

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y COSTO DE EJECUCIÓN DE UN PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO Y UN PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. DEYVIS DANIS CORTEGANA GALLARDO

ASESOR

DR. ING. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMIREZ

CAJAMARCA – PERÚ

2025

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. Investigador: CORTEGANA GALLARDO, DEYVIS DANIS

DNI: 46666813

Escuela Profesional: Ingeniería Civil

2. Asesor: Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramirez

Facultad: Ingeniería

3. Grado académico o título profesional

Bachiller

Título profesional

Segunda especialidad

Maestro

Doctor

4. Tipo de Investigación:

Tesis

Trabajo de investigación

Trabajo de suficiencia profesional

Trabajo académico

5. Título de Trabajo de Investigación: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y COSTO DE EJECUCIÓN DE UN PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO Y UN PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA"

6. Fecha de evaluación: 30 de Diciembre 2025

7. Software antiplagio:

TURNITIN

URKUND (OURIGINAL) (*)

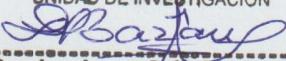
8. Porcentaje de Informe de Similitud: 13%

9. Código Documento: trn:oid:::3117:543574985

10. Resultado de la Evaluación de Similitud: 13%

APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 30 de Diciembre 2025

 FIRMA DEL ASESOR	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN  Dra. Ing. Laura Sofía Bazán Díaz DIRECTORA
Nombres y Apellidos: Hermes Roberto Mosqueira Ramirez DNI: 26673916	UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI

* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023



Universidad Nacional de Cajamarca

"Norte de la Universidad Peruana"

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERÍA

Teléf. N° 365976 Anexo N° 1129-1130



ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : *COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y COSTO DE EJECUCIÓN DE UN PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO Y UN PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMABA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA.*

ASESOR : *Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0004-2026-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 07 de enero de 2026, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **nueve días del mes de enero de 2026**, siendo las doce horas (12:00 m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal : Ing. Marcos Mendoza Linares.
Secretario : M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada *COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y COSTO DE EJECUCIÓN DE UN PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO Y UN PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMABA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA*, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil *DEYVIS DANIS CORTEGANA GALLARDO*, asesorado por el Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : *0.7* PTS.

EVALUACIÓN PÚBLICA : *10* PTS.

EVALUACIÓN FINAL : *17* PTS *Diccisi6e* (En letras)

En consecuencia, se lo declara *APROBADO* con el calificativo de *17 (Diccisi6e)* acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las *1:00 pm* horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Presidente

M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.
Secretario

Ing. Marcos Mendoza Linares.
Vocal

Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez
Asesor

AGRADECIMIENTO

Doy gracias a mi Dios mediante Jesucristo.

Extiendo mi gratitud al Ing. Roberto Mosqueira Ramírez, mi Asesor, por guiarme y orientarme en el desarrollo y culminación de mi tesis.

Gracias a los Ingenieros Mauro Centurión, Lincoln Minchán y Marcos Mendoza, miembros del Jurado Evaluador, por sus aportes constructivos en el desarrollo de mi Tesis.

Agradezco también a todos los ingenieros de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, quienes han contribuido en las diversas etapas de mi formación académico – profesional.

Y, agradezco a mi familia por su perseverante ayuda durante el desarrollo de mi Tesis.

A todos muchas gracias.

DEDICATORIA

A mis padres, Tilio y Liliana.
A mis hermanos, por el apoyo constante para
culminar esta labor.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTO	i
DEDICATORIA	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	vii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
CAPITULO I: INTRODUCCION.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3. HIPÓTESIS	2
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.6. LIMITACIONES	3
1.7. OBJETIVOS	3
1.7.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.8. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	4
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS	5
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	5
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	6
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	6
2.2. BASES TEÓRICAS.....	7
2.2.1. DEFINICIÓN DE PUENTE.....	7
2.2.2. SERVICIABILIDAD DE PUENTES.....	7
2.2.3. CATEGORIA VIAL DE UN PUENTE	7
2.2.4. PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO.....	7
2.2.4.1. DEFINICIÓN DE PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	7
2.2.4.2. CARGAS PARA PUENTES	8
2.2.4.3. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	12
2.2.4.3.1. COMBINACIONES DE CARGA	12
2.2.4.3.2. FACTORES DE CARGA.....	13

2.2.4.4.	PREDIMENSIONAMIENTO	14
2.2.5.	PUENTE MODULAR.....	15
2.2.5.1.	DEFINICIÓN DE PUENTE MODULAR	15
2.2.5.2.	USOS DEL PUENTE MODULAR	15
2.2.5.3.	PUENTES MODULARES EN EL PERÚ.....	15
2.2.5.4.	PUENTE MODULAR ACROW	15
2.2.5.5.	DESCRIPCIÓN Y USO DEL PUENTE ACROW.....	16
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	30
CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS		31
3.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA EN EL QUE SE DESARROLLÓ LA INVESTIGACIÓN	31
3.2.	ÉPOCA DE DESARROLLO DEL ESTUDIO	31
3.3.	TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	31
3.3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	31
3.3.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	32
3.3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	32
3.4.	TIPO DE CAMIÓN Y CARRIL PARA UTILIZAR	33
3.5.	POBLACIÓN.....	33
3.6.	MUESTRA	33
3.7.	UNIDAD DE ANÁLISIS	33
3.8.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	33
3.9.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS.....	34
3.10.	PROCEDIMIENTO.....	34
3.10.1.	RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN	34
3.10.2.	CÁLCULO Y PRESUPUESTO DE LA UNIDAD DE ANÁLISIS.....	35
CAPITULO IV: ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS		35
4.1.	ANÁLISIS DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	35
4.1.1.	CONSIDERACIONES PRELIMINARES PARA EL PUENTE VIGA LOSA	35
4.1.1.1.	INTRODUCCION.....	35
4.1.1.2.	LOCALIZACION DEL PROYECTO.....	35
4.1.1.3.	ALCANCES	36
4.1.1.4.	BASES LEGALES	36
4.1.1.5.	CARGAS DE DISEÑO	36
4.1.1.6.	CARGAS UTILIZADAS:	36

4.1.1.7. COMBINACIONES DE CARGA	37
4.1.2. MODELAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	38
4.1.3. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	46
4.1.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN VIGAS PRINCIPALES	53
4.1.5. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	58
4.2. ANÁLISIS DEL PUENTE MODULAR	60
4.2.1. INTRODUCCIÓN	60
4.2.2. CONFIGURACIÓN	60
4.2.3. DISEÑO VIAL	61
4.2.4. MATERIALES	63
4.2.5. SECCIONES O PERFILES	64
4.2.6. CARGAS	70
4.2.7. TRAMOS	72
4.2.8. CASOS DE ANÁLISIS	72
4.2.9. CASOS DE CARGA:	74
4.2.10. PROCESAMIENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL	76
4.2.11. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	77
4.2.12. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE MODULAR	85
4.3. DISCUSION DE RESULTADOS	87
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
5.1. CONCLUSIONES	89
5.2. RECOMENDACIONES	90
REFERENCIAS	91
ANEXO 01. DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	93
ANEXO 02. PRESUPUESTO DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	131
ANEXO 03. PLANOS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO	140
ANEXO 04. PRESUPUESTO DEL PUENTE MODULAR	144
ANEXO 05. PLANOS PUENTE MODULAR	154

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos específicos (Fuente: Manual de Puentes, MTC, 2018, p. 105).....	8
Tabla 2. Factor de presencia múltiple (Fuente: Manual de Puentes, MTC, 2018, p. 109)	10
Tabla 3. Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM) (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 113)).....	11
Tabla 4. Combinaciones de Carga y Factores de Carga. (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 148)	13
Tabla 5. Factores de Carga para cargas permanentes, γ_P (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 149)	14
Tabla 6. Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 354)	14
Tabla 7. Coordenadas UTM de emplazamiento de puentes en estudio.....	31
Tabla 8. Técnicas e instrumentos que se utilizó en la investigación.	32
Tabla 9. Dimensiones del Puente (Fuente: ACROW 700XS. Manual Técnico, 2009) ..	69
Tabla 10. Tabla de demandas y capacidades del puente modular según Manual Acrow	85
Tabla 11. Parámetros del comportamiento estructural de los puentes	87
Tabla 12. Resultados del Costo de Ejecución de los puentes viga losa de concreto armado y modular.....	88

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tesista en Quebrada Huacaday. Punto de emplazamiento de puentes proyectados.....	1
Figura 2. Enormes deflexiones de fluencia en el tramo medio del puente de hormigón de Deventer, véase la joroba descendente.	9
Figura 3. Puente Boutiron. Se observa las cavidades en la clave del arco donde se instalaron los gatos de desencofrado	9
Figura 4. Camión de diseño. (Fuente: Puentes, Rodríguez. 2020, p. 18)	10
Figura 5. Tándem de diseño. (Fuente: Manual de Puentes, Rodríguez. 2020, p. 18)....	10
Figura 6. Panel estándar AB701	16
Figura 7. Configuraciones estándares de Puentes Acrow	17
Figura 8. Pasador de Panel: AB051 y Seguro de pasador AB0542	19
Figura 9. Cordones de Refuerzo: AB620 y AB621	20
Figura 10. Tornapunta: AB703 y placa de unión del tornapunta: AB513	21
Figura 11. Placa de unión en la diagonal de cordón superior: AB514 y diagonal: AB522	22
Figura 12. Diagonal de arriostramiento: AB591	22
Figura 13. Diagonal vertical AB518.....	23
Figura 14. Travesaño Extra Ancho: AB507	24
Figura 15. Unidad de piso: AB601	25
Figura 16. Sistema de sujeción de piso	25
Figura 17. Bloques finales: AB503 Y AB504.....	26
Figura 18. Apoyo de cojinete: AB587	26
Figura 19. Elementos de cojinete superior y cojinete inferior: AB587U Y AB587L	27
Figura 20. Corte transversal del puente viga losa de concreto armado	38
Figura 21. Registro de propiedades de materiales en CSI Bridge V25.0.0	38
Figura 22. Propiedades de la sección del puente	39
Figura 23. Datos de la sección de la superestructura.....	39
Figura 24. Datos del camión de tres ejes (tercer eje variable hasta 9 m), HL – 93K	40
Figura 25. Datos del tandem, HL – 93M	40
Figura 26. Vehículos de diseño según AASHTO LRFD	41
Figura 27. Carga de baranda.....	41
Figura 28. Carga de guardera	42
Figura 29. Carga de asfalto.....	42
Figura 30. Definición de tramos del puente	43
Figura 31. Asignación de diafragmas a lo largo del tramo	43
Figura 32. Configuración del puente viga losa de concreto armado a analizar.....	44
Figura 33. Carga móvil para un carril.....	44
Figura 34. Casos de carga creados.....	45
Figura 35. Combinación de carga RESISTENCIA	45
Figura 36. Combinación de carga SERVICIO.....	46
Figura 37. Análisis terminado del puente viga – losa en CSI BRIDGE V25.0.0	46
Figura 38. Diagrama envolvente de momento por RESISTENCIA I.	47
Figura 39. Diagrama de cortante para RESISTENCIA I.....	47
Figura 40. Deflexión en el punto más crítico del puente, para RESISTENCIA I.	48
Figura 41. Deflexión en el punto más crítico del puente, para SERVICIO I.	48

Figura 42. Diagrama envolvente de momento por SERVICIO I.....	49
Figura 43. Diagrama envolvente de cortante por SERVICIO I.....	49
Figura 44. Deflexión más crítica del puente, bajo cargas vehiculares.....	50
Figura 45. Diagrama de momentos, bajo cargas vehiculares.....	50
Figura 46. Diagrama envolvente de cortante por Cargas Vehiculares.....	51
Figura 47. Deflexión más crítica del puente, bajo carga muerta.....	51
Figura 48. Diagrama de momentos, bajo carga muerta.....	52
Figura 49. Diagrama envolvente de cortante por carga muerta.....	52
Figura 50. Diagrama envolvente de momento para viga, por RESISTENCIA.....	53
Figura 51. Diagrama envolvente de cortante en viga, por RESISTENCIA	53
Figura 52. Diagrama envolvente de momentos en viga, por SERVICIO.....	54
Figura 53. Diagrama envolvente de cortante en viga, por SERVICIO.....	54
Figura 54. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga Muerta	55
Figura 55. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga Muerta	55
Figura 56. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga de Asfalto.....	56
Figura 57. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga de Asfalto	56
Figura 58. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga Móvil	57
Figura 59. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga Móvil	57
Figura 60. Envolvente de Deflexión por peso propio en viga ($\Delta_{\text{máx}} = 0.0095 \text{ m}$).....	58
Figura 61. Configuración del Puente Modular DSR2	61
Figura 62. Nudos de un módulo estándar AB701 modelado en el CSI Bridge V25.0.0	61
Figura 63. Ventana del diseño vial del puente modular en CSI Bridge V25.0.0.....	62
Figura 64. Carril del diseño vial del puente modular en CSI Bridge V25.0.0	62
Figura 65. Ventana de datos del único carril del puente modular en CSI Bridge V25.0.0.....	63
Figura 66. Visualización de las propiedades del material acero ASTM A572.	64
Figura 67. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada en panel como cuerda superior e inferior.....	65
Figura 68. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada en panel como verticales y diagonales.....	65
Figura 69. Sección utilizada en panel como refuerzo de las cuerdas superior e inferior.66	66
Figura 70. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada para la viga de piso.....	66
Figura 71. Visualización de datos del enlace fijo.	67
Figura 72. Medidas de la sección transversal del puente modular	68
Figura 73. Ventana de visualización de datos del componente “Deck”.....	69
Figura 74. Visualización del camión de tres ejes (tercer eje variable hasta 9 m).....	70
Figura 75. Ventana de visualización de datos del tandem.	71
Figura 76. Visualización de Vehículos de diseño según AASHTO LRFD 2017.....	71
Figura 77. Visualización de tramos del puente modular.....	72
Figura 78. Ventana en la que ingresamos la carga muerta de la estructura del puente modular, según AASHTO 2017.....	73
Figura 79. Ventana de ingreso de datos del caso de carga “móvil”.....	73
Figura 80. Definición de los casos de carga	74
Figura 81. Combinación de carga Resistencia I, considerando los factores DC, LL+IM	74

