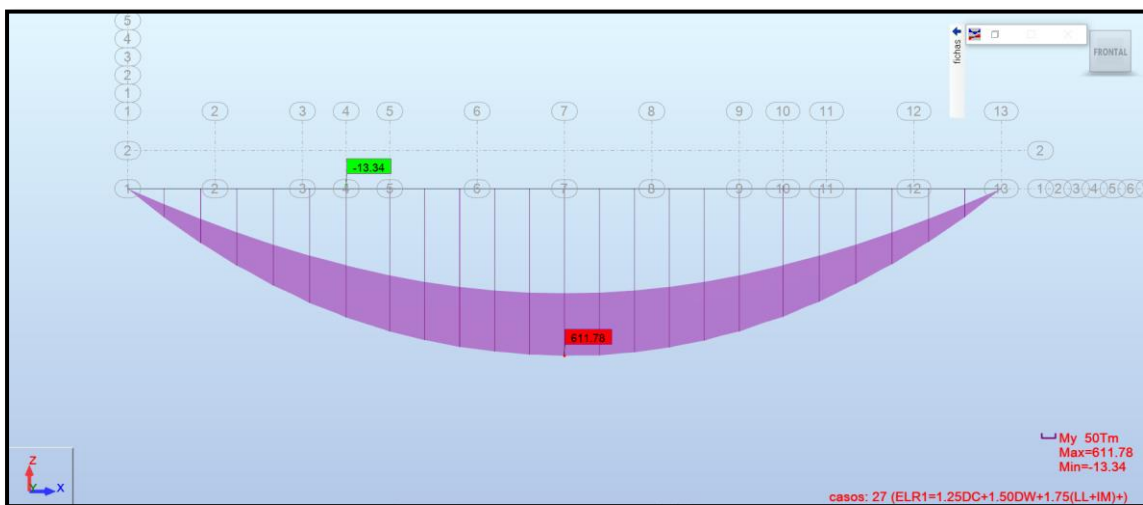
**Figura 79.**Momento máximo  $M_{max}(LL+IM)$ .



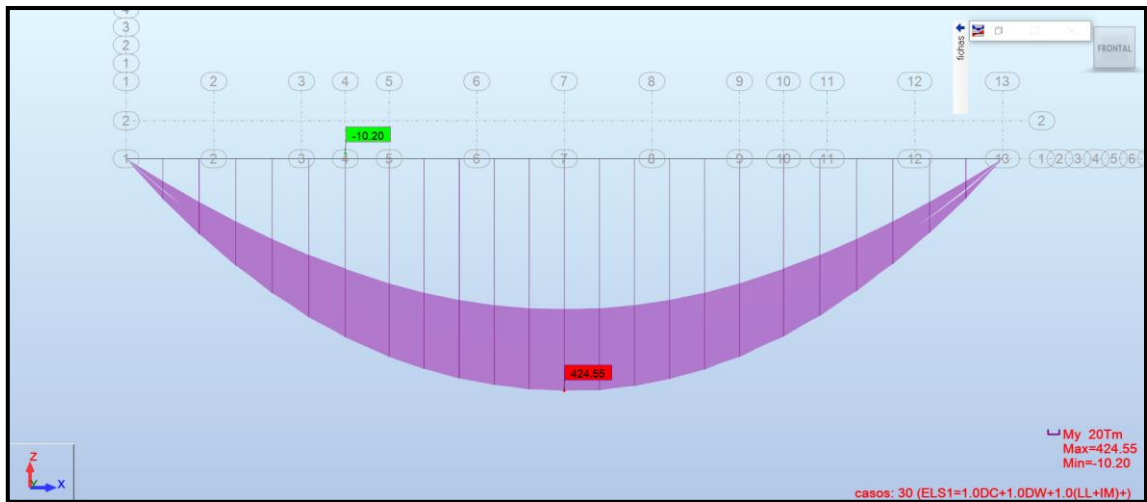
**Figura 80.**Momento máximo estado carga viva + carga muerta.



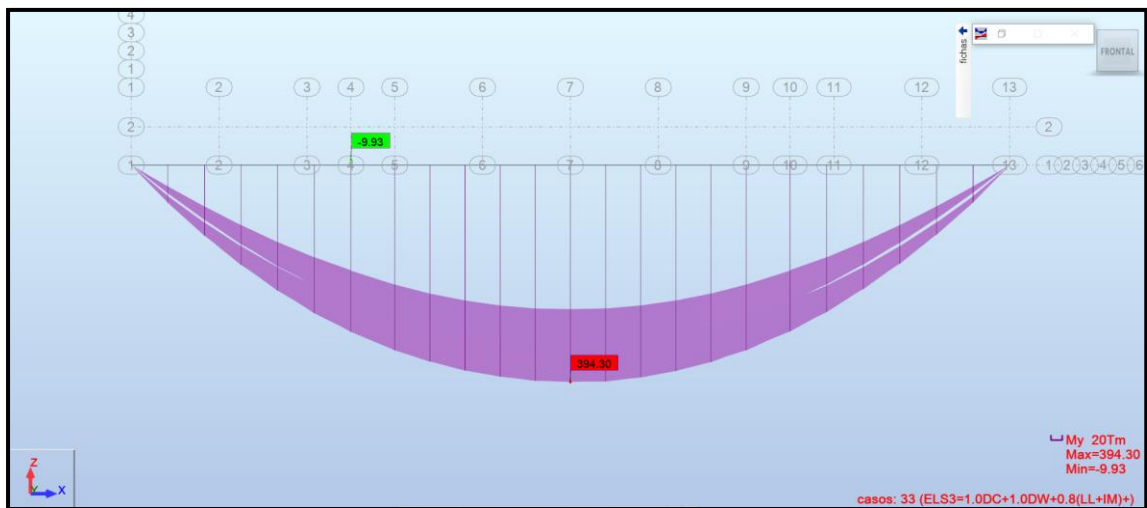
**Figura 81.**Momento máximo estado límite de Resistencia I.



**Figura 82.** Momento máximo estado límite de Servicio I.



**Figura 83.** Momento máximo estado límite de Servicio III.



**Tabla 7. Tabla de resultados de diseño de Losa.**

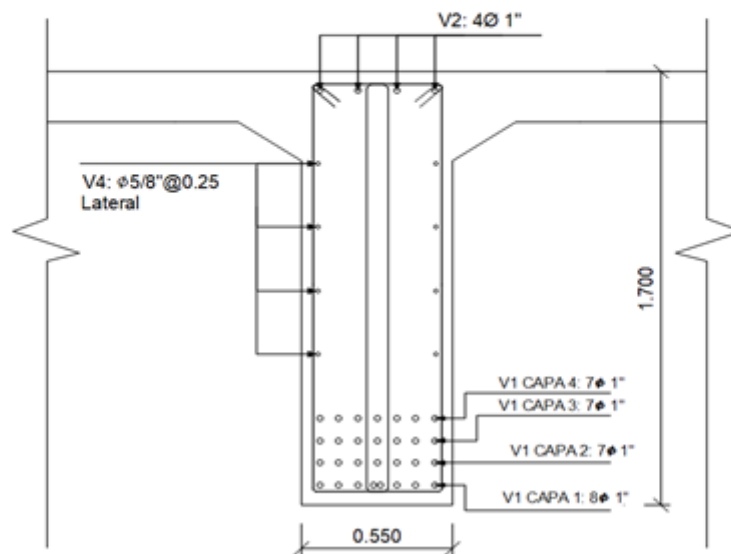
DISEÑO DE LOSA			
Espesor = 20 cm			
	Losa		Losa Voladizo
Mom Neg	7.84 T-m	Mom	7.52 T-m
Rec	5 cm	Rec	5 cm
As(-) princ.	Usar 1 $\phi$ 5/8" @ 0.12m	As(-) princ.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.12m
As temp.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.15m	As temp.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.15m
Mom Pos	4.82 T-m		
Rec	2.5 cm	Rec	2.5 cm
As(+) princ.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.32m	As(+) princ.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.32m
As distrib.	Usar 1 $\phi$ 1/2" @ 0.24m	As distrib.	Usar 1 $\phi$ 3/8" @ 0.20m

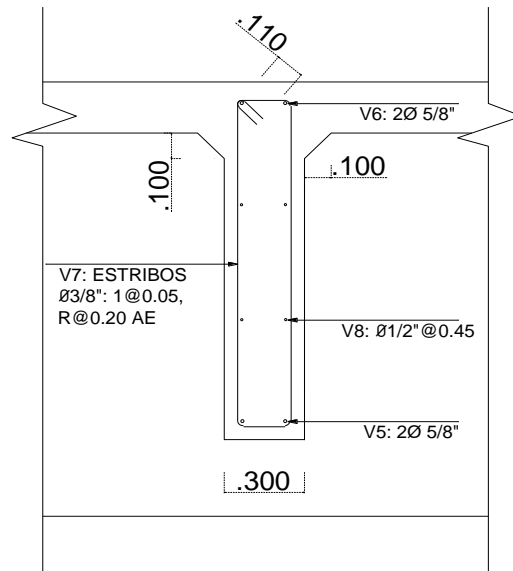
Fuente: Elaborado por autor.

**Tabla 8. Resultados de diseño de vigas de concreto armado.**

Diseño de la superestructura de concreto armado		
	Viga en T	0.55 x 1.70 m
	Mu	776.3 T-m
<b>Viga principal</b>	MR	814.79 T-m
	Total de var	Usar 29 $\phi$ 1"
	As temp	4 $\phi$ 5/8" por cara



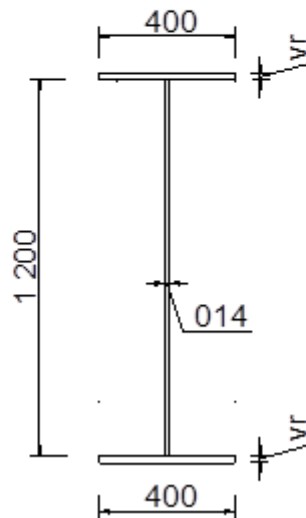
<b>Viga diafragma</b>	Viga	0.30 x 1.20 m	
	Mom Pos	7.061	T-m
	Mom Neg	6.414	T-m
	MR	19.73	T-m
	As Pos	Usar 2 $\varnothing$ 5/8"	
	As Neg	Usar 2 $\varnothing$ 5/8"	
	As temp	2 $\varnothing$ 1/2" por cara	



Fuente: Elaborado por autor.