Figura 82. Combinación de carga Servicio I	75
Figura 83. Visualización de las Combinaciones de Cargas en el Puente, según AASHTO LRFD 2017	75
Figura 84. Ventana en la que se considera los casos de carga según C1.3.2.1 AASHTO	76
Figura 85. Ventana de análisis completo del puente modular.....	76
Figura 86. Vista tridimensional en el plano YZ del puente modular.....	77
Figura 87. Vista del estado deformado del nudo más crítico del puente para el estado límite de Servicio I	77
Figura 88. Detalle de la deformación del nudo más crítico, para Servicio I	78
Figura 89. Vista General del Resultado de Desplazamiento e incidencia en la rodadura metálica para Servicio I, según AASTHO LRFD 2017.....	78
Figura 90. Deformación del nudo más crítico, ante cargas vehiculares.	79
Figura 91. Vista General del Desplazamiento obtenido, para Carga Muerta.	79
Figura 92. Desplazamiento obtenido, para Resistencia I, según AASHTO LRFD 2017.	80
Figura 93. Valores de Fuerza Axial a lo largo de los apoyos (no tienen incidencia, no existe efecto en los apoyos).....	80
Figura 94. Momento flector bajo carga muerta, del puente modular.	81
Figura 95. Momento flector bajo carga viva, del puente modular.....	81
Figura 96. Momento flector bajo RESISTENCIA I, del puente modular.	82
Figura 97. Momento flector bajo SERVICIO I, del puente modular.....	82
Figura 98. Fuerza cortante bajo carga muerta, del puente modular.....	83
Figura 99. Fuerza cortante bajo carga viva, del puente modular.....	83
Figura 100. Fuerza cortante bajo RESISTENCIA I, del puente modular.....	84
Figura 101. Fuerza cortante bajo SERVICIO I, del puente modular.....	84
Figura 102. Deflexiones máximas producidas en los puentes.....	88
Figura 103. Factores de Capacidad de Carga (RF) de los Puentes	88

RESUMEN

La presente investigación denominada: “Comportamiento Estructural y Costo de Ejecución de un Puente Viga Losa de Concreto Armado y un Puente Modular en la Quebrada Huacaday, del Distrito de Cachachi, Provincia de Cajabamba, Departamento de Cajamarca”, tiene como objetivo comparar los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución de un puente viga losa de concreto armado y de un puente modular, considerados pues, en condiciones de serviciabilidad y categoría vial comunes, y proyectados en la Quebrada Huacaday del Distrito de Cachachi, Provincia de Cajabamba, Departamento de Cajamarca. La presente investigación es de tipo descriptiva – explicativa, con diseño no experimental, en particular teniendo como caso de estudio a dos tipos de puentes del mismo ancho y luz, de una vía y de un tramo, simplemente apoyados, los cuales son: un puente viga losa de concreto armado y un puente modular con una luz de 18.288 metros y una vía de 4.20 metros de ancho, ubicados en el lugar antes mencionado. En la presente investigación, el enfoque es, comparar las dos alternativas de estos dos tipos de puentes, considerando los principales parámetros de su comportamiento estructural y costo de ejecución de la superestructura de los mismos. Los parámetros del comportamiento estructural comparados son: deflexiones y capacidad de carga resultantes; obtenidas de sus respectivos modelos computacionales en el CSI Bridge. La comparación del costo de ejecución de ambos tipos de puentes es a nivel de costo directo desagregado. El análisis y diseño de los puentes está dentro de las especificaciones y lineamientos de AASHTO LRFD y Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, también se ha seguido las pautas de la Norma E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Puesto que la comparación de estos puentes es a nivel de la superestructura, no se ha considerado subestructuras. Se obtuvieron los siguientes resultados: para la deflexión por carga viva, se determinó que la superestructura del puente de concreto armado tiene mayor rigidez a flexión, que la superestructura del puente modular. En lo que respecta a la deflexión por carga muerta, se determinó que la superestructura del puente de concreto armado tiene menor rigidez a flexión, que la superestructura del puente modular. Respecto a la deflexión al estado límite de servicio, se determinó que la superestructura del puente de concreto armado es más rígido a flexión, que la superestructura del puente modular. Con respecto al factor de capacidad de carga RF prevista en relación al momento flector, se determinó que la superestructura del puente de concreto armado tiene menor capacidad resistente prevista a flexión, que la superestructura del puente modular. Y de modo semejante con respecto al factor de capacidad de carga RF prevista en relación a fuerza cortante, se determinó que la superestructura del puente de concreto armado también tiene menor capacidad resistente prevista a flexión que la superestructura del puente modular. Calculando los costos de ejecución de cada tipo de puente, se determinó que la superestructura del puente modular es S/ 237,100.13 más costoso que la superestructura del puente viga losa de concreto armado.

Palabras clave: puente viga losa, puente modular, AASHTO LRFD, superestructura, comportamiento estructural, deflexión, costo de ejecución.

ABSTRACT

The present research, entitled: The present research, entitled “Structural Behavior and Construction Cost of a Reinforced Concrete Slab-Girder Bridge and a Modular Bridge over the Huacaday Ravine in the Cachachi District, Cajabamba Province, Cajamarca Department,” aims to compare the main structural behavior parameters and construction costs of a reinforced concrete slab-girder bridge and a modular bridge, both designed under common serviceability conditions and road category, and projected over the Huacaday Ravine in the Cachachi District, Cajabamba Province, Cajamarca Department. The present research is descriptive-explanatory in nature, with a non-experimental design, specifically using as a case study two types of bridges with the same width and span—single-lane, single-span, simply supported—namely a reinforced concrete slab-girder bridge and a modular bridge with a span of 18.288 meters and a roadway width of 4.20 meters, located at the aforementioned site. In this research, the focus is on comparing the two alternatives for these bridge types, considering the main parameters of their structural behavior and the construction cost of their superstructures. The structural behavior parameters compared are deflections and resulting load-carrying capacity, obtained from their respective computational models in CSI Bridge. The comparison of the construction cost of both types of bridges is based on a detailed breakdown of direct costs. The analysis and design of the bridges comply with the specifications and guidelines of AASHTO LRFD and the Bridge Manual of the Peruvian Ministry of Transport and Communications, and also follow the guidelines of Standard E.060 Reinforced Concrete of the National Building Regulations of Peru. Since the comparison of these bridges is at the superstructure level, substructures have not been considered. The following results were obtained: for live-load deflection, it was determined that the reinforced concrete bridge superstructure has greater flexural stiffness than the modular bridge superstructure. With respect to dead-load deflection, it was determined that the reinforced concrete bridge superstructure has lower flexural stiffness than the modular bridge superstructure. With respect to deflection at the service limit state, it was determined that the reinforced concrete bridge superstructure is stiffer in bending than the modular bridge superstructure. With respect to the predicted load capacity factor RF for bending moment, it was determined that the reinforced concrete bridge superstructure has a lower predicted flexural resistance capacity than the modular bridge superstructure. Similarly, with respect to the predicted load capacity factor RF for shear force, it was determined that the reinforced concrete bridge superstructure also has a lower predicted flexural capacity than the modular bridge superstructure. By calculating the construction costs for each type of bridge, it was determined that the modular bridge superstructure is S/ 237,100.13 more expensive than the reinforced concrete beam-and-slab bridge superstructure.

Keywords: beam-slab bridge, modular bridge, AASHTO LRFD, superstructure, structural behavior, deflection, execution cost.

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La presente tesis se centra en la comparación a nivel de superestructura, el comportamiento estructural y costo de ejecución de un puente viga losa de concreto armado y un puente modular; para ello se toma como caso de estudio, la proyección de dichos puentes, para una luz de 18.288 metros, un ancho de vía de tránsito de 4.20 metros, un solo tramo, para un camino vecinal de bajo tránsito, ubicado en la Quebrada Huacaday, distrito Cachachi, provincia Cajabamba, departamento Cajamarca.



Figura 1. Tesista en Quebrada Huacaday. Punto de emplazamiento de puentes proyectados

Se desarrollará el diseño estructural del puente proyectado viga losa de concreto armado con 18.288 metros de luz y de una vía de 4.20 metros, utilizando las especificaciones de AASHTO LRFD y seguidamente con este diseño preliminar, se modelará la superestructura en el software CSI Bridge V25.0.0 a fin de calcular los principales parámetros de su comportamiento estructural, y su reforzamiento; luego se desarrollará el cálculo presupuestal para su ejecución respectiva. Seguidamente, considerando las mismas condiciones de servicio y categoría vial (misma luz y ancho de vía), se seleccionará la configuración del puente modular prefabricado correspondiente, el cual se modelará en el software CSI Bridge V25.0.0 a fin de conocer su comportamiento estructural; luego se desarrollará el cálculo presupuestal para su respectiva ejecución. En lo que concierne al comportamiento estructural, los parámetros calculados para ambos puentes serán: momento máximo, cortante máxima, deflexión máxima y resistencia a cargas de servicio y tráfico vehicular. Y, con respecto a costo de ejecución, se utilizará el programa S10, a fin de elaborar los costos unitarios y desarrollar el desagregado para ejecutar cada superestructura proyectada. Estos parámetros obtenidos serán comparados para ambos tipos de puentes.

De esta manera, según los parámetros comparativos de la presente investigación, se busca conocer, qué alternativa es más adecuada para futuros proyectos en similares condiciones de servicio y categoría vial, dentro de la región Cajamarca.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuáles son las ventajas entre los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución de la superestructura de un puente modular, con respecto a la superestructura de un puente viga losa de concreto armado, considerados bajo cargas de serviciabilidad y categoría vial comunes?

1.3. HIPÓTESIS

Considerando cargas de serviciabilidad y categoría vial comunes, la superestructura de un puente modular es más eficiente en su comportamiento estructural, pero más costoso económicamente, con respecto a la superestructura de un puente viga losa de concreto armado.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño estructural del puente se enfoca en garantizar el comportamiento y funcionalidad estructural de la superestructura, así como, el costo de ejecución del puente se enfoca en el uso eficiente de recursos disponibles. Por tanto, se procura conocer las principales diferencias, entre un puente viga losa de concreto armado y un puente modular, en base a los principales parámetros de su comportamiento estructural y económico, ante cargas de servicio y categoría vial comunes.

El estudio comparativo de los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución de estos tipos de puentes, aporta preliminarmente a que en el futuro se desarrollen estudios comparativos más profundos, complejos y detallados, de dichas tipologías, y consecuentemente se lograra optimizar diseños estructurales y minimizar costos.

Finalmente, esta investigación procura evaluar ventajas entre estas dos alternativas propuestas a ser ejecutadas por parte de las entidades que tengan proyectos de puentes carrozables, de menores luces, ubicados en zonas rurales en la región Cajamarca.

1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En este estudio, se comparan estructural y económicamente, a nivel de superestructura de los puentes proyectados viga losa de concreto armado y modular.

Esta investigación se desarrolla para los puentes viga – losa y modular, bajo unas mismas condiciones de servicio y oferta vial, es decir, se considera la misma ubicación geográfica y de emplazamiento, la misma cantidad de carriles, el mismo ancho de carril, la misma luz, así como la misma carga vehicular.

- Luz del puente : 18.288 metros
- Ancho de carril : 4.20 metros

- Número de carriles : 1
- Vehículo de diseño : HL-93
- Ubicación Geográfica: Quebrada Huacaday, del distrito Cachachi, provincia Cajabamba, departamento Cajamarca

La presente investigación desarrolla la comparación, con fines de diferenciación de los principales parámetros del comportamiento estructural y diferenciar el costo de ejecución de los puentes proyectados, obteniéndose los resultados por medio de los programas CSI Bridge V25.0.0 y S10.

En la presente investigación, al ser los puentes propuestos de un solo tramo, no se considera los efectos de sismo ni viento.

En la investigación, considerando que los puentes propuestos y analizados están ubicados en un camino vecinal de bajo nivel de tránsito, no se ha hecho estudio de tráfico.

En este estudio, el costo de ejecución de cada tipo de puente, se considera a nivel de costo directo, con precios referenciales a la zona de estudio.

Los resultados comparativos de la presente investigación se limitan a puentes de menores luces (menor a 20 metros entre apoyos) simplemente apoyados. Puesto que, para puentes de mayores luces entre apoyos, se requiere estudios más detallados y complejos.

1.6. LIMITACIONES

No se realizó estudio de tráfico para los puentes de la presente investigación, ya que son proyectados geográficamente dentro de un camino secundario de bajo flujo vehicular.

No se realizaron ensayos experimentales y/o de laboratorio, para la realización de esta tesis.

No se realizó análisis sísmico de los puentes de la presente investigación, pues son proyectados para un solo tramo con superestructura simplemente apoyada.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar comparativamente los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución, de la superestructura de un puente modular con respecto a la superestructura de un puente viga losa de concreto armado con diseño convencional, ubicados en la Quebrada Huacaday, distrito Cachachi, provincia Cajabamba, departamento Cajamarca, considerados pues, en condiciones de serviciabilidad y categoría vial comunes.

1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Desarrollar los modelamientos computacionales de las superestructuras, de un puente viga losa de concreto armado y un puente modular, en base a sus diseños preliminares, considerando cargas de serviciabilidad y categoría vial comunes.

- b) Desarrollar un análisis comparativo del comportamiento estructural, en base al cálculo de momentos máximos, cortantes máximas, deflexiones máximas y capacidad de carga, de las superestructuras integrales, de los puentes viga losa de concreto armado y modular, proyectados.
- c) Determinar y comparar el costo de ejecución de las superestructuras del puente viga losa de concreto armado y del puente modular, proyectados.

1.8. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

La estructura del estudio comprende cinco capítulos:

En el Capítulo I: INTRODUCCIÓN, se expone la introducción de este trabajo de investigación. Donde se incluye planteamiento del problema, formulación del problema e hipótesis, justificación de la investigación, alcances y delimitación de la investigación, limitaciones, los objetivos que se esperan alcanzar y la organización del trabajo de investigación.

En el Capítulo II: MARCO TEÓRICO, se abordan marco teórico, mencionando los antecedentes, en seguida las bases teóricas según la investigación, las cuales ayudan para el diseño estructural de la superestructura de ambos tipos de puentes.

En el Capítulo III: MATERIALES Y MÉTODOS, aquí se presenta la metodología empleada en la investigación, así como las técnicas o instrumentos de recolección de datos y procedimientos.

En el Capítulo IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS, se realiza modelamiento del puente viga losa de concreto armado a nivel de superestructura y se obtienen los principales parámetros de su comportamiento estructural con ayuda del software CSI Bridge V25.0.0. Además, se hace el modelado de la superestructura del puente modular en el software CSI Bridge V25.0.0, y se obtienen los principales parámetros de su comportamiento estructural. Luego se muestra un cuadro comparativo de cálculos y resultados encontrados, de ambos tipos de puente. Se elaboró también el costo de ejecución de dichos puentes y se determinó su variación presupuestal entre ambos.