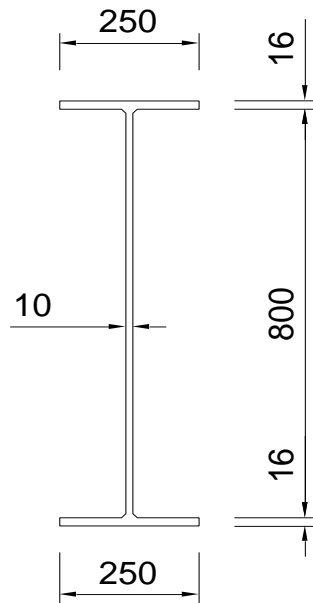
**Tabla 9.** Resultados de diseño de acero estructural del puente viga compuesta.

Diseño de la superestructura de viga compuesta				
Viga principal	bft	400	mm	
	tft	20   25	mm	vr
	hw	1200	mm	
	tw	14	mm	
	bf b	400	mm	
	tf b	25   30	mm	vr



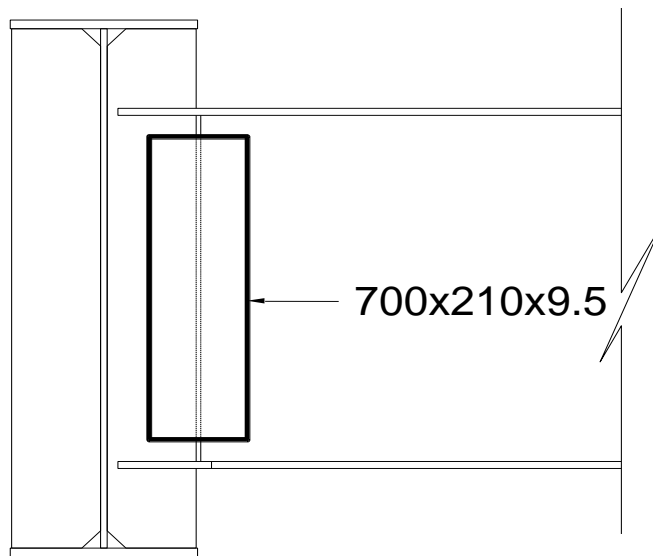


<b>Viga diafragma</b>	bf t	250	mm
	tf t	16	mm
	hw	800	mm
	tw	10	mm
	bf b	250	mm
	tf b	16	mm



**Placa conexión diafragma**

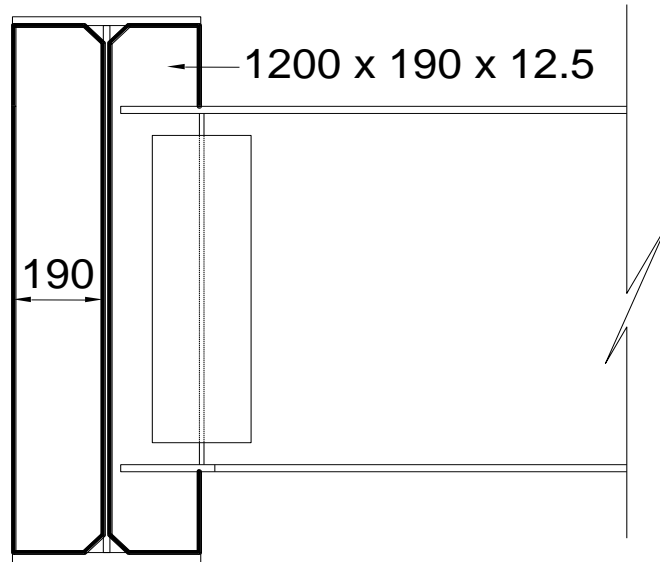
700 x 210 x 9.5 mm



---

**Rigidizadores en  
diafragmas interiores y  
exteriores**

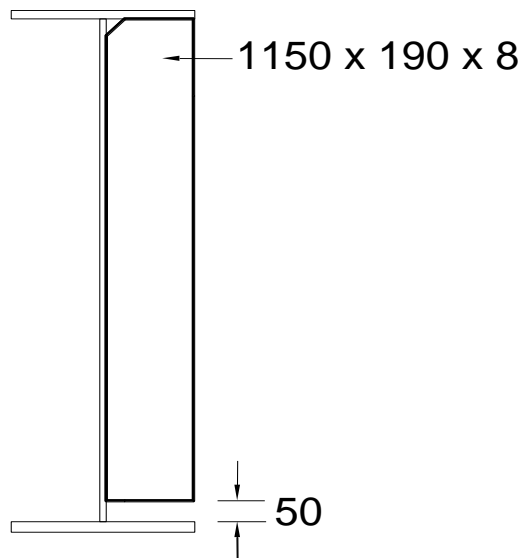
1200 x 190 x 12.5 mm



---

**Rigidizadores interiores  
intermedio**

1200 x 190 x 8 mm

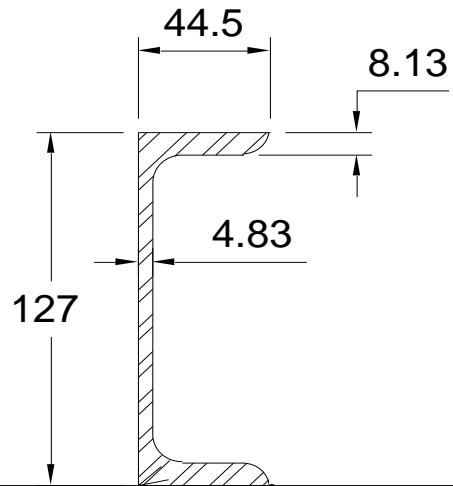


---

**Conector de corte**

5" x 6.7

---



Fuente: Elaborado por autor.

#### 4.5. Presupuesto de la ejecución

##### a) Costo de ejecución de la superestructura de Concreto Armado

#### VALOR REFERENCIAL

PRESUPUESTO: SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ

UBICACIÓN: CASERÍO CHAUPECRUZ - SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA - CUTERVO - CAJAMARCA

HECHO POR: TORRES MUÑOZ, CLISMAN Y ERSON

Item	Descripción	Und	Metrado	Costo Unitario	Parcial	Total
<b>1.00.00</b>	<b>SUPERESTRUCTURA CONCRETO ARMADO</b>					
<b>1.01.00</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>23,400.22</b>
1.01.01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	3,397.79	3,397.79	
1.01.02	CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANIA	und	1.00	5,238.61	5,238.61	
1.01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1.00	2,651.38	2,651.38	
1.01.04	TRAZO Y REPLANTEO	m2	329.42	3.67	1,210.59	
1.01.05	DESBROCE Y LIMPIEZA	Ha	800.00	3.12	2,498.99	
1.01.06	HABILITACION DE ACCESO PROVISIONAL	m2	530.00	6.28	3,329.17	
1.01.07	LIMPIEZA DE CAUCE	m3	900.00	5.64	5,073.69	
<b>1.02.00</b>	<b>VIGAS DE CONCRETO ARMADO</b>					<b>128,066.11</b>
1.02.01	CONCRETO f'c=350 Kg/cm2	m3	44.17	674.62	29,800.11	
1.02.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2	kg	9,311.60	7.60	70,803.66	
1.02.03	ENCOFRADO CARA VISTA	m2	205.29	133.77	27,462.35	
<b>1.03.00</b>	<b>LOSA DE CONCRETO Y VEREDAS</b>					<b>490,855.50</b>
1.03.01	CONCRETO f'c=280 Kg/cm2	m3	44.41	674.62	29,960.20	
1.03.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2	Kg	6,863.25	7.60	52,186.86	
1.03.03	ENCOFRADO CARA VISTA	m2	194.45	133.77	26,011.39	
1.03.04	FALSO PUENTE	m3	824.55	451.88	372,596.76	
1.03.05	LOSA DE APOYO PARA FALSO PUENTE	m3	21.56	468.42	10,100.28	
<b>1.04.00</b>	<b>VARIOS</b>					<b>39,141.09</b>
1.04.01	JUNTAS DE DILATACION	m	12.50	399.64	4,995.54	
1.04.02	DISPOSITIVO DE APOYO	und	4.00	2,626.78	10,507.11	
1.04.03	TUBOS DE DRENAJE	und	8.00	63.98	511.84	
1.04.04	SELLO DE POLIURETANO Y POLIESTIRENO EXPANDIDO	m	12.50	136.51	1,706.40	
1.04.05	BARANDAS METALICAS	m	47.60	421.33	20,055.26	
1.04.06	PINTURA EN BARANDAS	m	47.60	28.68	1,364.93	
<b>1.05.00</b>	<b>SEÑALIZACIÓN</b>					<b>5,328.35</b>
1.05.01	LINEAS CONTINUAS	m	23.80	16.56	394.01	
1.05.02	PINTURA EN SARDINELES	m	47.60	18.18	865.17	
1.05.03	SEÑALES PREVENTIVAS	und	2.00	348.82	697.65	
1.05.04	SEÑALES INFORMATIVAS	und	1.00	1,406.07	1,406.07	
1.05.05	COLOCACION DE SEÑALES INFORMATIVAS	und	2.00	982.73	1,965.45	
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>686,791.27</b>	<b>686,791.27</b>