En el Capítulo V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES, se detallan algunas conclusiones y recomendaciones partiendo de la comparación de los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución de la superestructura de los dos tipos de puentes, objeto de la presente investigación.

En las referencias, se menciona toda la bibliografía que ha sido de ayuda fundamental en el avance de la investigación.

En los anexos, se presenta el Anexo 01, donde se plantea el diseño a nivel de superestructura del puente viga losa de concreto armado, objeto de la presente investigación. En el Anexo 02, se presenta la estimación del presupuesto del puente viga losa de concreto armado, a nivel de superestructura. En el Anexo 03, se presentan los planos de la superestructura del puente viga losa de concreto armado. En la sesión de anexos, número 04, se presenta el presupuesto del puente modular, a nivel de superestructura. En el Anexo 05, se presentan los planos del puente modular.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

Actualmente se viene evaluando el comportamiento estructural de diferentes tipos de puentes ante diferentes condiciones de cargas, especialmente los puentes modulares, ya que se hicieron mucho más empleables a partir del Fenómeno del Niño Costero en nuestro país, el año 2017. Esto a fin de brindar la debida seguridad a los transeúntes evitando pérdidas humanas y perjuicios materiales, además teniendo en cuenta la optimización de los recursos invertidos en este tipo de infraestructuras viales.

Por consiguiente, el hecho de evaluar el comportamiento estructural de un determinado tipo de puente, conlleva a comparar dicho comportamiento con el de otro tipo de puente, en base a los mismos criterios de comportamiento, a fin de optimizar la proyección y ejecución de estos proyectos de infraestructura vial, por parte de los gobiernos estatales.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Cusgüen y Parra (2023), en su estudio titulado “**Modelamiento de Puente en Estructura Metálica Aplicando La Metodología “Building Information Modeling” en Paipa Boyacá**”, de la Universidad Santo Tomás de Colombia, tuvieron como objetivo, desarrollar una alternativa de predimensionado de un puente de armadura utilizando metodología BIM por medio del programa REVIT 2023, ubicado en la municipalidad de Paipa - Boyacá; y concluyeron que el predimensionamiento del puente evaluado en SAP 2000 tiene buen comportamiento estructural, y que ningún diseño de perfiles adoptados a lo largo de la estructura llegó a su estado límite para las cargas solicitadas. Mencionaron además, que los software permiten rápidamente actualizar cálculos interactivos de todos los nodos de la estructura, asimismo permite ajustar las propiedades físicas del material, por ello, mejora la precisión en el análisis del comportamiento de la estructura, y que, gracias a la normativa colombiana de puentes de 2014 (CCP14), los estados límite de combinación de carga es posible establecer teniendo en cuenta: la relevancia de la estructura, la vida útil de la misma y las fuerzas estimadas a lo largo de su periodo de diseño.

Aguas, Hernández, Solís y Molina (2024), en su tesis titulada “**Evaluación Estructural de la Superestructura de un Puente Existente tipo Viga Losa de Acero**”, de la Escuela Politécnica Nacional, de Ecuador, tuvieron por objetivo, valorar las condiciones actuales de la superestructura de un puente tipo viga losa de acero de un solo tramo, con una luz de 25 metros, ancho 10.4 metros y 4 vigas longitudinales, y concluyeron que, la modelación del puente ubicado sobre la Quebrada Chalguayacu, utilizando el software CSI Bridge proporcionó resultados consistentes con la metodología de la AAHSTO, mostrando resultados de diagramas de esfuerzo cortante y momento flector para vigas interiores y exteriores. También mencionaron que por medio del método LRFR se hizo evidente que la mayoría de las secciones estructurales del puente Chalguayacu cumplen con los criterios de capacidad de carga establecidos por el MBE, y que, para garantizar la integridad y durabilidad del puente, se recomienda implementar restricciones vehiculares en aquellas secciones con un Factor de Capacidad de Carga menor a 1.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Apaza (2021), en su estudio titulado “**Evaluación y criterios de diseño estructural para puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017**”, de la **Universidad Privada de Tacna**, tuvo como objetivo, establecer un método para evaluar y diseñar estructuralmente puentes reticulados según AASHTO LRFD 2017. Y concluyó que, evaluar la capacidad de carga según el método LRFR de AASHTO MBE calculando el factor de capacidad, es una opción ágil y fácil para analizar la estructura de puentes en forma reticulada; y que al analizar el movimiento del puente reticulado usando el acelerómetro incorporado en teléfono inteligente, en el caso del puente reticulado Ilave, lo que permitió determinar la frecuencia de vibración ambiental que fue 2.136 Hz, por otro lado con el software CSI Bridge fue de 2.147 Hz, obteniendo como resultado una diferencia de apenas 0.5%, lo que llevó a concluir que dicho método considerado como alternativa metodológica para la evaluación de puentes de tipología reticulada.

Flores (2022), en su tesis titulada “**Evaluación y diseño estructural, rehabilitación del puente Bailey Huaycoloro, autopista Ramiro Prialé, distritos Lurigancho-San Juan de Lurigancho, Lima**”, de la Universidad Cesar Vallejo, buscó determinar si la evaluación y diseño estructural influyen al rehabilitar el puente Bailey Huaycoloro, ubicado en la autopista Ramiro Prialé, entre los distritos Lurigancho y San Juan de Lurigancho. Concluyó que la evaluación y el diseño estructural están directamente vinculados con la rehabilitación de dicho puente, y que gracias a las fichas de evaluación y al análisis del tráfico realizado, se modeló y diseñó con un índice mucho más bajo que el proporcionado por el fabricante para la demanda vehicular del puente. También determinó que, en lo que respecta a demanda/capacidad, al revisar y elaborar el diseño estructural de las vigas del travesaño, se mejoró el índice de D/C del 31.1% del fabricante a un 12.4% sugerido en el diseño estructural; y en las viguetas de rodadura se elevó el índice de D/C del 3.4% del fabricante a un 2.5% propuesto en el diseño estructural. Además, comparó los datos de deflexión del puente del fabricante que se indican en la tabla (23.2 mm) con la actual demanda vehicular utilizando el vehículo de diseño T3S3 (38.8 mm) del Análisis Estructural, encontrando discrepancias; sin embargo, están dentro del límite establecido por AASHTO LRFD (2017) $L/800 = (53.33 \text{ mm})$, lo que implica que el puente podría enfrentar mayores daños debido al volumen de tráfico. La deflexión en el puente del fabricante, ante la demanda vehicular actual (38.8 mm), se contrastó con los valores de deflexión del diseño del puente propuesto (33.9 mm), observándose un aumento en la deflexión debido al cambio en los perfiles de la superestructura, aunque sigue por debajo del límite tolerable según AASHTO LRFD (2017) $L/800 = (53.33 \text{ mm})$, lo que sugiere que el puente será seguro frente a la carga vehicular.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Herrera (2023), en su tesis, “**Análisis comparativo a escala del comportamiento estructural del puente carrozable Paltic según los manuales de puentes 2016 y 2018 mediante el CSI Bridge, provincia Cutervo-departamento Cajamarca-2021**”, de la Universidad Privada del Norte, buscó estimar el comportamiento estructural del puente carrozable sobre el río Paltic, según los manuales de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, de los años 2016 y 2018, en las simulaciones aplicando

experimentalmente el puente simulado a una escala de 1/50, y concluyó que, la diferencia es mínima en su comportamiento estructural, en su mayoría de puntos de dichos manuales, es decir que el comportamiento estructural no fue muy variable.

Torres (2024), en su 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**”, de la Universidad de San Martín de Porres, tuvo como objetivo, elaborar la comparativa entre el diseño de concreto armado y viga compuesta y optimizar el análisis de diseño de la superestructura del Puente ubicado en Chaupecruz. Y concluyó que, según el análisis técnico se mostró que optar por un diseño de viga compuesta resulta más eficiente y económico con respecto al diseño de concreto armado. También menciono que, al usar vigas compuestas contribuye al ahorro de un 33% en costos y acortar el plazo de ejecución en un 35%. Pese a ello, es fundamental considerar las características climáticas de la zona, puesto que el puente de concreto armado podría no ser la mejor opción pude en zonas con lluvias intensas.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. DEFINICIÓN DE PUENTE

Puente es una obra de ingeniería vial, proyectada y construida para salvar interrupciones de carreteras o caminos producto de la existencia de ríos, quebradas, canales naturales y/o artificiales, depresiones, lagos, etc. Por lo cual son estructuras diseñadas con capacidad para soportar tanto cargas vehiculares como peatonales y otras fuerzas naturales, en función a las demandas del entorno.

2.2.2. SERVICIABILIDAD DE PUENTES

Son las condiciones funcionales de disponibilidad y servicio vial de un puente, en base a sus dimensiones geométricas como ancho de calzada y luz, que permitan el flujo vehicular previsto.

2.2.3. CATEGORIA VIAL DE UN PUENTE

La categoría vial de un puente da cuenta principalmente del volumen de tráfico que soporta, en función esencialmente a la clase de carretera en la que ha sido emplazado.

2.2.4. PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

2.2.4.1. DEFINICIÓN DE PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

Puente viga losa de concreto armado es aquel puente que se diferencia de los demás tipos, en que su superestructura está conformada por, vigas principales configuradas longitudinalmente soportando a la losa conformada a los largo y ancho del área de tránsito correspondiente, siendo dichos elementos estructurales de concreto armado. Sus vigas principales transmiten toda la carga vertical a los estribos de la subestructura, sobre los cuales se apoyan.

2.2.4.2. CARGAS PARA PUENTES

a) Cargas permanentes

Dentro de cargas permanentes se considera:

- DC: Nomenclatura de la carga muerta de los elementos estructurales y no estructurales del puente.
- DW: Nomenclatura de la carga muerta de la superficie de rodadura del puente.

El Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, recomienda usar los siguientes pesos específicos, que afectan directamente al peso propio del puente:

Tabla 1. Pesos específicos (Fuente: Manual de Puentes, MTC, 2018, p. 105)

MATERIAL	Unidad de Peso		
	(Kcf)	(kN/m ³)	(kgf/m ³)
Agua dulce	0.0624	9.8	(1000)
Agua salada	0.0640	10.0	(1020)
Acero	0.490	76.9	(7850)
Aluminio	0.175	27.4	(2800)
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	0.120	15.7	(1600)
Arena, tierra o grava compactadas		18.9	(1900)
Asfalto, Macadam	0.140	22.0	(2200)
Concreto ligero	0.110	17.4	(1740)
Concreto normal	0.145	23.5	(2400)
Concreto armado		25.0	(2500)
Hierro forjado	0.450	70.6	(7200)
Balasto		22.0	(2250)
Madera		10.0	(1020)
Mampostería de piedra	0.170	26.6	(2700)
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	0.200	3 kN/m	300 kgf/m

- CR = Solicitaciones de fuerza por causa de la fluencia lenta del concreto (Creep). El Creep es un efecto de fluencia y deformación continua de los materiales constituyentes de una estructura, medido en función de determinados periodos de tiempo, a lo largo de la vida útil de dicha estructura. Además, el Creep está influenciado por la temperatura y las cargas a las que está propensa la estructura.



Figura 2. Enormes deflexiones de fluencia en el tramo medio del puente de hormigón de Deventer, véase la joroba descendente.

(Fuente: <https://web.archive.org/web/20161021012817/http://www.panoramio.com/photo/52928292>)



Figura 3. Puente Boutiron. Se observa las cavidades en la clave del arco donde se instalaron los gatos de desencofrado

(Fuente: <https://structurae.net/en/structures/boutiron-bridge>)

- EL = Fuerzas de tensión, residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.
- SH = Solicitaciones ocasionadas por las contracciones diferenciales del concreto.

b) Sobrecargas vivas

Se considera sobrecargas vivas:

- **Sobrecarga vehicular (LL)**

El Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones señala que es necesario tomar en cuenta el camión HL-93 al momento de diseñar puentes. Por esto, contamos con las siguientes características del camión HL-93:

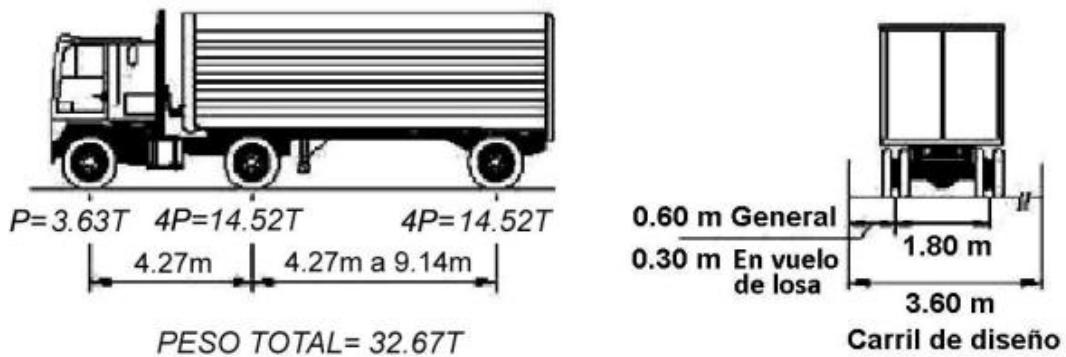


Figura 4. Camión de diseño. (Fuente: Puentes, Rodríguez. 2020, p. 18)

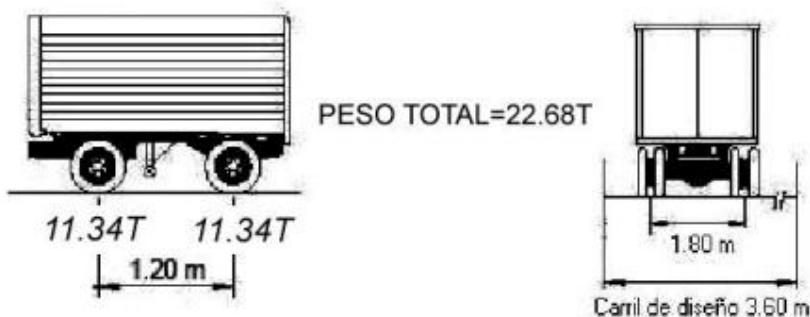


Figura 5. Tándem de diseño. (Fuente: Manual de Puentes, Rodriguez. 2020, p. 18)

Factor de presencia múltiple de sobrecarga. La solicitud máxima por sobrecarga, se determinará considerando las posibles combinaciones, según el número de vías cargadas, multiplicándose por el factor de presencia múltiple correspondiente, considerando la posibilidad de que todos los carriles estén siendo utilizados al mismo tiempo, por toda la sobrecarga de diseño HL93; de acuerdo a la Tabla 2.