b) Costo de ejecución de la superestructura de Viga Compuesta

**VALOR REFERENCIAL**

PRESUPUESTO: SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ

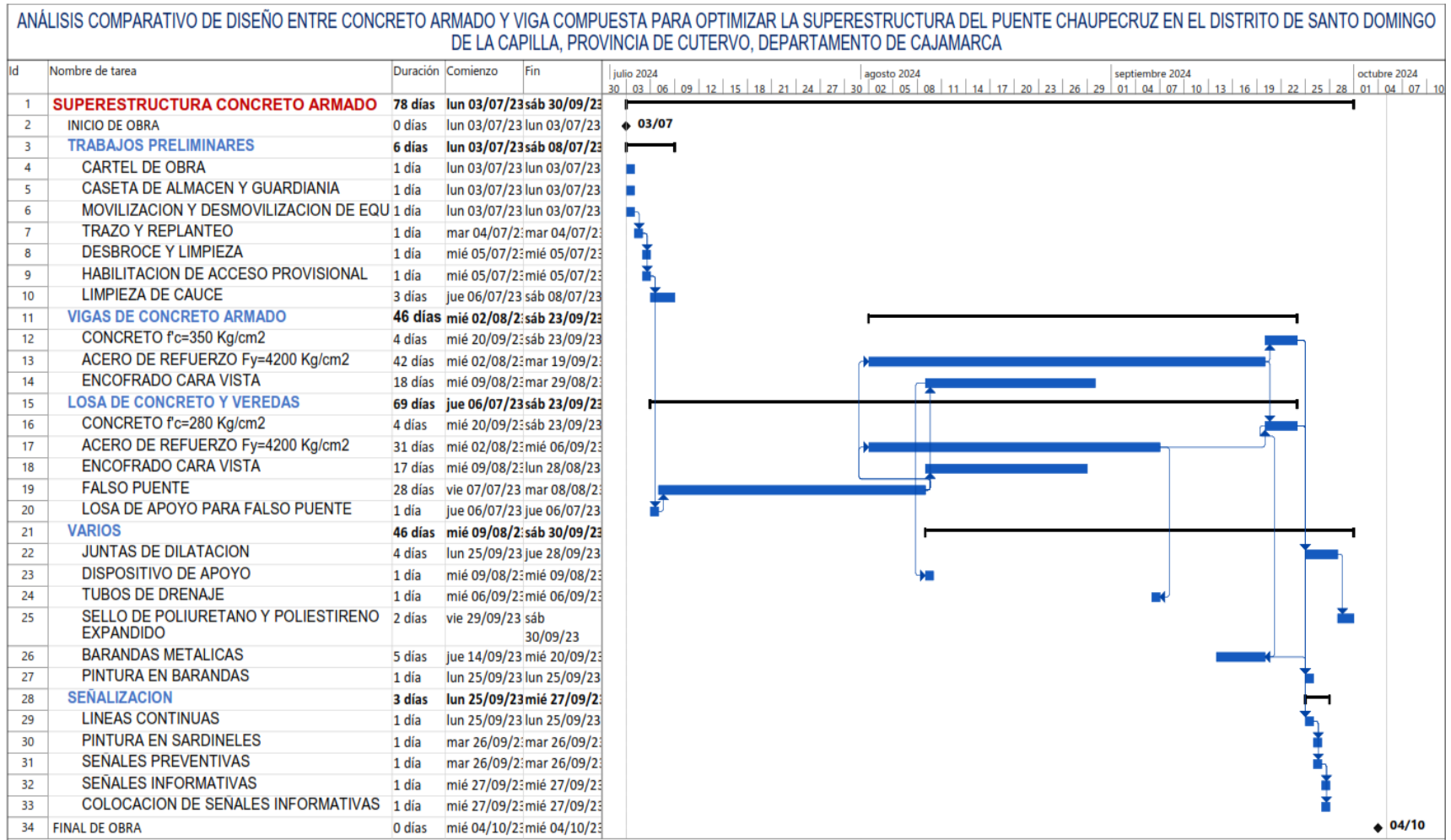
UBICACIÓN: CASERÍO CHAUPECRUZ - SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA - CUTERVO - CAJAMARCA

HECHO POR: TORRES MUÑOZ, CLISMAN YERSON

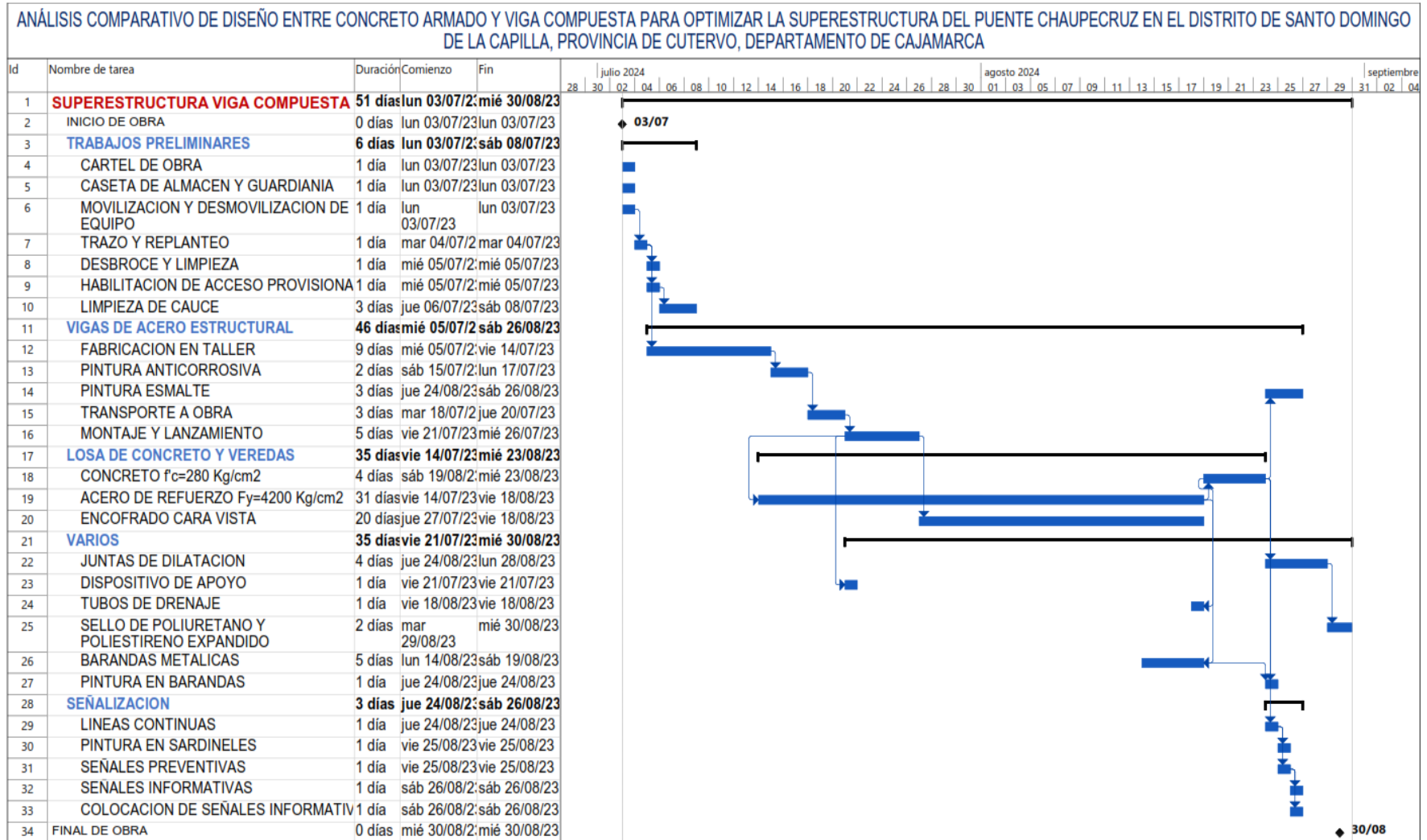
Item	Descripción	Und	Metrado	Costo Unitario	Parcial	Total
<b>1.00.00</b>	<b>SUPERESTRUCTURA VIGA COMPUESTA</b>					
<b>1.01.00</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>23,400.22</b>
1.01.01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	3,397.79	3,397.79	
1.01.02	CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANA	und	1.00	5,238.61	5,238.61	
1.01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1.00	2,651.38	2,651.38	
1.01.04	TRAZO Y REPLANTEO	m2	329.42	3.67	1,210.59	
1.01.05	DESBROCE Y LIMPIEZA	Ha	800.00	3.12	2,498.99	
1.01.06	HABILITACION DE ACCESO PROVISIONAL	m2	530.00	6.28	3,329.17	
1.01.07	LIMPIEZA DE CAUCE	m3	900.00	5.64	5,073.69	
<b>1.02.00</b>	<b>VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL</b>					<b>276,758.46</b>
1.02.01	FABRICACION EN TALLER	Ton	16.70	11,837.79	197,650.37	
1.02.02	PINTURA ANTICORROSIVA	m2	229.40	59.85	13,728.89	
1.02.03	PINTURA ESMALTE	m2	229.40	31.83	7,300.70	
1.02.04	TRANSPORTE A OBRA	TKm	16,696.56	0.87	14,470.35	
1.02.05	MONTAJE Y LANZAMIENTO	Ton	16.70	2,611.81	43,608.15	
<b>1.03.00</b>	<b>LOSA DE CONCRETO Y VEREDAS</b>					<b>113,475.35</b>
1.03.01	CONCRETO $f_c=280$ Kg/cm <sup>2</sup>	m3	44.41	674.62	29,960.20	
1.03.02	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	Kg	6,863.25	7.60	52,186.86	
1.03.03	ENCOFRADO CARA VISTA	m2	234.19	133.77	31,328.29	
<b>1.04.00</b>	<b>VARIOS</b>					<b>39,141.09</b>
1.04.01	JUNTAS DE DILATAACION	m	12.50	399.64	4,995.54	
1.04.02	DISPOSITIVO DE APOYO	und	4.00	2,626.78	10,507.11	
1.04.03	TUBOS DE DRENAJE	und	8.00	63.98	511.84	
1.04.04	SELLO DE POLIURETANO Y POLIESTIRENO EXPANDIDO	m	12.50	136.51	1,706.40	
1.04.05	BARANDAS METALICAS	m	47.60	421.33	20,055.26	
1.04.06	PINTURA EN BARANDAS	m	47.60	28.68	1,364.93	
<b>1.05.00</b>	<b>SEÑALIZACION</b>					<b>5,328.35</b>
1.05.01	LINEAS CONTINUAS	m	23.80	16.56	394.01	
1.05.02	PINTURA EN SARDINELES	m	47.60	18.18	865.17	
1.05.03	SEÑALES PREVENTIVAS	und	2.00	348.82	697.65	
1.05.04	SEÑALES INFORMATIVAS	und	1.00	1,406.07	1,406.07	
1.05.05	COLOCACION DE SEÑALES INFORMATIVAS	und	2.00	982.73	1,965.45	
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>458,103.46</b>	<b>458,103.46</b>

#### 4.6. Tiempo de ejecución

a) Tiempo de ejecución de la superestructura de Concreto Armado.



b) Tiempo de ejecución de la superestructura de Viga Compuesta



## CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN

### 6.1 Análisis comparativo

En ambos tipos de la superestructura del puente Chaupecruz, se realizó la comparativa de análisis aplicando hojas de cálculo, posteriormente se corroboró el análisis utilizando el software Robot Structural; así mismo se continuo con los diseño en las hojas de cálculo para luego dibujar lo diseñado en AutoCad para pasar con los metrados, del mismo modo se ha obtenido el factor económico, factor tiempo y constructibilidad; estos factores importantes dependieron de la viabilidad del proyecto, de tal manera que el tipo de diseño elegido sea el más óptimo.

- a) Cuadro comparativo de los momentos últimos de la hoja de cálculo Excel y el software Robot Structural de cada propuesta.

**Tabla 10.** Cuadro comparativo de momentos - Concreto armado.

CONCRETO ARMADO - V. EXTERIORES			
Momentos	Excel	Robot Structural	
Mdc=	289.712	294.17	T-m
Mdw=	13.018	12.70	T-m
Mll+im=	225.504	126.06	T-m
M Resist I = Mu=	776.3	748.29	T-m

Fuente: Elaborado por autor.

**Tabla 11.** Cuadro comparativo de momentos - Viga compuesta.

VIGA COMPUESTA - V. EXTERIORES			
Momentos	Excel	Robot Structural	
Mdc=	201.181	197.77	T-m
Mdw=	13.018	23.36	T-m
Mll+im=	220.26	128.02	T-m
M Resist I = Mu=	729.878	611.78	T-m

Fuente: Elaborado por autor.

- b) Cuadro comparativo de cantidad de concreto en losa, veredas y barreras.

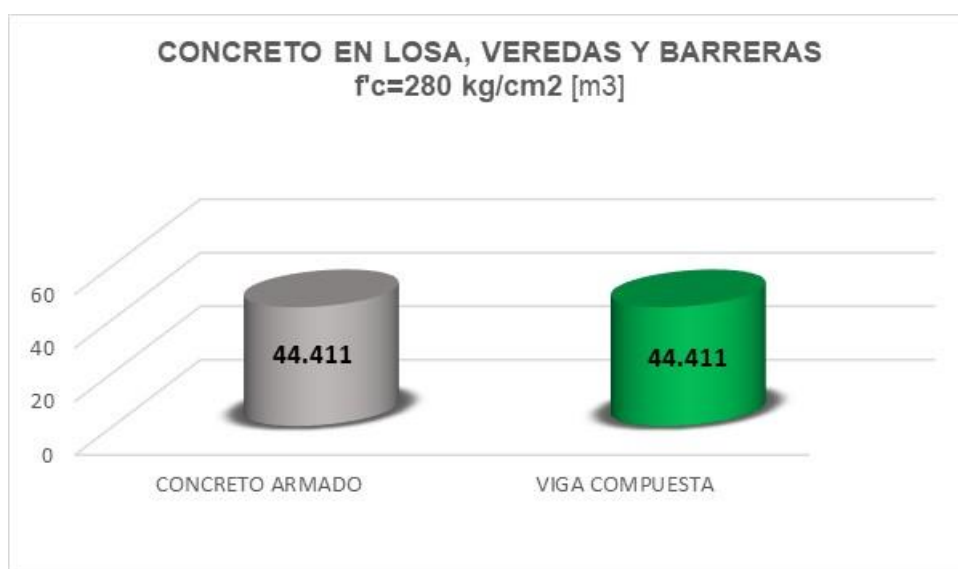


**Tabla 12.** Comparación de cada diseño de concreto en losa, veredas y barreras.

CONCRETO EN LOSA, VEREDAS Y BARRERAS $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup>				
Tipo	Und	Item		Total
		BARRERAS	LOSA Y VEREDAS	
CONCRETO ARMADO	m <sup>3</sup>	9.663	34.748	44.411
VIGA COMPUESTA		9.663	34.748	44.411

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 84.** Comparación de cada diseño de concreto en losa, veredas y barreras.



Fuente: Elaborado por autor.

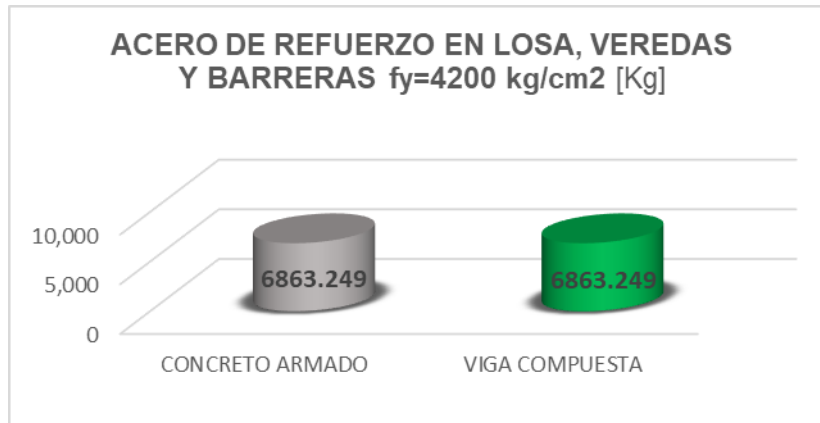
- c) Cuadro comparativo de cantidad de acero corrugado en losa, veredas y barreras.

**Tabla 13.** Comparación de cada diseño de acero de refuerzo en losa, veredas y barreras.

ACERO DE REFUERZO EN LOSA, VEREDAS Y BARRERAS $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>				
Tipo	Und	Item		Total
		BARRERAS	LOSA Y VEREDAS	
CONCRETO ARMADO	Kg	1118.208	5745.041	6863.249
VIGA COMPUESTA		1118.208	5745.041	6863.249

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 85.** Comparativo de acero de refuerzo en losa, veredas y barreras.



Fuente: Elaborado por autor.

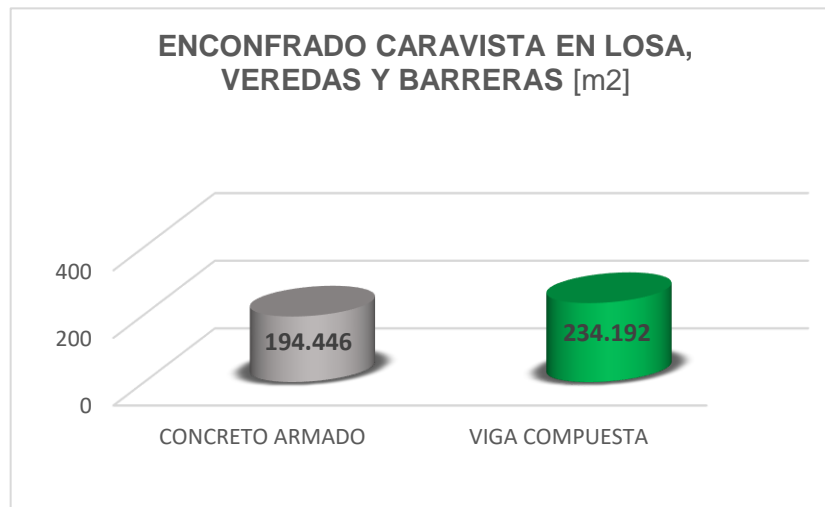
d) Cuadro comparativo de cantidad madera para encofrado de losa, veredas y barreras.

**Tabla 14.** Comparativo de encofrado caravista en losa, veredas y barreras.

ENCONFRADO CARAVISTA EN LOSA, VEREDAS Y BARRERAS				
Tipo	Und	Item		Total
		BARRERAS	LOSA Y VEREDAS	
CONCRETO ARMADO	m <sup>2</sup>	83.776	110.670	194.446
VIGA COMPUESTA		83.776	150.416	234.192

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 86.** Comparativo de encofrado caravista en losa, veredas y barreras.



Fuente: Elaborado por autor.

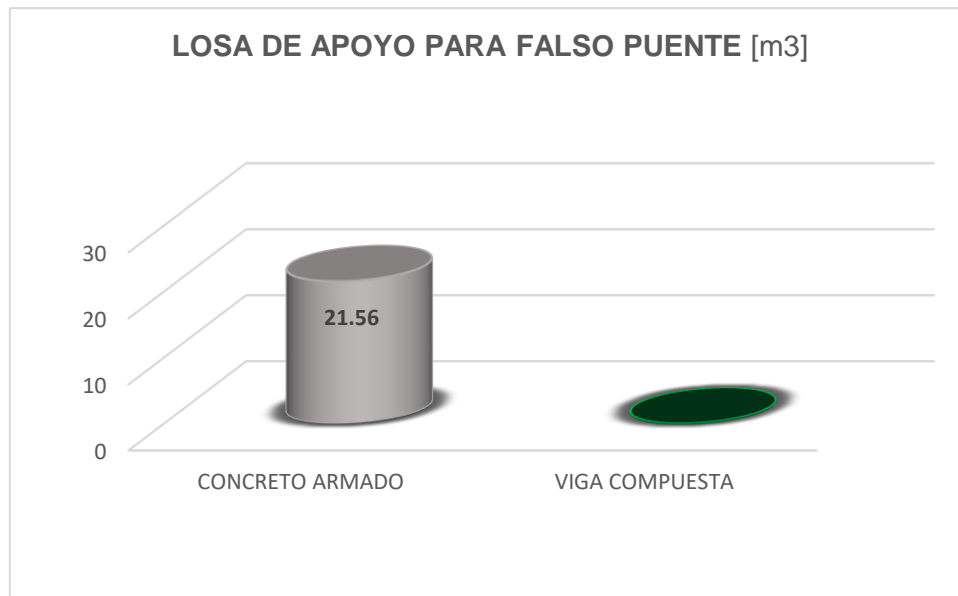
e) Cuadro comparativo en cantidad de concreto de losa de apoyo para falso puente.

**Tabla 15.** Comparativo de losa de apoyo para falso puente.

LOSA DE APOYO PARA FALSO PUENTE			
Tipo	Und	Item	Total
		LOSA DE CONCRETO	
CONCRETO ARMADO	m3	21.56	21.563
VIGA COMPUESTA		-	0.000

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 87.** Comparativo de losa de apoyo para falso puente.



Fuente: Elaborado por autor.

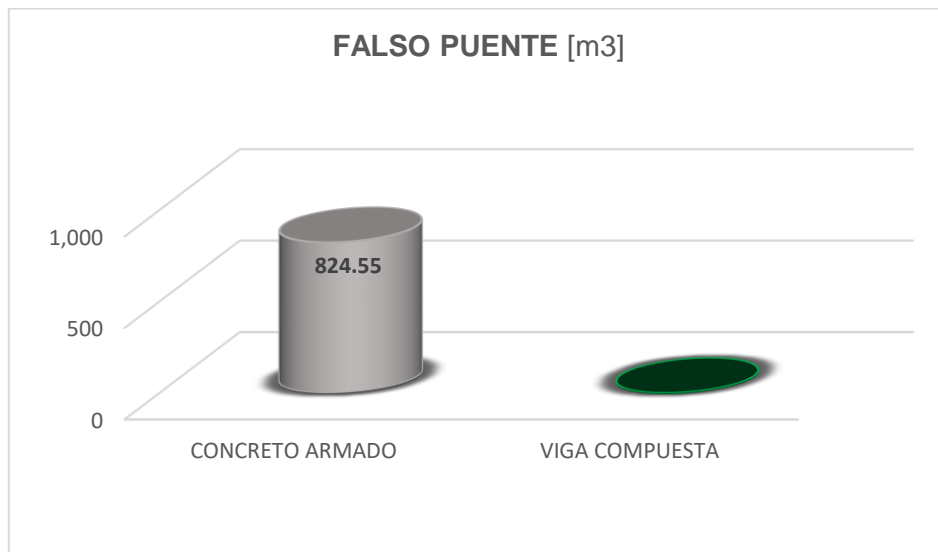
f) Cuadro comparativo en falso puente de madera.