Tabla 2. Factor de presencia múltiple (Fuente: Manual de Puentes, MTC, 2018, p. 109)

Número de Vías Cargadas	Factor Presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Incremento de carga dinámica (IM). El factor aplicado a la carga estática será $(1 + IM/100)$; y además, el incremento por carga dinámica no se aplicará ni a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño del puente.

Tabla 3. Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM) (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 113))

Componente	Porcentaje (IM)
<i>Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)</i>	75%
<i>Para otros elementos</i>	
• <i>Estados límite de fatiga y fractura</i>	15%
• <i>Otros estados límite</i>	33%

c) Fuerza de frenado BR

Según el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se considera el mayor valor de las siguientes condiciones para la fuerza de frenado:

- 25% de los pesos por eje del camión o tandem de diseño.
- 5% del camión o tandem de diseño más la carga de carril.

d) Carga sobre veredas

De acuerdo al Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se toma 367 kg/m² como sobrecarga para las veredas cuyo ancho es mayor a 0.60 metros.

e) Carga sobre barandas

De acuerdo al Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, la altura recomendada de las barandas debería ser por lo menos de 1060 mm, en puentes peatonales, y para vías ciclistas la altura mínima recomendada debe ser de 1400 m. La sobrecarga de diseño en las barandas peatonales se deberá tomar como $w = 0.050 \text{ klf}$ (0,73 N/mm), actuando simultáneamente en direcciones transversal y vertical.

f) Carga de viento (WS)

De acuerdo al Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se considera lo siguiente:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}^2}{25600} \right)$$

Donde:

V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño (km/h).

P_B = Presión básica correspondiente al viento.

P_D = Presión actuante por viento (mpa)

- Fuerza de viento horizontal (Fuerza Barlovento)

$$F_{barlovento} = P_D (h)$$

Donde:

h = Peralte correspondiente a la viga (m)

- Fuerza de viento horizontal (Fuerza Sotavento)

$$F_{\text{sotavento}} = F_{\text{barlovento}}/2$$

- Fuerza de viento vertical (F_{vv})

$$F_{vv} = 0.098 (A)$$

Donde:

0.098 = Valor de acuerdo a la norma AASHTO LRFD 3.8.2 (Ton/m²)

A = Ancho correspondiente al tablero (m)

g) Empuje de suelo

Las cargas de empuje del suelo, se toman principalmente en los estribos de los puentes; para lo cual se debe tener en consideración la siguiente nomenclatura:

- EH: Empuje horizontal del suelo.
- ES: sobrecarga de suelo.
- LS: sobrecarga viva.
- DD: fricción negativa.

h) Fuerza sísmica EQ

En cuanto a la componente vertical, la fuerza sísmica entra al puente primeramente por la subestructura que está directamente conectada al suelo, y cuando los elementos de la subestructura sufren movimiento, la energía es transmitida por medio de los estribos y el tablero del puente, ocasionando vibraciones y deformaciones en toda la estructura del puente. Estas deformaciones están en función de la luz "L" del puente, ya que a mayor luz se producirá menor frecuencia vibratoria en el tablero del puente, y por lo tanto el puente será menos sensible a sufrir colapsos; y viceversa. Desde la perspectiva en cuanto a la componente horizontal, el sismo presenta dos direcciones de influencia al puente: una longitudinal que se produce a lo largo del puente, y otra transversal que se produce a través del puente; estas fuerzas sísmicas horizontales generalmente se consideran independientemente en el diseño sísmico de puentes.

2.2.4.3. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

2.2.4.3.1. COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo al Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones y para la presente tesis, se describen las combinaciones de carga más importantes:

- RESISTENCIA I: Combinación de cargas, de uso vehicular normal, sin considerar el efecto del viento.
- SERVICIO I: Combinación de cargas, vinculada al uso habitual del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas considerando su valor sin factorizar. Se asocia con el monitoreo de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, recubrimiento de túneles y tuberías de plástico, así como con el control del ancho de las fisuras en estructuras de hormigón armado, y para el análisis transversal concerniente a la tensión en vigas de hormigón producidas por segmentos.
- SERVICIO II: Combinación de cargas, para controlar la deformación de las estructuras de acero y el desplazamiento de las uniones clave, causado por el peso de los vehículos.

- FATIGA I: Combinación de carga de fatiga y fractura, con respecto a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.
- FATIGA II: Combinación de carga de fatiga y fractura, con respecto a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

2.2.4.3.2. FACTORES DE CARGA

Según el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se debe tener en consideración los siguientes factores y combinaciones de carga:

Tabla 4. Combinaciones de Carga y Factores de Carga. (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 148)

Combinación de Cargas Estado Límite	DC ES	DD EL	DW PS	EH CR	EV SH	LL IM	CE BR	PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p		1.75						1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p		1.35						1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		-			1.00	1.40				1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
RESISTENCIA IV	γ_p		-			1.00	-				-	1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p		1.35			1.00	0.40		1.00		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
EVENTO EXTREMO I	γ_p		γ_{EQ}			1.00						1.00					1.00			
EVENTO EXTREMO II	γ_p		0.50			1.00					1.00						1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00					1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00								1.00	1.00/1.20								
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00								1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
SERVICIO IV	1.00			1.00	0.70						1.00	1.00/1.20			1.00					
FATIGA I Solamente LL, IM y CE			1.50																	
FATIGA I II- Solamente LL, IM y CE			0.75																	

Nota: Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación

Tabla 5. Factores de Carga para cargas permanentes, γ_p (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 149)

Tipo de Carga, Tipo de fundaciones, y Métodos usados para fuerza de arrastre hacia abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Mínimo
DC: Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente	1.50	0.90
DD: Downdrag	1.40	0.25
Pilotes, Método de Tomlinson	1.05	0.30
Pilotes, Método	1.25	0.35
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra		
• Activa	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses)	1.00	1.00
EV: Presión vertical de la tierra		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Pórticos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas excepto alcantarillas cajón metálicas	1.95	0.90
• Alcantarillas cajón metálicas flexibles y alcantarillas de planchas estructurales con corrugaciones.	1.50	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

2.2.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO

Según el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, debe considerarse lo siguiente, para predimensionar los peraltes mínimos y tradicionales de la superestructura.

Tabla 6. Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante (Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018, p. 354)

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)			
Material	Tipo	Tramos Simples		Tramos Continuos	
Concreto reforzado	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$1.2(S + 10)$ 30 En (ft)	$1.2(S + 3000)$ 30 En (mm)	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54$ ft	$\frac{S+3000}{30} \geq 165$ mm
	Vigas T	0.070L		0.065L	
	Vigas Cajon	0.060L		0.055L	
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L		0.033L	
	Losas	0.030L ≥ 6.5 in (165mm)		0.027 ≥ 6.5 in (165mm)	
Concreto pretensado	Vigas cajón coladas en sitio	0.045L		0.040L	
	Vigas doble T prefabricadas	0.045L		0.040L	
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L		0.030L	
	Vigas cajón adyacentes	0.030L		0.025L	
Acero	Profundidad total de viga doble T compuesta compuesta	0.040L		0.032L	
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0.033L		0.027L	
	Reticulados	0.100L		0.100L	

2.2.5. PUENTE MODULAR

2.2.5.1. DEFINICIÓN DE PUENTE MODULAR

Puente modular es llamado al puente cuya superestructura se compone por un sistema a base de vigas y pisos de paneles prefabricados de acero estructural, siendo estos módulos, una armadura básica estándar de una estructura integral.

Tiene la particularidad de que la luz total de la superestructura del puente siempre es múltiplo de la longitud del módulo base y depende de la cantidad de módulos que la constituyen.

Para su instalación, sus paneles de acero se unen entre sí a través de pernos pasadores. Y en general su peso es inferior que el de puentes convencionales.

2.2.5.2. USOS DEL PUENTE MODULAR

Cabezas y Zapata (2018, p. 7) Se ha dado casos en que un puente modular se hizo uso como un puente provisional en proyectos viales para emergencias por daños causados por fenómenos naturales o acciones humanas.

2.2.5.3. PUENTES MODULARES EN EL PERÚ.

(Revista Perú Construye, 2019), En el Perú, el uso de puentes modulares ha ido incrementando al paso de los años. Si bien es cierto, este tipo de puentes Bailey, tenían la misión de facilitar el transporte durante la Segunda Guerra Mundial, por ser esta, una estructura fácil y rápida de armar, se ha convertido ahora, en una de las mejores soluciones para restablecer el tránsito, permitir la comunicación y continuidad de una vía ante una emergencia convirtiéndose en muchas ocasiones, estas estructuras provisionales en permanentes

García (2019, p. 4), quien participó como proyectista y consultor en el desarrollo del sistema de puentes modulares en la Empresa ESMETAL, manifestó que “el desarrollo de este sistema de puentes modulares tipo Bailey se ha realizado de acuerdo con las normas del MTC y las normas americanas AASHTO-LRFD.”

García (2019, p. 3), “La construcción de un puente Bailey en el Perú está en manos del gobierno central, mediante el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Estos se han almacenado en diversos lugares del país, como respuesta rápida en casos de emergencia, como la causada por la emergencia climática que golpeó particularmente el norte peruano por el Fenómeno del Niño Costero, el año 2017.”

2.2.5.4. PUENTE MODULAR ACROW

El Sistema de Puente Modular de Panel Acrow 700XS se ha consolidado a nivel global como el principal referente en puentes de este estilo, siendo capaz de ofrecer respuestas en lugares con acceso complicado. El sistema Panel Acrow 700XS proviene directamente del puente militar Bailey, gracias a varias innovaciones importantes realizadas por Acrow, y por ello se considera un producto único en su categoría. Es totalmente desmontable y aplica gran parte de los mismos fundamentos del diseño Bailey, lo que incluye: su simple

traslado a lugares alejados, la posibilidad de ser instalado por personas sin experiencia utilizando grúas o no, un mantenimiento mínimo y su adaptabilidad. El sistema Acrow está hecho para resistir cargas tanto de caminos para vehículos como de tránsito peatonal, siguiendo las pautas establecidas en el código de diseño AASHTO para puentes. Además, se adhiere a la mayoría de las regulaciones internacionales, que abarcan las de Estados Unidos, Europa, el Reino Unido y Canadá, así como a las directrices militares de Tri-Lateral. El conjunto está hecho completamente de acero y cuenta con un tratamiento de galvanizado por inmersión en caliente para garantizar una gran resistencia al desgaste. El puente se arma exclusivamente con pasadores y pernos, sin necesidad de soldadura en locación. Todos los elementos son completamente reutilizables.

2.2.5.5. DESCRIPCIÓN Y USO DEL PUENTE ACROW

El Puente Acrow es un sistema modular que se puede utilizar como un puente tanto permanente como temporal, o servir como solución alternativa a problemas de acceso. Este sistema modular utiliza cerchas de paneles construidos con acero estructural, que tienen dimensiones de 3.048 por 2.26 metros, los cuales se disponen en diferentes configuraciones para instalar un puente de cerchas adaptado a un propósito particular. Las vigas transversales de piso, ofrecidas en diversas longitudes estándar, se encargan de conectar los paneles de manera horizontal y proporcionan soporte al piso. Gracias a estas opciones, el Puente Acrow tiene la capacidad de manejar una gran variedad de longitudes, anchos y cargas. Según el estándar puede ser visto en la Figura 6.

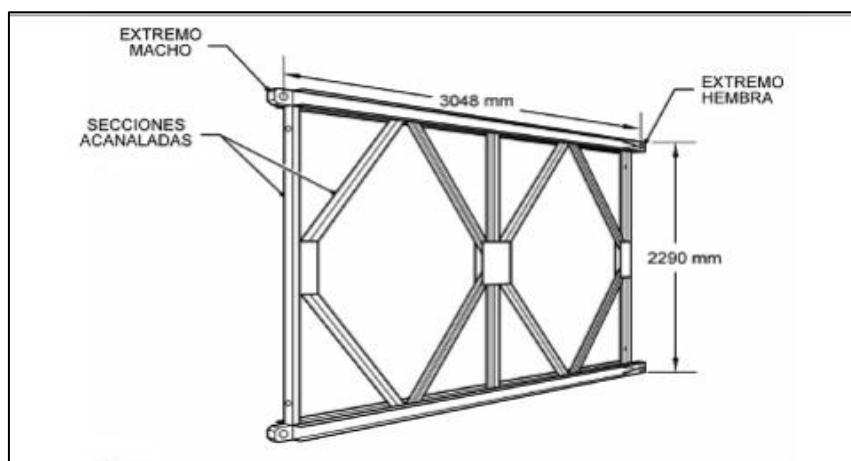


Figura 6. Panel estándar AB701
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

Los Puentes Acrow se pueden instalar en configuraciones de una o varias luces. Los puentes que presentan múltiples tramos pueden ser diseñados como estructuras continuas con soportes intermedios o también como una serie de puentes individuales interconectados. Estos puentes van desde un solo carril de 6 metros de longitud hasta un puente de autopista de 2, 3 o 4 carriles, con luces individuales que alcanzan hasta 91 metros.

Las cerchas longitudinales están conformadas por paneles estándar que se ensamblan en distintas disposiciones para ajustarse a cualquier diseño particular. Los paneles pueden organizarse tanto de manera horizontal como vertical. Para aumentar su flexibilidad y

resistencia, se utilizan vigas de refuerzo fijados en el extremo superior e inferior de los paneles. Los diseños estándar de los paneles, y sus abreviaciones respectivas, se pueden ver en la Figura 7. Las cerchas longitudinales se conectan entre sí por medio de vigas transversales de piso colocadas a una distancia de 3.048 metros, soportando a las unidades de piso que se sostienen longitudinalmente sobre ellas. Las vigas transversales de piso están fijadas a los paneles y también se unen por medio tornapuntas diagonales.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Las unidades de piso están diseñadas como sistemas ortotrópicos que cuentan con refuerzos longitudinales, para resistir la carga más significativa en toda área. Las unidades de piso laterales pueden venir equipadas con ruedas de repuesto integradas. Las unidades de piso se entregan con una superficie que evita deslizamientos, utilizando láminas estriadas o con una capa epóxica antideslizante aplicada en la fábrica. Aparte de los puentes de un carril y de doble carril mencionados previamente, hay además otras alternativas:

- Puente Extra ancho de un solo carril, ancho 4.20 metros
- Puente EW18 de un solo carril, ancho: 5.50 metros
- Puente 2L30 de dos carriles, ancho: 9.15 metros
- Puente 3L36 de tres carriles, ancho: 11.00 metros

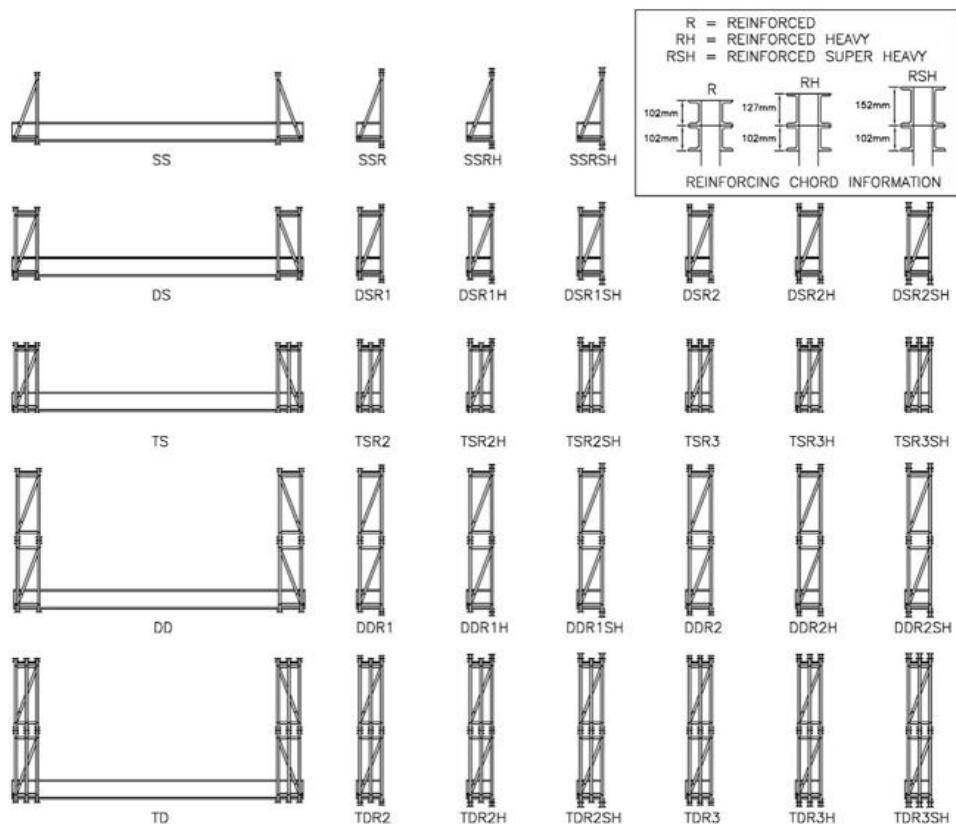


Figura 7. Configuraciones estándares de Puentes Acrow
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Las pasarelas para peatones en voladizo se ofrecen como un complemento, ayudando a la circulación de personas a un lado o por

ambos lados del puente. Estas áreas para transeúntes están total y completamente desconectadas del tráfico de vehículos, brindando total seguridad a los peatones.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La metodología más habitual para instalar un puente Acrow es mediante un lanzamiento simple. Este tipo de puente se arma parcialmente sobre rodillos en un lado y luego se desplaza hacia el lado opuesto. Para prevenir que el puente se vuelque durante el lanzamiento, se refuerza la parte delantera con una estructura más ligera denominada la “nariz de lanzamiento”. Existe también una variante de este método llamada lanzamiento “asistido por grúa”, que puede realizarse con una nariz más corta o incluso sin ella. Cuando hay grúas disponibles con suficiente capacidad, los puentes que se han construido parcialmente pueden ser elevados y colocados sobre sus soportes sin requerir un lanzamiento.

DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DEL PUENTE ACROW 700XS

ELEMENTOS COMPONENTES DE LA CERCHA LATERAL

AB701 PANEL.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), El panel constituye la unidad fundamental en la edificación del sistema de puentes Acrow, proporcionando integridad estructural de las cerchas laterales del puente. Se puede utilizar de manera individual a cada costado del puente o en diferentes combinaciones para ofrecer cerchas con mayor resistencia, adecuadas para soportar hasta cuatro carriles de tráfico de carretera y tramos que superen los sesenta metros. Este panel está hecho de acero, que se une mediante soldaduras, y consta de cordones superiores e inferiores conectados por una serie de soportes verticales y diagonales. En uno de sus extremos, los cordones tienen forma masculina, mientras que en el otro extremo son femeninos; los dos extremos presentan un orificio pasante. Los paneles se acoplan un extremo masculino a uno femenino, se fijan mediante la inserción de un pasador AB051 mediante los agujeros alineados; los seguros de pasador AB052 garantizan la sujeción del pasador en los dos lados. El Panel AB701 tiene la capacidad de transferir una fuerza cortante de 267 kN en su extremo.

Sus medidas del panel es 3.048 metros de longitud y 2.18 metros de altura, tomando en cuenta el centro del orificio del pasador.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Los paneles están hechos de acero laminado en caliente según especificación ASTM A572 Grado 65, que además se denomina AASHTO M223. Además, se someten a un proceso de galvanización en caliente conforme a la norma ASTM A123, como todos los otros elementos.

AB702 PANELES CORTANTES.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La estructura del puente está formada fundamentalmente por paneles AB701. No obstante, para poder ofrecer soporte en los extremos sin recurrir a la instalación de postes terminales, es esencial emplear paneles cortantes en las secciones finales del puente. El panel cortante AB702 posee las mismas

medidas generales que los paneles AB701, aunque incluye resistencia más robustos donde le facilitan la transferencia efectiva de las cargas hacia los apoyos del puente.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Dado que la ubicación adecuada de paneles en la cercha es fundamental en dirección a la integridad estructural del puente, resulta crucial localizarlos de manera precisa antes de iniciar su montaje. La principal característica del Panel Cortante AB702 es la utilización de secciones sólidas de forma rectangular tanto los extremos verticales y tubos rectangulares como elementos diagonales. El panel AB701 se elabora enteramente con perfiles en forma de "U".

AB708 PANEL CORTANTE PESADO.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), El Panel Cortante Pesado AB708 tiene medidas semejantes, sin embargo, posee una capacidad de carga superior necesaria en ciertos puentes que soportan cargas más elevadas. Se utilizan en combinación con los Paneles AB702 en las secciones contiguas. La distinción con los Paneles AB702 radica en la utilización de piezas rectangulares macizas en los elementos diagonales.

AB705 & AB706 POSTES FINAL

AB051 PASADOR DE PANEL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Los pasadores de panel están hechos de acero ASTM A193, Grado B7, de 206 mm de longitud y 47 mm de diámetro, y tienen una capacidad de carga segura de 650 KN en cortante doble. Tienen forma cónica en ambos extremos y se pueden golpear con un mazo de 4 Kg de manera segura sin daño alguno. Los pernos se encuentran asegurados en cada extremo mediante un seguro de pasador AB052.

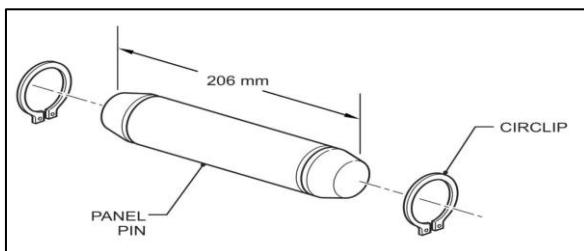


Figura 8. Pasador de Panel: AB051 y Seguro de pasador AB0542
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB620, AB621 CORDONES DE REFUERZO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Los cordones de refuerzo son componentes con forma de "U" semejantes con los bordes superior e inferior del Panel AB701. El AB620 mide 3.048 metros, igual a la longitud de una sección, pero el AB621 mide igual a dos tramos. Los cordones son para incrementar la resistencia de carga de los paneles, pero no ayudan a la capacidad cortante. Se fijan a los bordes superior e inferior de los paneles utilizando ocho pernos AB584 por cada Cordón de Refuerzo AB621 y cuatro pernos AB584 por los cordones de refuerzo AB620. Los cordones se unen entre si mediante pasadores de panel AB051. En un puente que cuenta con refuerzo, los cordones se utilizan en todas las secciones, a excepción de las extremidades que no están

reforzadas. Las cerchas con configuraciones doble o triple pueden recibir refuerzo parcial de manera similar para lograr las configuraciones DSR1 y TSR2.

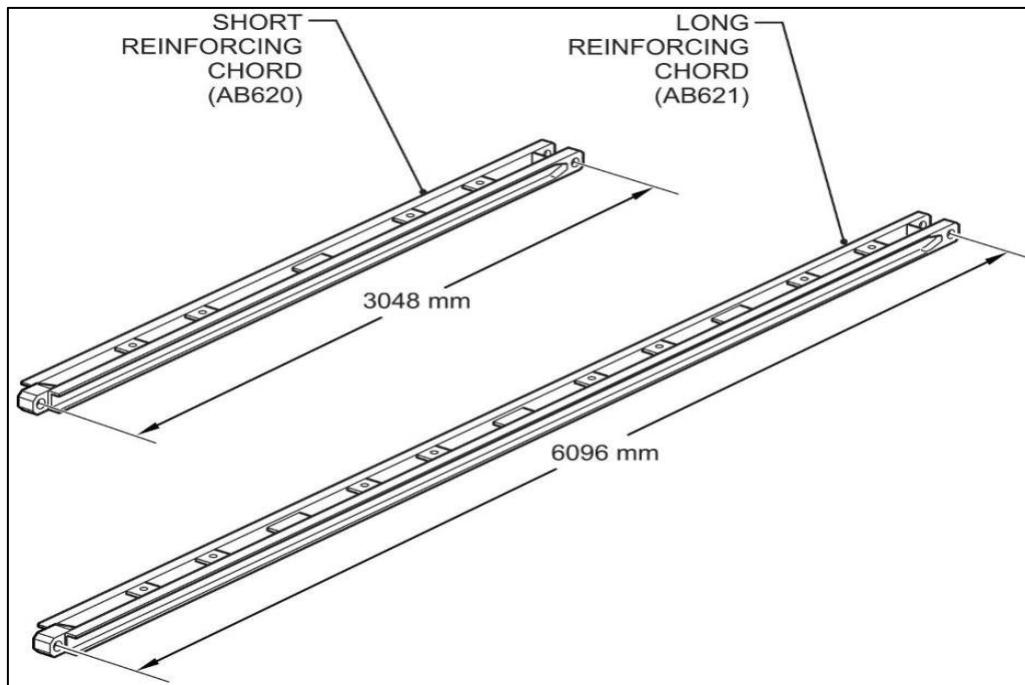


Figura 9. Cordones de Refuerzo: AB620 y AB621
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB622, AB623 CORDONES DE REFUERZO DE PESADOS

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Estos se elaboran de perfiles en "U" más robustos, y estos cordones son empleados de forma parecida a los cordones AB620 y AB621, aunque en situaciones en que se necesite una capacidad de momento superior. El Cordón de Refuerzo AB622 de 10 pies es de un solo tramo, mientras que el cordón de refuerzo AB623 es de dos tramos. Los cordones presentan un orificio del pasador más amplio que se unen por medio de un pasador de cordón de refuerzo pesado AB079.

AB079 PASADOR DE CORDON DE REFUERZO PESADO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De modo semejante que el pasador AB051, pero con un tamaño de 56 mm, diseñado para utilizar en cordones de refuerzo robustos. Estos se fijan con un anillo de seguridad resistente AB079A en ambos extremos.

ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

AB703 TORNAPUNTA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Une los paneles a los travesaños y brinda un sostén vertical a la cercha. El extremo inferior de la tornapunta se fija al alma del travesaño con un perno para viga de piso, y un panel AB547A. En el tramo final, al utilizar un AB702 o AB708, se utiliza el perno para viga de piso AB547AS. La parte superior del tornapunta se une al extremo vertical del panel interior en cerchas de varios paneles, utilizando el mismo perno que conecta la placa de unión del tornapunta AB513.

AB513 PLACA DE UNIÓN DEL TORNAPUNTA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La placa de unión del tornapunta se fija horizontalmente al resto de paneles en la cercha por medio de un perno corto de refuerzo AB549A en cada panel, o al extremo final con un perno de brazo de tornapunta AB548A.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Es importante destacar que todos los tornillos que atraviesan el borde vertical del panel deben ser introducidos desde la superficie del panel y la tuerca de fijación debe ser situada en el espacio que queda entre paneles, con la arandela ubicada en el lado donde se encuentra la cabeza del perno.

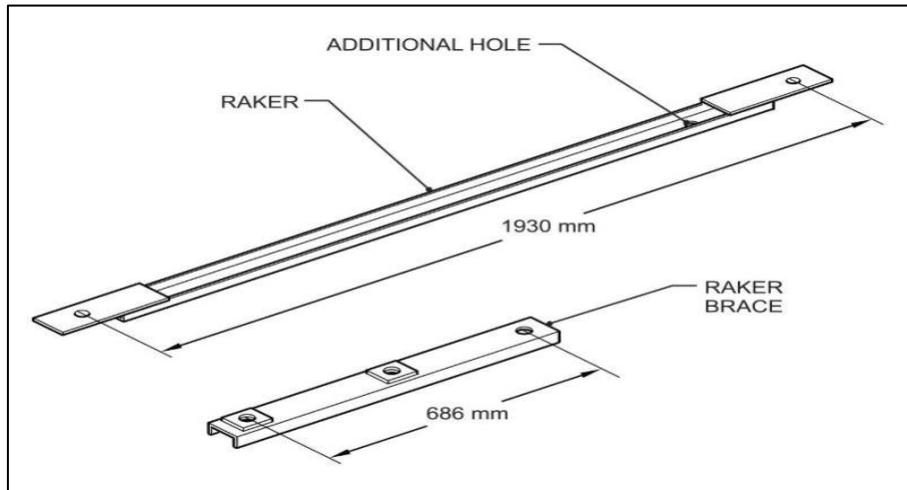


Figura 10. Tornapunta: AB703 y placa de unión del tornapunta: AB513
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La placa de unión del tornapunta cuenta con otro orificio más, un perno diseñado para fijarse a la viga, AB547, en configuración simple.