**Tabla 16.** Comparativo de falso puente de madera.

FALSO PUENTE			
Tipo	Und	Item	Total
		FALSO PUENTE	
CONCRETO ARMADO	m3	824.55	824.550
VIGA COMPUESTA		-	0.000

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 88.** Comparativo de falso puente de madera.



Fuente: Elaborado por autor.

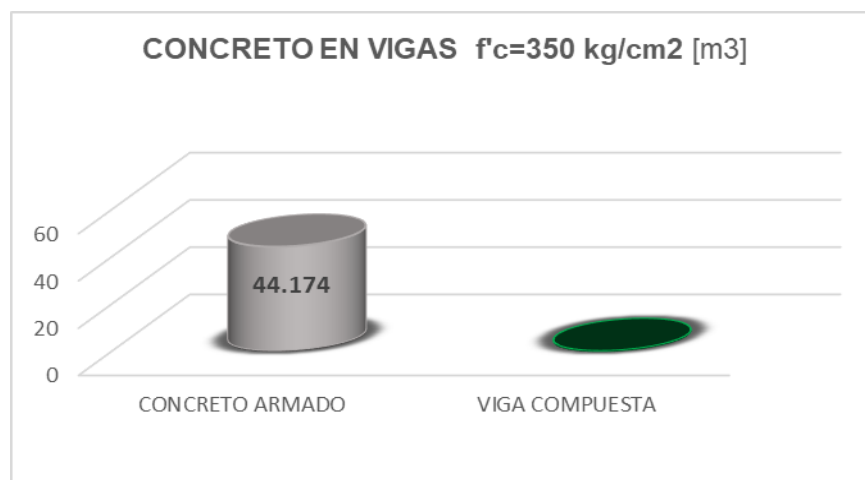
g) Cuadro comparativo de cantidad de concreto en vigas.

**Tabla 17.** Comparativo de cantidad de concreto en vigas.

CONCRETO EN VIGAS $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$				
Tipo	Und	Item		Total
		V. PRINCIPALES	V. DIAFRAGMA	
CONCRETO ARMADO	m3	40.936	3.2375	44.174
VIGA COMPUESTA		-	-	0.000

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 89.** Comparativo de cantidad de concreto en vigas.



Fuente: Elaborado por autor.

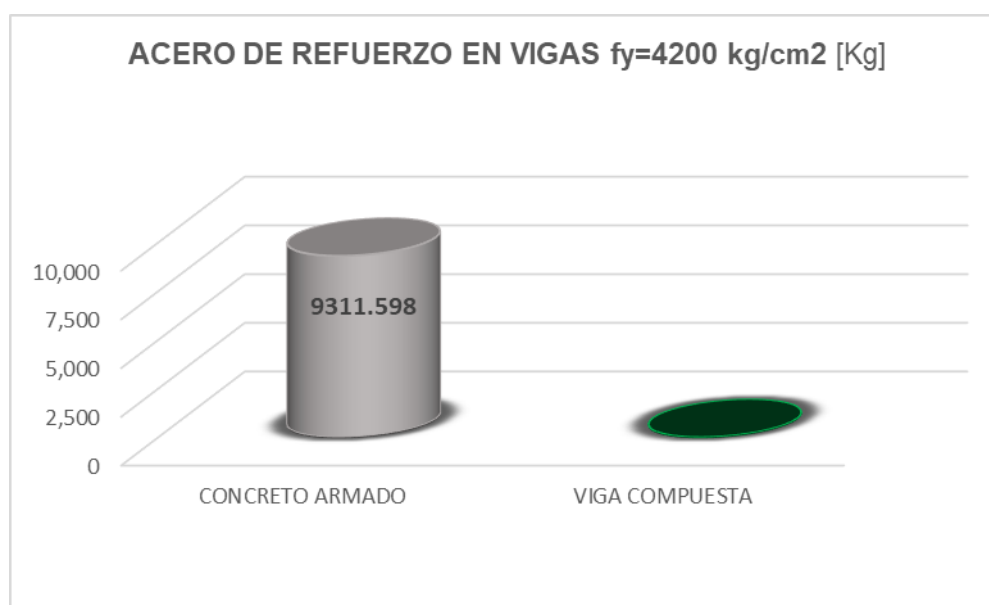
h) Cuadro comparativo de cantidad de acero corrugado en vigas.

**Tabla 18.** Comparativo de cantidad de acero corrugado en vigas.

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>				
Tipo	Und	Item		Total
		V. PRINCIPALES	V. DIAFRAGMA	
CONCRETO ARMADO	Kg	9075.923	235.676	9311.598
VIGA COMPUESTA		-	-	0

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 90.** Comparativo de cantidad de acero corrugado en vigas.



Fuente: Elaborado por autor.

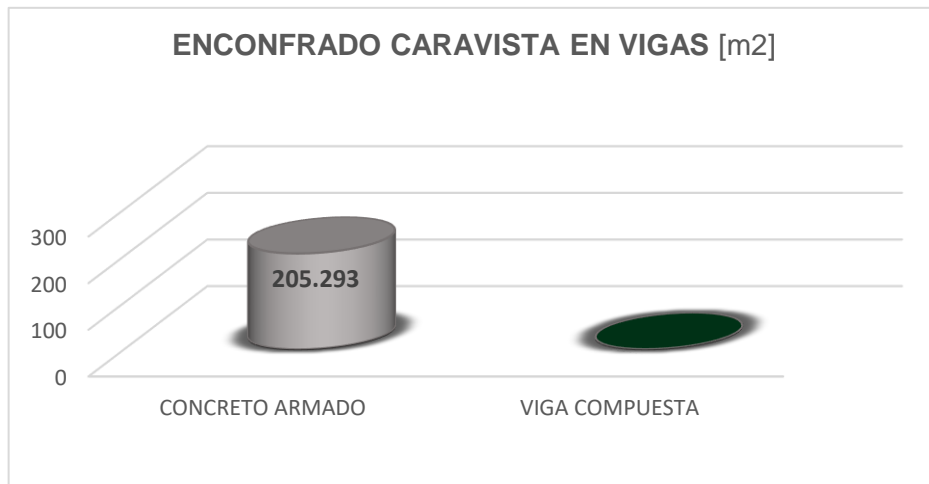
i) Cuadro comparativo de cantidad madera para encofrado de vigas.

**Tabla 19.** Comparativo de cantidad de madera para encofrado de vigas.

ENCONFRADO CARAVISTA EN VIGAS				
Tipo	Und	Item		Total
		V. PRINCIPALES	V. DIAFRAGMA	
CONCRETO ARMADO	m <sup>2</sup>	180.880	24.413	205.293
VIGA COMPUESTA		-	-	0.000

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 91.** Comparativo de cantidad de madera para encofrado de vigas.



Fuente: Elaborado por autor.

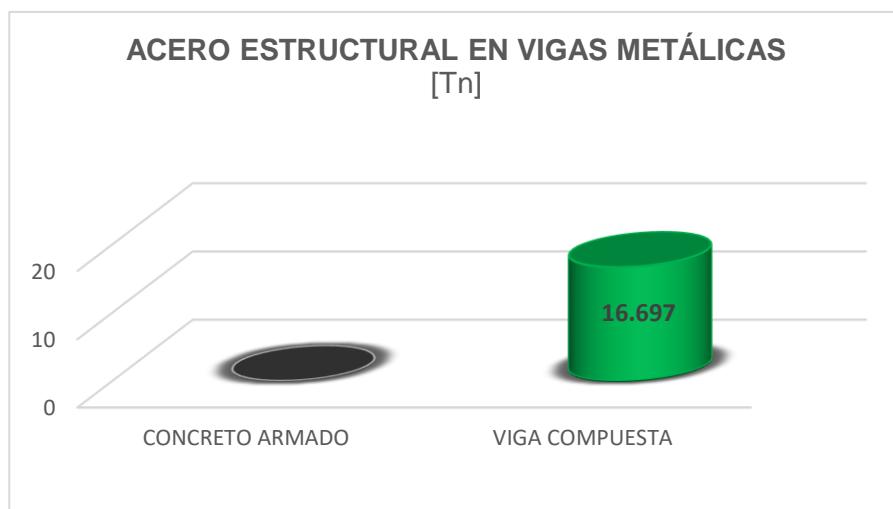
j) Cuadro comparativo de cantidad acero estructural en vigas metálicas.

**Tabla 20.** Comparativo de acero estructural en vigas metálicas.

MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL EN VIGAS METÁLICAS			
Tipo	Und	Item	Total
		FABRICACIÓN EN TALLER	
CONCRETO ARMADO	TON	-	0.000
VIGA COMPUESTA		16.697	16.697

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 92.** Comparativo de acero estructural en vigas metálicas.



Fuente: Elaborado por autor.

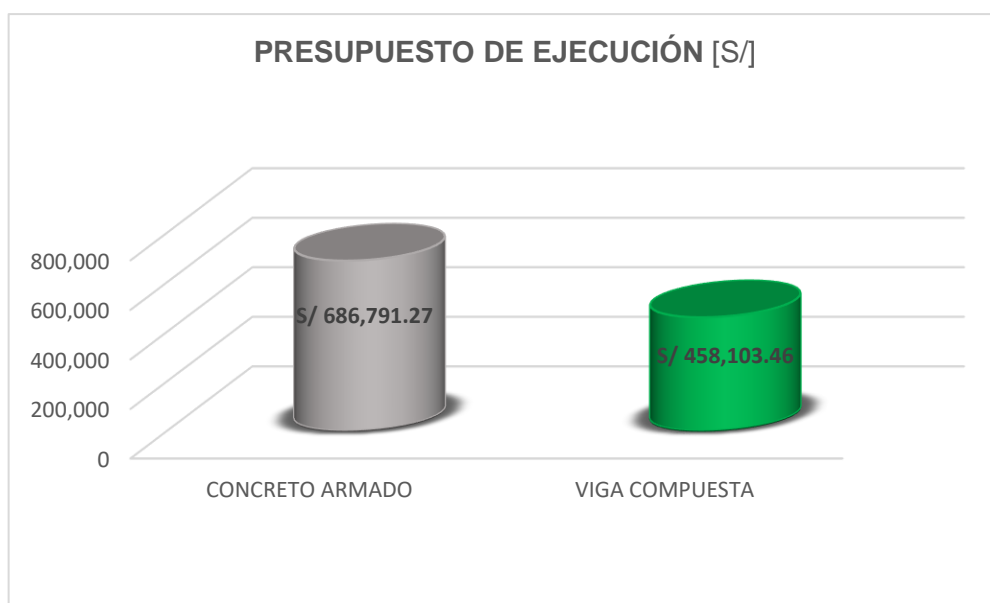
k) Cuadro comparativo en presupuesto de ejecución.