AB514 PLACA DE UNIÓN DE LA DIAGONAL DE CORDÓN SUPERIOR Y AB522 DIAGONAL DE CORDÓN

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La placa de unión de la diagonal del cordón superior AB514 es parecida a la de tornapunta AB513. Solamente difiere en lo que no cuenta con una placa separadora soldada al agujero del perno en uno de sus extremos. La placa de unión de la diagonal del cordón superior AB514 y la diagonal de cordón AB522 se unen con pernos cortos de arriostramiento AB549A en la parte inferior de los cordones superiores de cada panel, creando una "Z" continua a lo largo de la cercha. Pero, los elementos transversales del principio y del final son la placa de unión del tornapunta AB513 en vez del cordón superior AB514. El espaciador compensa la ausencia del soporte diagonal de un lado.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), La Placa de unión diagonal AB522 es el sistema clave de refuerzo horizontal para diversas configuraciones de cerchas.

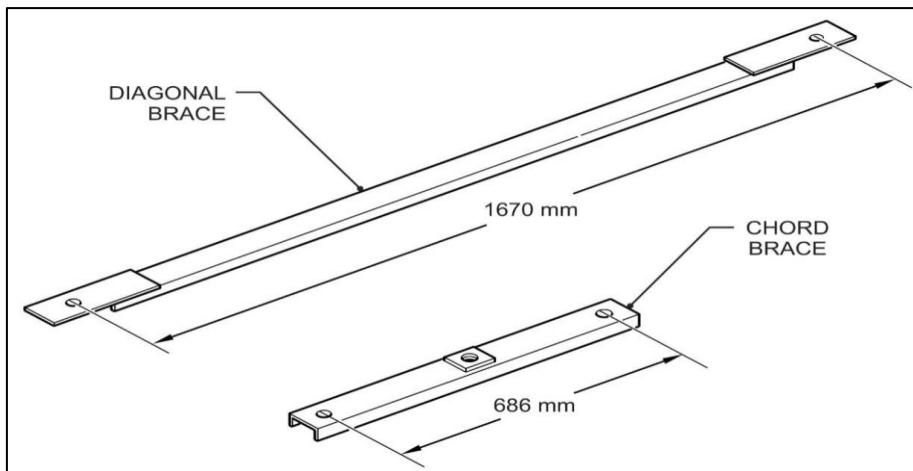


Figura 11. Placa de unión en la diagonal de cordón superior: AB514 y diagonal: AB522
 (Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

DIAGONALES

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Las diagonales actúan como los refuerzos horizontales principales del sistema, garantizando así que el puente mantenga un ángulo recto, y están relacionadas con los elementos que soportan las fuerzas laterales del puente. Se utilizan cuatro tipos de diagonales: las diagonales de refuerzo AB590, empleadas en puentes con solo un carril y de carril doble, también la diagonal de refuerzo extra ancha AB591 EW, diseñada para puentes de gran ancho. Asimismo, están disponibles la diagonal de refuerzo pesada AB515 como la diagonal de refuerzo pesada extra ancha AB516 EW, que son soportes de alta resistencia usados en los puentes de luz grande o de altura doble de paneles.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Todas las diagonales se hacen utilizando perfiles en forma de “U” de acero, y cada extremo cuenta con una horquilla. Esta horquilla se ajusta a una abrazadera soldada al alma de los travesaños, que está sujetada por un perno de arriostramiento AB536A. En todos los tramos del puente, se encuentran dos diagonales que se cruzan en las estructuras de un solo carril, consolidándose así en el centro con el perno corto de arriostramiento AB549A; en puentes con dos carriles, las diagonales configuran una forma de V por sección siguiendo el patrón de refuerzo para funcionar adecuadamente.

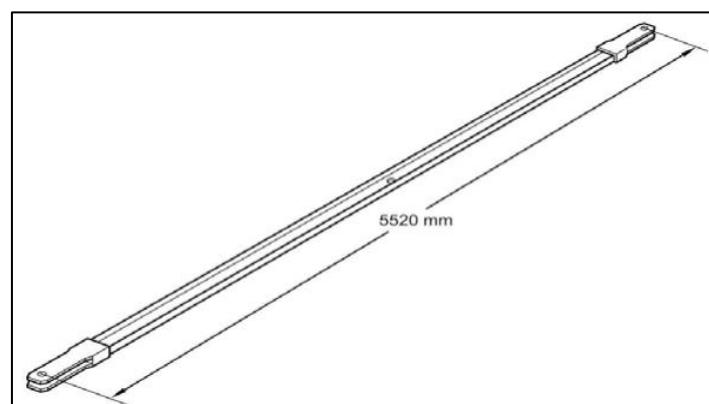


Figura 12. Diagonal de arriostramiento: AB591
 (Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB518: AB519 DIAGONAL VERTICAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Cada viga de piso tiene que ser sostenida en posición vertical, usando diagonales verticales que están con perfiles en forma de U con 76 mm donde se distribuyen en tramos. Estas diagonales están instaladas en pares sobre dos líneas paralelas cerca a los paneles, que forman una figura en forma de X que se fija a los travesaños y, al cruzarse, se unen entre sí con los pernos cortos como refuerzo AB549A. La diagonal vertical AB518 se utiliza para puentes con un carril, y la diagonal vertical como doble vía AB519 se destina a las estructuras de dos o tres carriles.

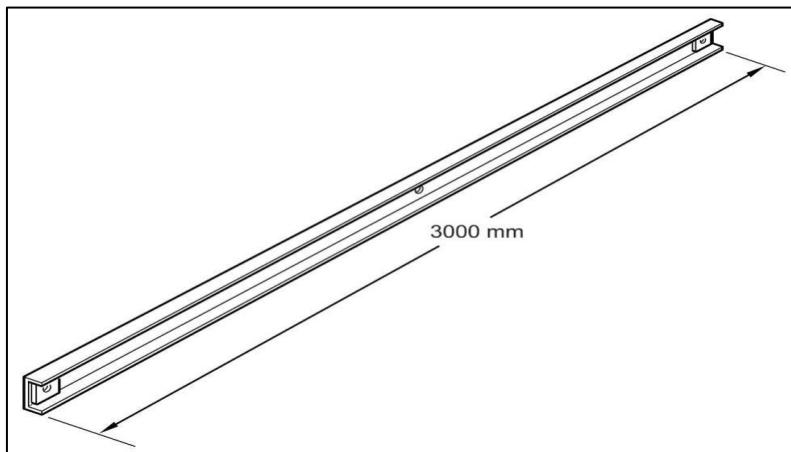


Figura 13. Diagonal vertical AB518
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

VIGAS DE PISO O TRAVESAÑOS

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaños son las vigas centrales del piso que definen su ancho del puente. Se pueden encontrar en las siguientes medidas: Calzada Estándar (SCW), ancho adicional (EW), ancho adicional 18 (EW 18), para dos carriles (2L24 y 2L30), y para tres carriles (3L36). Es posible configurar otros anchos. Dichos travesaños son colocados al final de cada tramo en la ubicación del pasador del panel, así como en cada extremo del puente. Cuentan con canales especiales que están soldados en la parte superior, donde se apoyan las unidades del piso que se aseguran con pernos. Estos travesaños están hechos de vigas de acero laminado en caliente.

AB511 VIGA DE PISO SCW

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño básico estandarizado para un solo carril que ofrece un ancho de calzada de 3.67 metros.

AB507 VIGA DE PISO EW

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño extra ancho para un solo carril y el ancho de calzada de 4,2 metros.

AB509 VIGA DE PISO EW PESADA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño extra ancho pesado, para un solo carril y cubre un ancho de calzada de 4.20 metros.

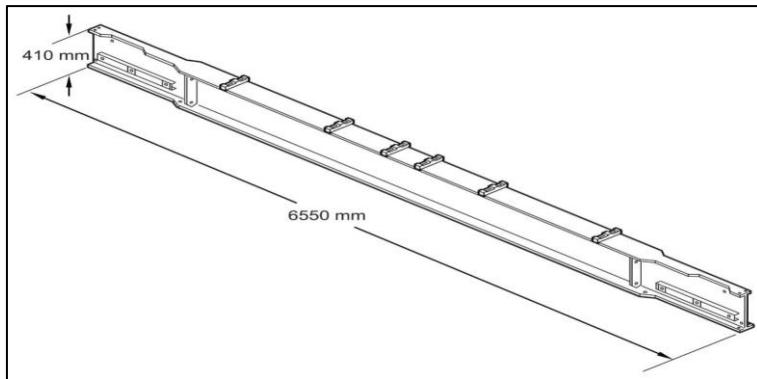


Figura 14. Travesaño Extra Ancho: AB507
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB690 VIGA DE PISO EW18

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño para un carril con ancho de calzada con 5.5 metros para cargas más anchas. Cada uno de los travesaños de un solo carril son fabricados de vigas de acero cuya altura es de 410 mm, a excepción del AB509 que es de 417mm de altura.

AB966 VIGA DE PISO 2L24

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño estándar de dos carriles fabricado a partir de una viga de 608 mm de altura. Y la amplitud de calzada es 7.35 metros.

AB510 VIGA DE PISO PESADA 2L24

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño para cargas pesadas de puentes de dos carriles, su ancho de calzada de 7.35 metros y altura de viga de 618 mm.

AB890 VIGA DE PISO 3L36

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Travesaño de tres carriles estándar fabricado con viga de 780 mm de profundidad. Y el ancho de calzada es 11 metros.

UNIDADES DE PISO

AB601 UNIDAD DE PISO Y AB602 UNIDAD DE PISO CON GUARDARUEDA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Las unidades de piso están hechas mediante una superficie de rodadura de acero lisa y la altura de 137 mm. Las unidades de piso son diseñadas como de forma ortotrópicas, incorporando refuerzos longitudinales y tubos estructurales en los laterales para distribuir adecuadamente las cargas de las ruedas. Sus unidades de piso laterales cuentan con guardaruedas soldados. Dichas medidas de piso AB601 son 1.83 x 3.05 metros, y las unidades AB602, más guardaruedas, miden 1.91 x 3.05 metros. Los guardaruedas de las unidades de piso AB602 están inclinados para que las ruedas de los vehículos utilicen todo el ancho del tablero, previniendo a los vehículos impactar contra los paneles laterales. El gálibo horizontal del tablero del puente es de 4.23 metros en puentes de un carril y de 7.38 metros en puentes de dos carriles.

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Para hacer un puente de dos vías de 7.35 metros de ancho, es necesario combinar dos componentes AB602 con dos componentes AB601. Esto dará como resultado un puente cuya superficie total será de 7.47 metros de ancho y un espacio libre entre los bordes de 7.37 metros. Las secciones de la base están fijadas a las vigas mediante un perno especial "T" AB546, que son colocados dentro del canal que se encuentra soldado al lado superior de la viga. Para cada sección de la base se utilizan cuatro pernos, y esta tarea se realiza desde la parte superior de la base. Las secciones de la base incluyen placas en sus extremos que permiten el paso de todas las cargas verticales desde la base hasta la viga, cerca del eje de la viga, y de manera directa al sistema. Dicho diseño de carga asegura que no se impongan fuerzas de torsión sobre la viga. Al evitar estas tensiones de torsión, se aumenta la duración útil de la viga. Si es necesario, se puede aplicar una capa de asfalto a las secciones de la base en el lugar de la obra, o también se pueden proporcionar con un agregado epóxica antideslizante aplicado en la fábrica.

AB604 EW UNIDAD DE PISO INTERMEDIO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Esta unidad de piso se usa para conseguir un Puente Extra Ancho, utilizamos el piso intermedio AB604 EW en relación a las dos unidades con guardarueda para proporcionar un ancho de piso de 4.20 metros entre bordillos. Cada piso intermedio se fija al travesaño usando cuatro pernos de piso.

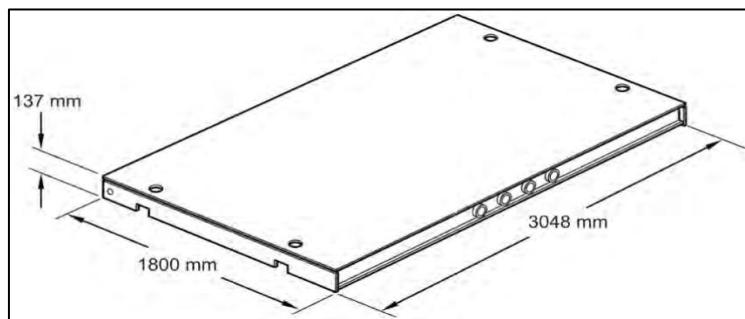


Figura 15. Unidad de piso: AB601
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

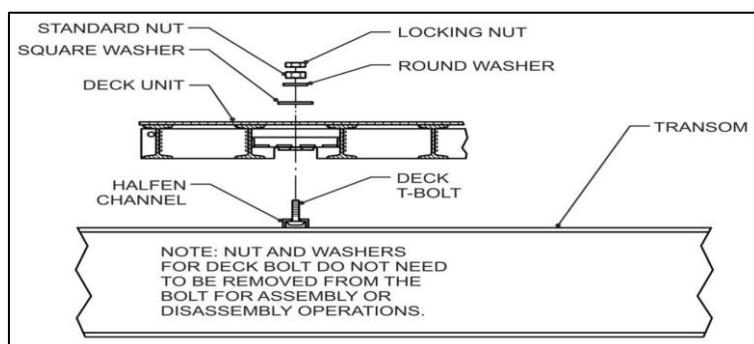


Figura 16. Sistema de sujeción de piso
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Para hacer un puente de un carril de ancho 4.20 metros, se une dos unidades, AB602 y AB604 EW, logrando un puente con ancho total de tablero de 4.31 metros y ancho libre entre ejes de los bordillos de 4.21 metros.

AB720 Y AB721 UNIDADES VIGA FINAL Y VIGA FINAL INTERMEDIA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Debido a que las unidades del piso descansan al centro del extremo superior de los travesaños, se dispondrá del espacio aproximado de 140 mm en cada lateral del puente entre la última unidad de piso y los estribos. Estas unidades EOB (extremos del puente) ocupan el espacio con vigas finales AB720 EOB usadas junto a la última unidad de piso o unidad de guardarruedas. También se usa la viga final intermedia extra ancha AB721 EOB cuando se emplea la unidad de piso intermedio extra ancha AB604 EW. Cada viga final se sujeta con dos pernos de piso AB546.