**Tabla 21.** Comparativo de presupuesto de ejecución.

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN			
Tipo	Und	Item	% de ahorro
		PRESUPUESTO	
CONCRETO ARMADO	Soles	S/ 686,791.27	33%
VIGA COMPUESTA		S/ 458,103.46	

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 93.** Comparativo de presupuesto de ejecución.



Fuente: Elaborado por autor.

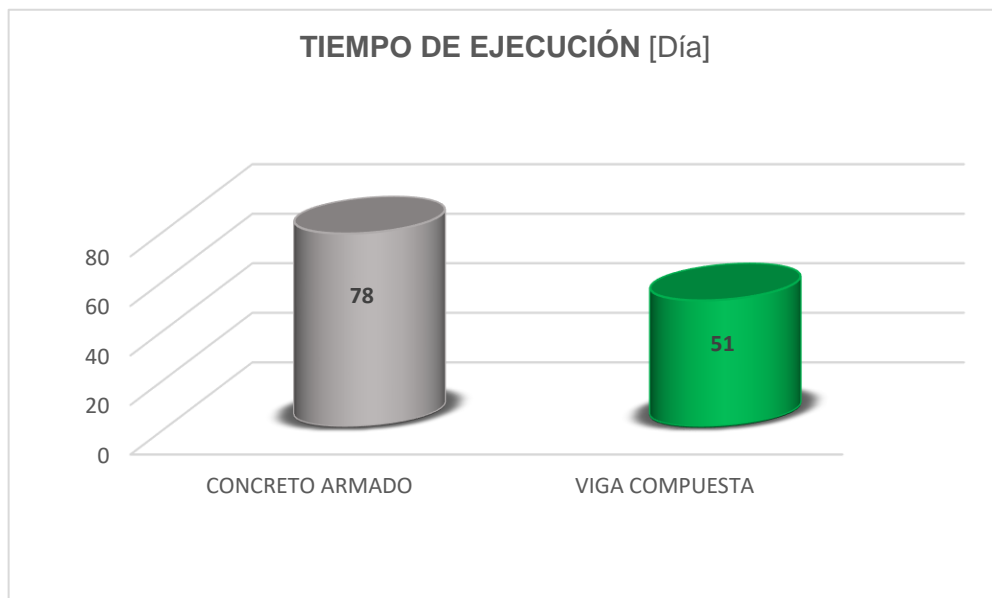
l) Cuadro comparativo en tiempo de ejecución.

**Tabla 22.** Comparativa de tiempo de ejecución.

TIEMPO DE EJECUCIÓN			
Tipo	Und	Item	% de ahorro
		TIEMPO	
CONCRETO ARMADO	Día	78	35%
VIGA COMPUESTA		51	

Fuente: Elaborado por autor.

**Figura 94.** Comparativo de tiempo de ejecución.



Fuente: Elaborado por autor.



## 6.2 Contrastación de Hipótesis

### 6.2.1 Hipótesis general HG:

H.G.: El análisis de diseño de viga compuesta tiene un diseño más óptimo que de concreto armado para la superestructura del Puente Chaupecruz.

**Tabla 23.** *Discusión de Hipótesis General HG.*

Hipotesis planteada	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observaciones
<b>HG:</b> El análisis de diseño de viga compuesta tiene un diseño más óptimo que de concreto armado para la superestructura del Puente Chaupecruz.	Análisis comparativo de diseño	El diseño de viga compuesta es más óptimo en cuanto al diseño, economía, constructibilidad que el de concreto armado en la superestructura del Puente Chaupecruz.	La hipótesis general HG, es válida por mayoría de sus factores.

Fuente: Elaborado por autor.

### 6.2.2 Hipótesis específica H1:

El análisis técnico del diseño de cada tipo de superestructura destaca las dimensiones de las vigas diseñadas y los cálculos de acero, lo que da como resultado un resultado significativo en cuanto a su peso de la superestructura del puente Chaupecruz.

**Tabla 24.** *Discusión de Hipótesis Específica H1.*

<b>Hipotesis planteada</b>	<b>Métodos aplicados</b>	<b>Resultados obtenidos</b>	<b>Observaciones</b>
<b>H1:</b> Concreto armado es más óptimo en cuanto a diseño de la superestructura del Puente Chaupecruz.	Diseño y modelamiento estructural	La super estructura de concreto armado es mas pesada en un 37% en comparación con la de viga compuesta	La hipótesis 1 NO es válida, en cuanto al peso según el análisis técnico del diseño, en cuanto a procedimiento es similar

Fuente: Elaborado por autor.

### **6.2.3 Hipótesis específica H2:**

En lo que respeta al aspecto económico de los diseños, se destaca la inclusión de más materiales y la reducción del tiempo de ejecución de la superestructura del puente Chaupecruz.

**Tabla 25.** *Discusión de Hipótesis Específica H2.*

<b>Hipotesis planteada</b>	<b>Métodos aplicados</b>	<b>Resultados obtenidos</b>	<b>Observaciones</b>
<b>H2:</b> Viga compuesta es la opción más económica para la superestructura del Puente Chaupecruz.	Calculo de Presupuesto	Efectivamente el diseño de viga compuesta representa una reducción del 33% que el de concreto armado	Se confirmo la hipótesis 2

Fuente: Elaborado por autor.

### 6.2.4 Hipótesis específica H3:

La constructibilidad se enfoca en el planteamiento de la ejecución en su proceso constructivo, obteniendo una diferencia en cuanto a su encofrado en cada tipo de diseño, lo que conlleva un ahorro significativo; el diseño adecuado se debe a las condiciones de la zona de Chaupecruz

**Tabla 26.** *Discusión de Hipótesis Específica H3.*

Hipotesis planteada	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observaciones
H3: Concreto armado es la mejor alternativa en cuanto a su constructabilidad de la superestructura del Puente Chaupecruz.	Proceso constructivo	En cuanto a las condiciones climáticas de la zona, por la mayor parte del año consta de fuertes precipitaciones pluviales, río caudaloso; esta se contradice en cuanto a su encofrado de la superestructura	La hipótesis 3 NO es válida

Fuente: Elaborado por autor.

## CONCLUSIONES

1. El análisis técnico el diseño de concreto armado nos resalta después de las dimensiones de las vigas encontradas, en encontrar el diámetro y número varillas en su momento positivo que es la parte inferior, obteniendo un total de 29 varillas de  $\varnothing 1"$ ; mientras que en el de tipo viga compuesta se logra obtener el cálculo de las dimensiones cambiantes por tramos en sus vigas principales a lo largo del puente; por otro lado el peso de cada superestructura de concreto armado es más pesada en un 37% en comparación con el de viga compuesta, siendo desfavorable porque puede realizar un cambio crucial en las dimensiones de la subestructura del puente para mejorar el apoyo de las bases, lo que resulta en un mayor costo necesario al aumentar las dimensiones de la superestructura.
2. Se descubrió que el tipo de viga compuesta permite ahorrar hasta en S/ 228,687.81 soles, lo que representa una reducción del 33%, ya que las vigas principales del tipo de concreto armado contienen más materiales como concreto, acero, encofrado y desencofrado en sus vigas principales; concluyendo que no es la opción más económica en términos de presupuesto cuanto a su presupuesto y de manera similar, el tiempo de ejecución según nuestro cronograma de obra: el de concreto armado tarda en ejecutarse aproximadamente 78 días y el de viga compuesta 51 días aproximadamente, reduciéndose en un 35%, por lo tanto el de viga compuesta es el más eficiente.
3. En cuanto a su constructibilidad el puente de concreto armado es menos adecuado en cuanto a las condiciones climáticas de la zona ya que la mayor parte del año consta de fuertes precipitaciones pluviales, río caudaloso; ya que esto puede retrasar y perjudicar considerablemente las partidas de la obra, hemos podido concluir que ambos tipos de puente su encofrado es diferente ya que el concreto armado es necesario contar con una losa de concreto como apoyo de falso puente, así mismo el falso puente de madera para encofrar y soporte de las vigas, losa y veredas debajo de la superestructura, que en relación con el presupuesto conlleva

aproximadamente al 50% de costo de ejecución; mientras que en el tipo viga compuesta es un procedimiento de lanzamiento y montaje de vigas de acero estructural la misma que será usado como soporte para encofrado de losa y veredas.

4. Finalmente, el análisis técnico nos muestra que el diseño de viga compuesta es más eficiente y económico en comparación con el diseño de concreto armado. El uso de vigas compuestas permite ahorrar un 33% en costos y reduce el tiempo de ejecución en un 35%. Sin embargo, es importante tener en cuenta las condiciones climáticas del lugar, ya que el puente de concreto armado puede ser menos adecuado en zonas con fuertes precipitaciones. Además, la construcción de un puente de concreto armado requiere un encofrado más complejo y costoso en comparación con el procedimiento de lanzamiento y montaje de vigas de acero estructural utilizado en el diseño de viga compuesta. En general, se puede concluir que el diseño de viga compuesta es una opción más eficiente y rentable en la mayoría de los casos.

## RECOMENDACIONES

1. En cuanto al diseño de cada tipo de puente, se recomienda evaluar cuidadosamente las características y requisitos específicos de cada tipo de estructura (viga compuesta y concreto armado), considerando el análisis técnico y las dimensiones de las vigas, así como el peso de la superestructura. Es importante encontrar un equilibrio entre la resistencia y el coste, tomando en cuenta el apoyo adecuado de las bases y buscando soluciones eficientes que minimicen los gastos en aumento de dimensiones.
2. Se recomienda utilizar el tipo de viga compuesta en lugar del concreto armado, ya que permite un ahorro significativo de hasta S/ 228,687.81 soles, equivalente al 33%. Además, el tiempo de ejecución se reduce en un 35%, pasando de 78 días a 51 días aproximadamente. Por lo tanto, el uso de la viga compuesta no solo es más económico en términos de presupuesto, sino también más eficiente en cuanto al tiempo de ejecución.
3. Debido a las condiciones climáticas adversas, que incluyen fuertes precipitaciones y un río caudaloso, recomendamos utilizar el tipo de puente viga compuesta en lugar del puente de concreto armado en esta zona. Esto se debe a que, durante la construcción, el puente de concreto armado puede sufrir retrasos y daños significativos. Además, el encofrado y los costos relacionados varían según el tipo de puente. Para los puentes de concreto armado, se requiere una losa de concreto para apoyar el falso puente y una losa de madera para sostener las vigas, la losa y las veredas debajo de la superestructura. Esto representa aproximadamente el 50% del costo de ejecución. Por otro lado, el puente de viga compuesta utiliza un procedimiento de lanzamiento y montaje de vigas de acero estructural como soportar el encofrado de losa y veredas.

4. En general, se recomienda utilizar el diseño de viga compuesta debido a su eficiencia y economía en comparación con el diseño de concreto armado. El uso de vigas compuestas permite ahorrar un 33% en costos y reduce el tiempo de ejecución en un 35%. Sin embargo, es necesario tener en cuenta las condiciones climáticas del lugar, ya que el puente de concreto armado puede ser menos adecuado en zonas con fuertes precipitaciones. Además, la construcción de un puente de concreto armado requiere un encofrado más complejo y costoso en comparación con el procedimiento de lanzamiento y montaje de vigas de acero estructural utilizado en el diseño de viga compuesta. En resumen, el diseño de viga compuesta es una opción más eficiente y rentable en la mayoría de los casos.

## FUENTES DE INFORMACIÓN

- American Association of State Highway and Transportation Officials (2020).  
*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. (9a ed.).
- Carrillo, O. & Lozano, L. (2018). *Diseño en concreto reforzado del nuevo puente las delicias para la conexión de los municipios de alpujarra y baraya bajo la normal colombiana de puentes lrfd ccp-14*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia]. Repositorio académico de la UCATOLICA  
<https://repository.ucatolica.edu.co/server/api/core/bitstreams/d9a6c223-0c35-4c6c-830d-93e0dd182fc6/content>
- Chique, N. (2017). *Diseño de la mejor alternativa de un puente ubicado sobre el rio Cangallo, para la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, distrito de llave, Provincia El Collao*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio académico de la UNAP  
<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/4761>
- Condori, R. & Itusaca, P. (2017). *Análisis comparativo del diseño estructural de alternativas de puentes urbanos para los barrios Unión Putina y Libertad de la Localidad de Putina*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio académico de la UNAP  
<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/7051>
- Fonseca, R. & Linares, O. (2015). *Diseño de un puente con vigas prefabricadas*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio académico de la PUCP  
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6093>
- Guillen, D. (2018). *Análisis técnico – económico del puente vehicular continuo “Inca Moya” de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO – LRFD*. [Tesis de grado, Universidad San Ignacio de Loyola]. Repositorio académico de la USIL  
<https://repositorio.usil.edu.pe/entities/publication/594efbca-9059-47bc-b220-ad619a036762>



- Ministerio de Agricultura (2017). *Sector Agricultura y Riego*. Papa: Características de La Producción Nacional y de La Comercialización en Lima Metropolitana Agricultura y Riego.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) (2018a). *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico*. Dirección general de caminos y ferrocarriles.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) (2018b). *Manual de Puentes*. Dirección general de caminos y ferrocarriles.
- Mohamed, H. M. (2021). *Diseño y cálculo de puentes de concreto armado*.
- Muñoz, E (2012). *Ingeniería de puentes. Tomo I*. Pontificia Universidad Javeriana; Instituto Geofísico.  
<https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/41126>
- Pinto, A. & Torres, R. (2015). Incidencia de la norma AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto armado. *Ciencia e Ingeniería*, 36(3), 131-140  
<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=507550629002>
- Rodríguez, A. (2020). *Puentes con AASHTO – LRFD 2020*. (9a ed.).
- Rubio, E. (2017). *Diseño y comparación de costos de un puente mixto de madera laminada – hormigón con puentes tradicionales*. [Tesis de grado, Universidad Andrés Bello]. Repositorio académico de la UNAB  
<http://repositorio.unab.cl/xmlui/handle/ria/3530>
- Santiago, E. (2015). *Análisis y diseño de la superestructura de un puente viga – losa de concreto armado de 20m de longitud, según normas AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, mediante la aplicación de recuerdos informáticos*. [Tesis de posgrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Repositorio académico de la USAC  
[https://www.academia.edu/29148587/AN%C3%81LISIS\\_Y\\_DISE%C3%91O\\_DE\\_LA\\_SUPERESTRUCTURA\\_DE\\_UN\\_PUENTE\\_VIGALOSA\\_DE\\_CONCRETO\\_ARMADO\\_DE\\_20\\_METROS\\_DE\\_LONGITUD\\_SEG%C3%91AN\\_NORMAS\\_DE\\_AASHTO\\_STANDARD\\_Y\\_AASHTO\\_LRFD\\_MED](https://www.academia.edu/29148587/AN%C3%81LISIS_Y_DISE%C3%91O_DE_LA_SUPERESTRUCTURA_DE_UN_PUENTE_VIGALOSA_DE_CONCRETO_ARMADO_DE_20_METROS_DE_LONGITUD_SEG%C3%91AN_NORMAS_DE_AASHTO_STANDARD_Y_AASHTO_LRFD_MED)

IANTE\_LA\_APLICACION\_DE\_RECURSOS\_INFORMATICOS4

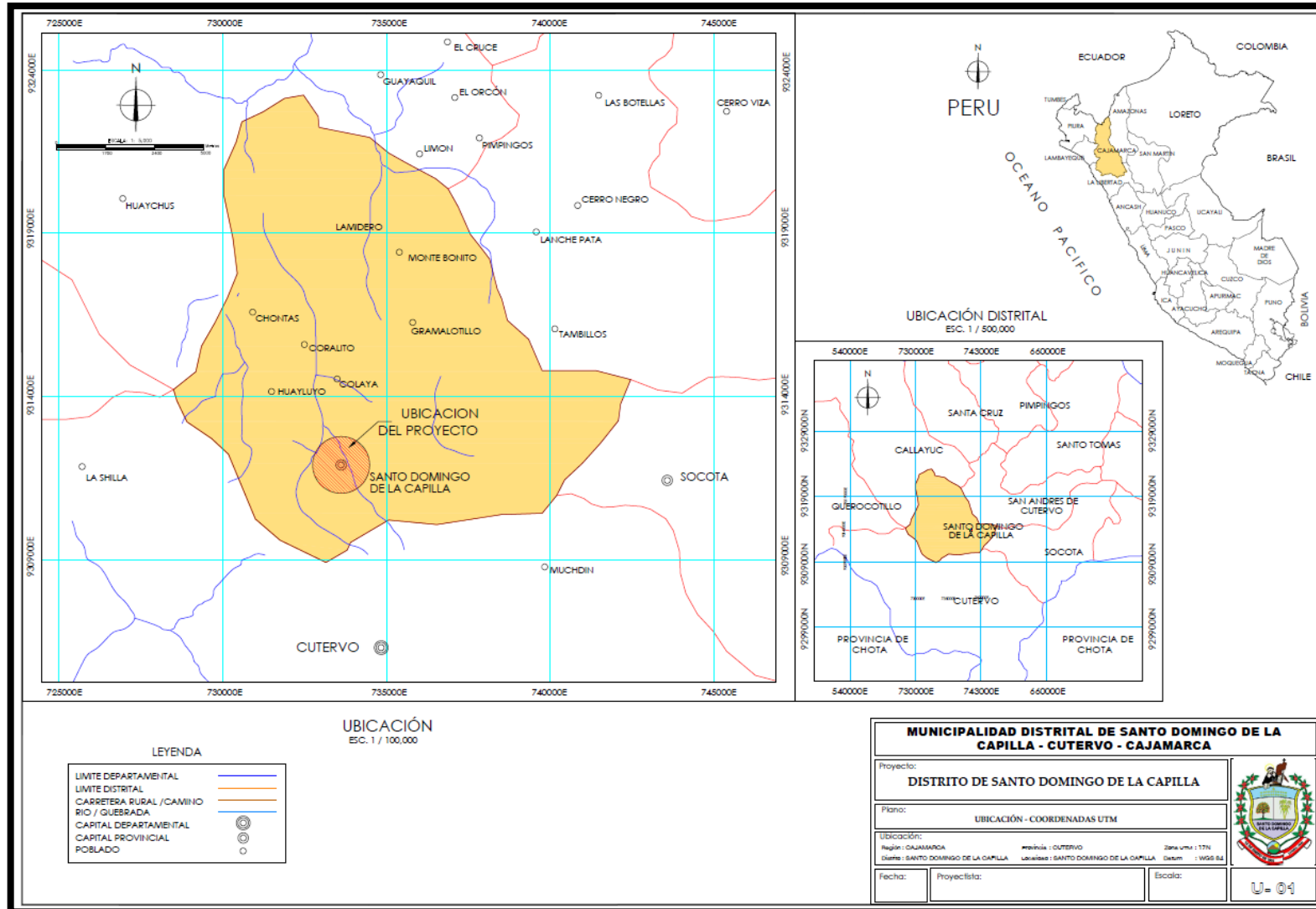
- Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la construcción (SENCICO) (2020). *Norma E.020 Cargas*. Aprobado por D. S. N°11-2006-VIVIENDA. (Perú).
- Somenson, H. (2017). *Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado*. Diaz de Santos. <https://www.casadellibro.com/libro-estudio-y-proyecto-de-puentes-de-hormigon-armado/9788490520550/5424182>
- Torres E. (2013). *Diseño de puentes: Interpretación del Código AASHTO*. Universidad Politécnica Salesiana.
- Universidad San Martín de Porres (2023). Manual FIA: Normas APA 7a ed. (adaptado). Guía e Citas y referencias. USMP.
- Vargas, E. (2015). *Elección y diseño de alternativas puente sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos esta constancia*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio académico de la PUCP <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6251>
- Zhong, J., Pang, Y., Jeon, J., DesRoches, R., & Yuan, W. (2016). Seismic fragility assessment of long-span cable-stayed bridges in China. *Advances in Structural Engineering*, 19(11), 1797-1812. <https://doi.org/10.1177/1369433216649380>