APOYOS DE PUENTE Ó COJINETES

AB503/AB504 BLOQUES FINALES

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), El bloque final se coloca en su base del Panel de cortante AB702, o del Panel de cortante pesado AB708, o aún debajo de los postes finales AB705 y AB706, en la parte final del puente, utilizando pasadores. Y las cargas del puente son transmitidos a los cojinetes mediante el Bloque final macho AB503 o el Bloque final hembra AB504 que se apoya encima del soporte AB587.

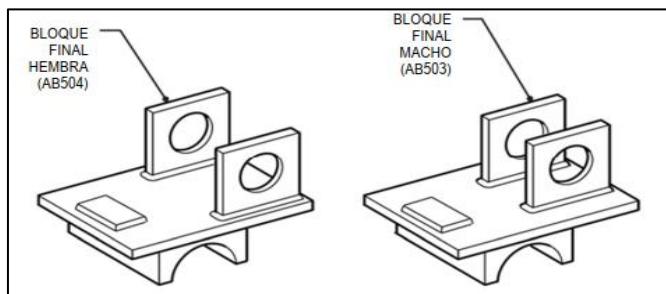


Figura 17. Bloques finales: AB503 Y AB504
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB587 APOYO DE COJINETE

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Está en el estribo por debajo del bloque final AB503 o AB504. Es un cojinete oscilante que puede ser fijado a un estribo o base como soporte permanente en un borde, o podría ir sobre la parte de arriba de AB587U y AB587L permitiendo movimiento a los soportes. Su capacidad de carga es 60 toneladas.

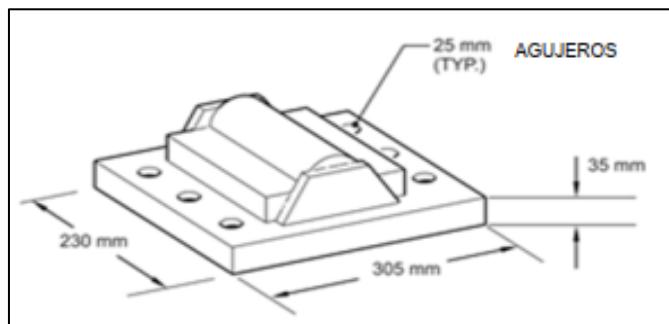


Figura 18. Apoyo de cojinete: AB587
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

AB587U y AB587L APOYO DE COJINETE SUPERIOR E INFERIOR

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Para regular la expansión de los puentes, se instalan soportes deslizantes, bajo el soporte de cojinete AB587 en el borde libre del puente. Este soporte de cojinete inferior AB587L está formado por la placa de acero de 178mm x 127mm x 3mm a la cual se le ha añadido una lámina de teflón de 152mm x 102mm x 3mm. Se sitúa en la base con la superficie de Teflón hacia la parte superior, fijado con un pegamento epóxico diseñado para este propósito. El componente de soporte del cojinete superior AB587U es la lámina de acero inoxidable que mide 292mm x 216mm x 3mm, y es colocado sobre el Teflón, Dicho soporte del cojinete AB587 es ubicado sobre las dos placas.

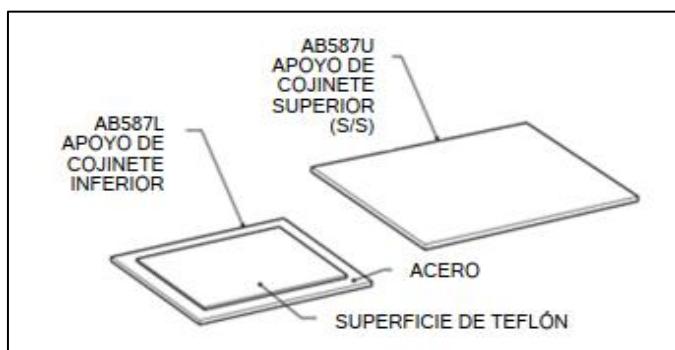


Figura 19. Elementos de cojinete superior y cojinete inferior: AB587U Y AB587L
(Fuente: Manual Técnico del Puente Acrow 700XS)

PERNOS

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Cada perno empleado en el puente son de grado A325 y poseen el recubrimiento galvanizado. Estos tienen una arandela y una tuerca. Y, los planos del Acrow Bridge ofrecen la ubicación precisa y minuciosa, además de las designaciones de los tornillos necesarias para la completa instalación del puente. Es fundamental que todos los tornillos de unión en el puente sean apretados correctamente durante el ensamblaje, siguiendo los niveles de torque indicados.

AB536A PERNO DE ARRIOSTRAMIENTO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De ancho 25.4 mm y longitud 89 mm. Fija estas diagonales a los travesaños. Se emplea como perno de tornapunta inferior de soporte en estructuras de cercha simple uniendo la diagonal de tracción de doble vía AB517.

AB546 PERNO DE PISO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Posee un ancho de 19 mm y mide de largo 102 mm. Incluye una cabeza en forma de "T" que se adapta al canal soldado encima de la viga del piso y mantiene sus unidades del piso en el lugar. El perno consta de una arandela cuadrada, una arandela redonda y dos tuercas.

AB547A PERNO TRAVEAÑO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Con diámetro de 25.4 mm y longitud de 108 mm. Este tornillo se emplea para fijar las vigas del suelo al panel AB701.

AB547AS PERNO TRAVESAÑO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Con diámetro de 25.4 mm y longitud de 140 mm. Este perno fija las vigas de piso a los postes extremos de los paneles cortantes AB702 o AB708.

AB548A PERNO DE TORNAPUNTA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De ancho 25.4 mm y longitud 64 mm. Este perno fija el tornapunta AB703 al extremo del poste, ya sea del panel de cortante AB702 o del panel de cortante pesado AB708.

AB584 PERNO DE CORDON

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Con diámetro de 32 mm y longitud de 88 mm. Este tornillo fija los refuerzos a los paneles de la viga.

COMPONENTES DE LA ACERA PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Una acera peatonal en voladizo puede unirse a las vigas en uno o en ambos flancos del puente. El ancho habitual de la pasarela es de 1.5 metros. No obstante, también hay otras dimensiones de ancho para ajustarse a las necesidades específicas de cada proyecto.

AB480 EXTENSIÓN PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Fijado en la parte superior del travesaño con los Tornillos de refuerzo AB053. La zona para peatones se compone de canales dobles donde se colocarán sus unidades de piso para peatones. Estos tubos soldados en la parte superior de la estructura sostienen a los postes de la acera peatonal.

AB481 POSTE DE LA ACERA PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Tubo cuadrado encajado en las bases del poste en el soporte de la acera peatonal fijado con los Pernos de Poste AB487. Las láminas soldadas en los flancos de un poste sostienen la Baranda del Camino Peatonal AB482.

AB482 BARANDA DE LA ACERA PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Hecho de un canal de ancho 76 mm, fijado al Poste de Baranda AB481, usando Pernos de Baranda de Camino Peatonal AB485.

AB483 UNIDAD DE PISO PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Su unidad de cubierta es de 3.048 metros X 1.5 metros, y cuenta con mínimos resguardos en prevenir la caída de materiales del camino peatonal y fijar una base. Las unidades del piso se fijan a la extensión peatonal AB480 utilizando pernos de la extensión AB486. Una unidad de piso puede ofrecerse con un acabado de epóxico antideslizante o una superficie con textura de lámina.

AB484 BRAZO DE LA EXTENSIÓN PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Se compone de un ángulo de metal fijado al travesaño que sostiene el borde de la extensión peatonal AB480 funcionando de refuerzo diagonal. Se une al travesaño usando pernos pequeños de arriostramiento AB549.

AB053 PERNO DE LA EXTENSIÓN PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De 19 mm de diámetro y 89 mm de longitud. La extensión peatonal AB480 se une al travesaño y se ofrece como un conjunto que contiene la arandela biselada como equilibrio del ala biselada del canal.

AB485 PERNO BARANDILLA A POSTE

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De diámetro 13 mm y longitud 38 mm; fija el pasamanos para peatones AB482 al Poste Peatonal AB481.

AB486 PERNO DEL PISO PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De diámetro 13 mm y longitud 50 mm; fija el panel de peatones AB483 al área peatonal AB480.

AB487 PERNO DEL POSTE PEATONAL

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), De diámetro 13 mm y longitud 102 mm, este perno fija el poste de peatones AB481 a la zona peatonal AB480.

COMPONENTES DE LANZAMIENTO

AB043 RODILLO BASCULANTE

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Los rodillos son empleados para sus estribos mientras se desarrolla el lanzamiento, sea como rodillos para lanzar o para recibir. Cada rodillo se halla montado en un cojinete AB587 que puede girar con el fin de captar la nariz de lanzamiento en la posición adecuada, además facilita para que la rampa de cordón de refuerzo pase sobre ella sin dificultad. Esta unidad incluye dos rodillos horizontales, además la alineación del puente se asegura mediante dos rodillos guía verticales que forman parte de dicha unidad. La carga máxima segura es de 25 toneladas.

AB042 RODILLO PLANO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Dentro de los rodillos planos colocados a 7.62 metros por la parte superior de los rodillos basculantes son construidos la nariz de lanzamiento y el puente. La cantidad de estaciones de rodillos planos varía por el espacio disponible para la construcción y por la luz del puente. Una parte de este rodillo cuenta con una placa vertical que guía al puente al ser empujado hacia adelante. El borde más elevado va hacia afuera de los paneles. La capacidad de trabajo de este Rodillo Plano es de 15 toneladas.

AB654 ESLABÓN DE LANZAMIENTO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Este eslabón se asegura a través del perno entre paneles consecutivos de la nariz de lanzamiento. El cordón bajo se hace más largo y la nariz sube hasta superar la deflexión mientras dura el lanzamiento.

AB660 RAMPA DE CORDON DE REFUERZO MACHO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Utilizadas al lanzar el puente con refuerzo, donde ese refuerzo avanza por encima de los rodillos basculantes. Estos puentes son emplazados siempre con el extremo hembra hacia adelante. La rampa de cordón de refuerzo macho AB660, se asegura al extremo hembra del refuerzo inferior con un pasador y se fija a la parte inferior del panel de cortante AB702 con solo un perno de cordón de refuerzo AB584.

AB661 RAMPA DE CORDÓN DE REFUERZO HEMBRA

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Parecido al AB660, pero utilizada detrás del puente, donde se fija con el pasador en el extremo de los cordones de refuerzo. Ayudando así para que el refuerzo pase sobre de los rodillos basculantes.

AB662 RAMPA CORDÓN DE REFUERZO MACHO PESADO Y AB663 RAMPA CORDÓN DE REFUERZO HEMBRA PESADO

(Manual Técnico del Puente Acrow 700XS), Los componentes funcionan similarmente que la AB660 y AB661, también se usan al lanzar un puente con refuerzo pesado. Se fija al cordón utilizando un pasador de refuerzo AB079.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- LRFD: Load and Resistance Factor Design.
- Puente modular: Se entiende por puente modular, a aquel puente de estructura metálica que es construido en fábrica, y compuesto por módulos típicos y/o estándar. Es ensamblado y montado en el lugar de la obra haciendo eso de grúas, o con lanzamiento en voladizo. Son utilizados tanto para aplicaciones permanentes como temporales.
- Trocha carrozable: Vía terrestre por la cual transitan vehículos.
- HL - 93: Modelo teórico de camión de diseño, empleado para el diseño de puentes según el Manual de puentes del MTC.

CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA EN EL QUE SE DESARROLLÓ LA INVESTIGACIÓN

El puente proyectado está ubicado en la Quebrada Huacaday, de la localidad de Huacaday, en el Distrito Cachachi, en la Provincia de Cajabamba, en el departamento Cajamarca; con un cauce cercano a 16 metros de ancho y una elevación desde la parte superior hasta la profundidad de 2.70 m, tiene un terreno irregular y una pendiente moderada bajo el puente. Desde octubre hasta marzo son los meses con mayor cantidad de lluvias, con un promedio anual de 151.44 mm, generando escorrentías debido a la impermeabilidad del terreno arcilloso en dicho lugar.

La Ubicación Geográfica de los puentes proyectados en la presente investigación es:

- ✓ País : Perú
- ✓ Departamento: Cajamarca
- ✓ Provincia : Cajabamba
- ✓ Distrito : Cachachi
- ✓ Caserío : Huacaday

Siendo el emplazamiento de dichos puentes conforme a las siguientes coordenadas UTM (ver plano de ubicación U-01):

Tabla 7. Coordenadas UTM de emplazamiento de puentes en estudio

VERTICE	COORDENADA ESTE (m)	COORDENADA NORTE (m)
1	798062.198	9155592.835
2	798061.318	9155587.741
3	798079.339	9155584.733
4	798080.219	9155589.827

3.2. ÉPOCA DE DESARROLLO DEL ESTUDIO

El trabajo de investigación fue desarrollado desde agosto del año 2023, con la recopilación de información sobre el puente actual, como punto de partida fue la compilación de las bases teóricas, posteriormente se efectuó el proceso de la investigación ayudado de los softwares CSI Bridge V25.0.0, Excel y Word, para finalizar hacer el análisis, discusión de resultados y contraste de la hipótesis de investigación, finalizando de esta manera la investigación en el mes de febrero del 2025.

3.3. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El presente estudio es de carácter descriptivo – explicativo y no experimental, se hace la descripción de la tipología del puente viga losa de concreto armado, con su diseño y

modelado computacional; se describe la tipología del puente modular y se describe el proceso de su modelado computacional. Se explican los resultados del comportamiento estructural del puente viga losa de concreto armado, y modular, obtenidos de sus modelamientos correspondientes. Se compara el costo de ejecución de los mismos.

Según su finalidad, es de tipo aplicada, por el énfasis del manejo datos, la hace cuantitativa, ya que se basó en estudios previamente realizado y determinados por el Manual de Puentes.

3.3.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El estudio tiene un nivel descriptivo comparativo, por lo que se da a conocer las características de dicha investigación.

3.3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

A. TIPO DE DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La investigación tiene un diseño de tipo No Experimental, porque no fue manipulado intencionalmente la metodología, criterios o parámetros utilizados en los diseños convencionales de los puentes estudiados en esta investigación.

B. TÉCNICAS UTILIZADAS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS

En el presente estudio se utilizaron las técnicas para la recolección: Acopio de datos existentes, observación del puente existente en la zona de estudio, observación de datos primarios y procesamiento de información.

C. INSTRUMENTOS QUE SE UTILIZÓ PARA RECOLECTAR DATOS

Se utilizó instrumentos que se indican seguidamente, en la Tabla 8.