# **ANEXOS**

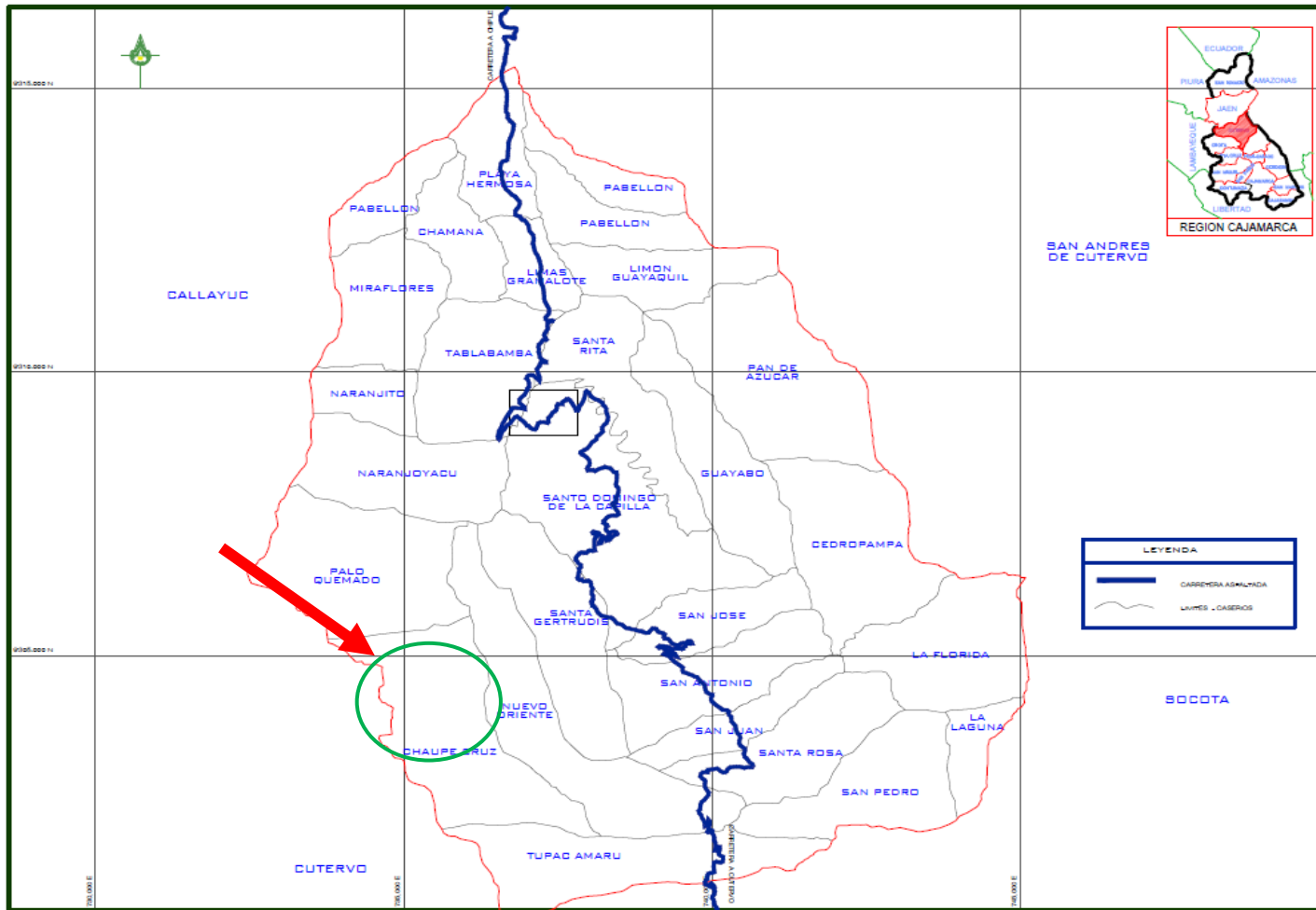
## Anexo 1. Matriz de Consistencia.

Título: ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO ENTRE CONCRETO ARMADO Y VIGA COMPUESTA PARA OPTIMIZAR LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CHAUPECRUZ EN SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA, CAJAMARCA.					
Elaborado por: Torres Muñoz, Clisman Yerson					
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVOS GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	INDICADORES	METODOLOGÍA
¿Cuál de los diseños entre concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del Puente Chaupecruz?	Elaborar la comparativa entre de concreto armado y viga compuesta optimizará el análisis de diseño de la superestructura del Puente Chaupecruz.	El análisis de diseño de viga compuesta tiene un diseño más óptimo que de concreto armado para la superestructura del Puente Chaupecruz	Análisis comparativo de diseño entre concreto armado y viga compuesta.	Diseño	DISEÑO
					Esta investigación tiene enfoque cuantitativa tipo aplicada, se busca generar conocimientos aplicando problemas de la sociedad.
					MUESTRA
La muestra considerada fue la superestructura de tipo concreto armado y viga compuesta del puente sobre el río Chaupecruz, del Distrito de Santo Domingo de la Capilla					
PROBLEMA ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPOTESIS ESPECÍFICA	VARIABLE DEPENDIENTE		IIINSTRUMENTOS
¿En qué medida optimizará el <b>diseño</b> entre concreto armado y viga compuesta de la superestructura del Puente?	Comparar el <b>diseño</b> de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente	Concreto armado es más óptimo en cuanto a diseño de la superestructura	Optimización de la superestructura del Puente Chaupecruz.	Economía	Guías de observación: Registro de puntos y estaciones de levantamiento topográfico
¿Cuál de los diseños entre concreto armado y viga compuesta fue el más <b>económico</b> para la superestructura del Puente?	Comparar la <b>economía</b> de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente	Viga compuesta es la opción más económica para la superestructura			Guía de análisis documental: Manual de Puentes del ministerio de Transportes y Comunicaciones.
¿De qué manera influirá la <b>constructabilidad</b> entre concreto armado y viga compuesta para la superestructura del Puente?	Comparar la <b>constructabilidad</b> de concreto armado y viga compuesta optimizará la superestructura del puente	Concreto armado es la mejor alternativa en cuanto a su constructabilidad de la superestructura			Constructabilidad
Necesitamos hacer un estudio de la zona mediante levantamiento topográfico, diseño de la superestructura, uso del programa robot Structural para el modelamiento estructural.					

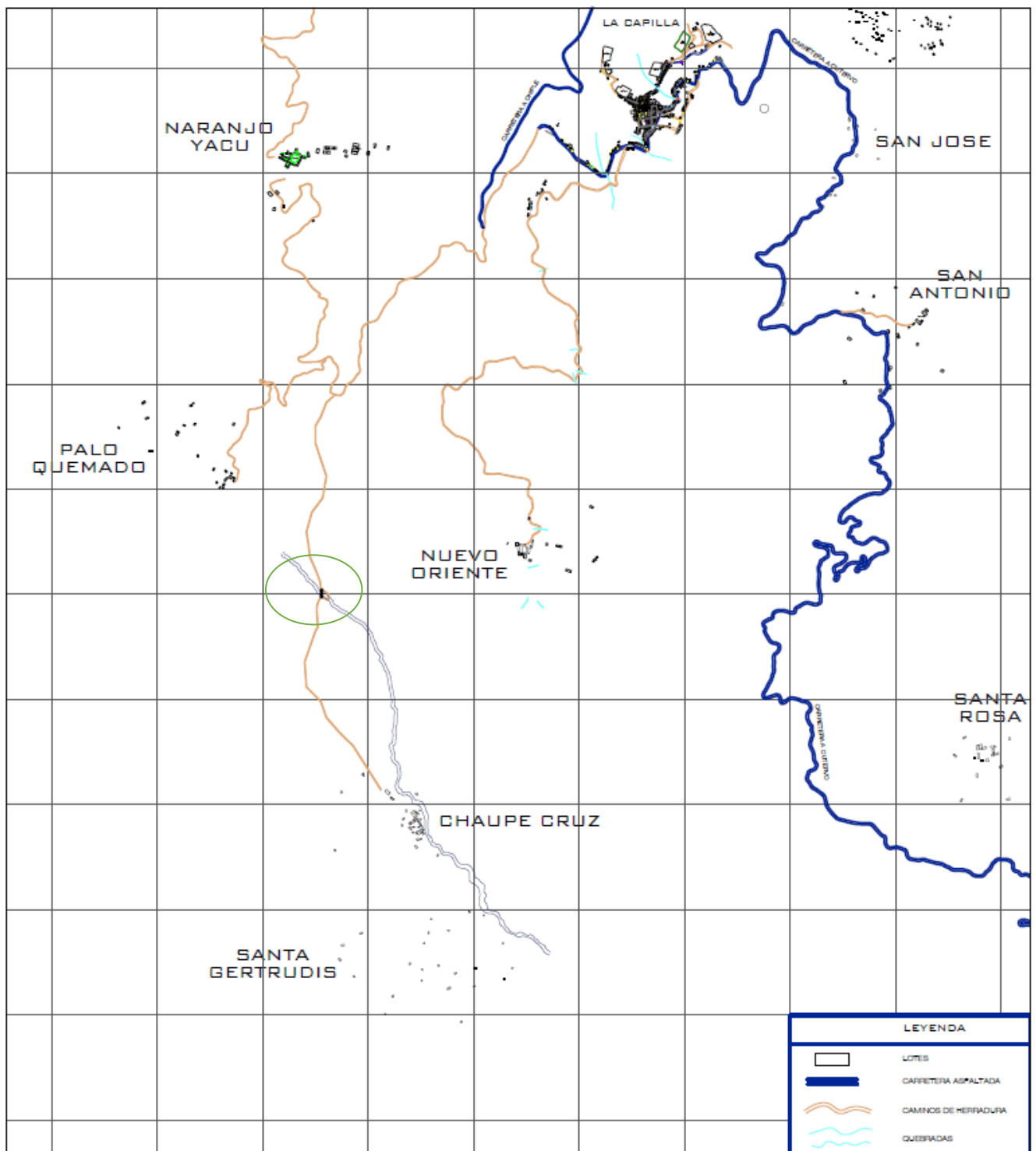
## Anexo 2. Planos



## MAPA POLITICO DEL DISTRITO DE SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA



**Anexo 3. Límites del Caserío Chaupecruz**



**Anexo 4. Ubicación del Puente Chaupecruz**



## Anexo 5. Panel Fotográfico