Tabla 8. Técnicas e instrumentos que se utilizó en la investigación.

Técnica	Instrumento
Acopio de datos existentes	Revisión de información contenida en el expediente técnico de puente viga losa existente en el lugar de estudio.
	Revisión de configuración estándar y planos del puente modular a estudiar.
	Revisión del Manual de Puentes y fuentes bibliográficas.
Observación de puente existente	Observación del puente existente en la zona de estudio
Observación de datos primarios	Ánálisis y observación de datos, parámetros y estudios utilizados en su diseño del puente existente.
Procesamiento de la Información	Modelamiento de las superestructuras de los puentes viga losa y modular en el programa CSI Bridge V25.0.0 en base a sus diseños preliminares, y análisis de su comportamiento estructural respectivamente.
	Determinación del costo de ejecución de la superestructura de cada puente estudiado.
	Resultados y comparación en base a los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución entre las superestructuras de ambos tipos de puente.

3.4. TIPO DE CAMIÓN Y CARRIL PARA UTILIZAR

En el presente estudio se utilizará el camión tipo **HL-93**, de acuerdo a los requisitos del Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, siglas que significan “HIGHWAY LOAD” (CARGA DE CARRETERA), 93 se refiere al año en que se desarrolló por el AASHTO - LRFD, anteriormente fue conocido como HS20-44 (camión), con la fusión de camión o tandem de carga y la carga distribuida de 0.97 Tn/m, para que se otorgue una acción teórica simultánea.

Camión de Diseño: Las cargas, los intervalos de los ejes y las ruedas que se muestran en la Figura 4. La distancia de los ejes con su carga de 14.52 Tn dentro de los límites de 4.27 m y 9.14 m.

Tandem de Diseño: Se basa en un par de ejes de 11.34 Tn distanciados a 1.20 m con un espacio transversal de las ruedas es de 1.80 m, tal como se indica en la Figura 5.

Sobrecarga: De acuerdo con el Manual de Puentes es considerado como una sobrecarga de 0.97 Tn/m para el desarrollo de diseños.

3.5. POBLACIÓN

La población lo constituyen los puentes modulares y viga losa de concreto armado, de un solo espacio, no se cuenta con veredas, de una sola vía, ubicados en caminos vecinales en el Departamento de Cajamarca.

3.6. MUESTRA

La elección de esta muestra es por conveniencia, pues estos dos tipos de puentes surgen como alternativas en la proyección por parte de unidades ejecutoras, en la región Cajamarca.

La muestra considerada será la superestructura de dos tipos de puentes: uno viga losa de concreto armado, el otro modular prefabricado de acero estructural, ubicados en un camino vecinal en Cajamarca.

3.7. UNIDAD DE ANÁLISIS

Las unidades de análisis son: la superestructura del puente viga losa de concreto armado, y la superestructura del puente modular prefabricado de acero estructural, ambos casos de 18.288 metros de luz, de 4.20 metros de vía transitable, sin veredas ni pasarelas peatonales y de un solo tramo proyectados sobre la Quebrada Huacaday, en el distrito de Cachachi, provincia de Cajabamba, departamento Cajamarca.

3.8. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

El tipo de estudio presente se consideró descriptiva, puesto que se basó en la comparación en base a los principales parámetros del comportamiento estructural y del costo de ejecución de la superestructura del puente viga losa de concreto armado frente a la superestructura de puente modular, con una luz de 18.288 metros y su ancho en la vía transitabile es 4.20 metros.

El nivel que presenta esta investigación se consideró “descriptiva preliminar”, ya que, se enfocó en brindar toda la información necesaria para analizar el comportamiento estructural de un puente viga losa de concreto armado y un puente modular, a nivel de servicio y funcionalidad, prescindiendo de análisis sísmico, al ser de un solo tramo de menor luz. Este nivel de investigación se encargó de analizar comparativamente los datos obtenidos para así brindar un caso práctico y proponer aquel tipo de puente con la mejor respuesta bajo parámetros establecidos (cargas de servicio).

Se consideró como diseño no experimental como diseño para la contrastación de hipótesis experimental, al no haber sido necesario la manipulación de sus variables de manera deliberada, por lo que, al obtener la información del comportamiento de cada puente estudiado, busca determinar sus características para realizar así el análisis comparativo necesario.

No se consideró un proyecto aplicativo sino educativa, tuvo el fin de brindar un ejemplo práctico preliminar que brinde la información necesaria, y a futuro optimizar la mejor alternativa.

Para la recolección de datos se utilizaron hojas Excel y del Software CSI Bridge V25.0.0, en la que se determinaron sus características estructurales y geométricas de los elementos que forman parte los puentes, para un análisis comparativo posteriormente.

3.9. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

Tras el análisis de los modelos a través del uso del software, se continúa con la interpretación de los resultados obtenidos. En esta etapa se realizó la recopilación de la información teórica relevante y los resultados alcanzados para ser interpretados bajo el análisis de las superestructuras, tanto del puente modular como del puente viga losa. Y en base al costo de ejecución de cada tipo de puente estudiado, se determinará la diferencia entre estos.

3.10. PROCEDIMIENTO

3.10.1. RECOLLECCIÓN DE INFORMACIÓN

- Puente viga losa de concreto armado

Con respecto al puente viga losa de concreto armado, se procedió a visitar la zona en la que se proyectara su ejecución (Quebrada Huacaday), y se verificó que en dicho lugar existe un puente viga losa de concreto armado construido en el año 2021. Por consiguiente se hizo la recopilación de la información requerida del expediente técnico del mismo, a fin de ser utilizada para el diseño del puente viga losa de concreto armado, objeto de la presente investigación.

- Puente modular

Con respecto al puente modular, se procedió a estudiar los catálogos manuales, especificaciones y planos de los puentes ACROW, con la finalidad de conocer su configuración estructural y las consideraciones para su ensamblaje.

3.10.2. CÁLCULO Y PRESUPUESTO DE LA UNIDAD DE ANÁLISIS

Con la finalidad de que la unidad de análisis del estudio sea más representativa y precisa con respecto a su alcance y delimitación, se ha diseñado un puente viga losa de concreto armado de 18.288 metros de luz y para el ancho de vía de 4.20 metros, ubicado en la zona de estudio. Seguidamente se modela con ayuda del CSI Bridge a fin de calcular sus parámetros principales de su comportamiento estructural frente a las cargas de servicio. Y, se ha escogido para la misma luz y el mismo ancho de vía, el puente modular ACROW cuya configuración es DSR2, conformado por 06 paneles modulares de 3.048 metros de longitud, el mismo que ha sido modelado bajo las mismas cargas de servicio que el puente viga losa de concreto armado, y de esta manera poder realizar el correspondiente análisis comparativo en base a los principales parámetros del comportamiento estructural y costo de ejecución entre ambos.

CAPITULO IV: ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

4.1.1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES PARA EL PUENTE VIGA LOSA

4.1.1.1. INTRODUCCION

A fin de conocer el comportamiento estructural y su costo para la ejecución del puente viga losa de concreto armado objeto del presente estudio, se procede a llevar a cabo el modelamiento y diseño estructural del mismo, ubicado en la Quebrada Huacaday, distrito Cachachi, provincia Cajabamba, departamento Cajamarca. Además, considerando las siguientes características geométricas: El puente proyectado será de losa de concreto armado y vigas de concreto armado, cuyo ancho total será de 5.17 metros, de un carril de 4.20 metros de ancho. Además, presentará barandas sobre Guarderas de 0.20 metros de ancho y 0.60 metros de altura, a lo largo de ambos lados del puente. La luz total de este puente es de 18.288 metros.

En la realización del modelamiento y diseño estructural, se utilizó el Programa Computacional CSI Bridge V25.0.0, donde se efectuará el análisis estructural integral de la superestructura, usando los detalles del AASHTO LRFD y considerando la carga vehicular HL-93 en los correspondientes cálculos.

4.1.1.2. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El puente objeto de la presente investigación está ubicado en:

- Región : Cajamarca
- Provincia : Cajabamba
- Distrito : Cachachi
- Localidad: Huacaday

4.1.1.3. ALCANCES

Se elaboraron los diseños de la superestructura del puente viga losa de concreto armado, con su correspondiente memoria de cálculo, planos de ejecución, metrados, análisis de costos unitarios y presupuesto.

Memoria de cálculo estructural, las cuales contienen parámetros de estructura, análisis y combinaciones de cargas, dimensionamiento de las estructuras, cálculos y diseño de elementos estructurales en concreto reforzado, modelamiento, resultados.

Diseño de planos de ejecución de la superestructura, que incluyen geometría, dimensionamiento de la estructura, detalles del refuerzo, etc. También se incluye planos de barandas.

4.1.1.4. BASES LEGALES

Para el desarrollo de este diseño estructural se utilizó las siguientes normas:

- Manual de Puentes del MTC 2018
- Especificaciones AASHTO LRFD

4.1.1.5. CARGAS DE DISEÑO

La revisión de la estructura del puente viga – losa de concreto armado del estudio se realizó con las cargas indicadas:

- Carga muerta (DC): es el propio peso de: vigas, losa, guarderas, barandas, etc.
- Carga muerta de superficie de rodadura (DW): es el peso propio del asfalto (115 kg/cm²)
- Carga viva vehicular (LL): es el total de: camión de diseño o tandem (considerándose aquel que origine mayor efecto) y sobrecarga distribuida.

Para el límite de resistencia solamente fue considerado el camión de diseño. Con respecto a las deflexiones se consideró el mayor resultados producto del camión de diseño, o de la sobrecarga repartida más 25% del camión de diseño.

- **Carga de Impacto (IM), (33%*LL)** las cargas móviles relacionada al camión o al tandem de diseño se elevaron a un 33%, es importante considerar los efectos dinámicos y de impacto.
- **Fuerza de Frenado Vehicular (BR)**, Se asume que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan de manera horizontal, en dirección longitudinal, desarrolladas a 1.80 metros a nivel de la losa de tablero.

4.1.1.6. CARGAS UTILIZADAS:

- Carga distribuida por propio peso de la baranda: $W_{baranda} = 15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
- Carga delantera del camión de diseño: $P_{del} = 8 \text{ kip} = 3.629 \text{ tonf}$
- Carga trasera del camión de diseño: $P_{tra} = 32 \text{ kip} = 14.515 \text{ tonf}$
- Separación entre ruedas: $S_{rue} = 14 \text{ ft} = 4.269 \text{ m}$

- Carga de carril: $W_{carril} = 954 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
- En un ancho de: $A_{sc} = 10 \text{ ft} = 3 \text{ m}$
- Porcentaje de impacto: $IM = 33\%$

4.1.1.7. COMBINACIONES DE CARGA

Se consideró combinaciones de carga sugeridas según el Manual de Puentes del MTC 2018. (Ver Tablas 4 y 5)

1. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

1.1. Concreto en superestructura

- Resistencia a compresión del concreto: $f'c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Densidad del concreto: $\gamma_c = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_{c1} = 120000. \text{ksi.} \left(\frac{\gamma_c}{\text{kip}}\right)^2 \cdot \sqrt[3]{\frac{f'c_1}{\text{ft}^3}}$

$$E_{c1} = 300201.994 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Deformación unitaria ultima del concreto: $\epsilon_c = 0.003$

1.2. Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia del acero: $f'y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2040000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
- Deformación de fluencia del acero: $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.00206$

1.3. Asfalto:

- Densidad: $\gamma_{asf} = 2.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

2. TIPOLOGIA DE PUENTE

Para la estructura del puente de la presente investigación, el modelo matemático está conformado por dos vigas principales de concreto armado que soportan a la losa también de concreto armado, además cuenta con 6 vigas diafragma separadas equidistantemente desde los soportes. La losa presenta un grosor de 25 cm. Los apoyos son de dos tipos, un apoyo fijo y un apoyo móvil.

- Luz del puente: 18.288 metros
- Ancho de calzada: 4.20 metros
- Ancho de guardera: 0.20 metros
- Ancho de la calzada en volado: 0.3825 metros
- Longitud de volado: $0.20 + 0.6675 = 0.8675$ metros

- Número de vigas: 2
- Separación entre ejes de vigas: 2.835 metros
- Grosor de la losa: 0.25 metros
- Recubrimiento inferior: 0.05 metros

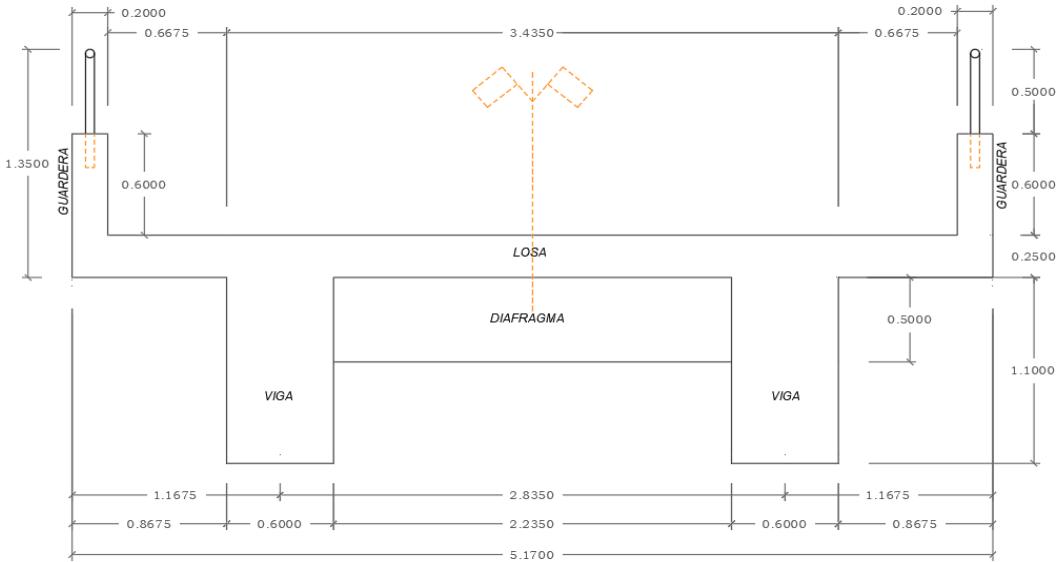


Figura 20. Corte transversal del puente viga losa de concreto armado

4.1.2. MODELAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

El puente viga losa de concreto armado, diseñado previamente, se ha ingresado al CSI Bridge V25.0.0, a fin de analizar su comportamiento estructural.

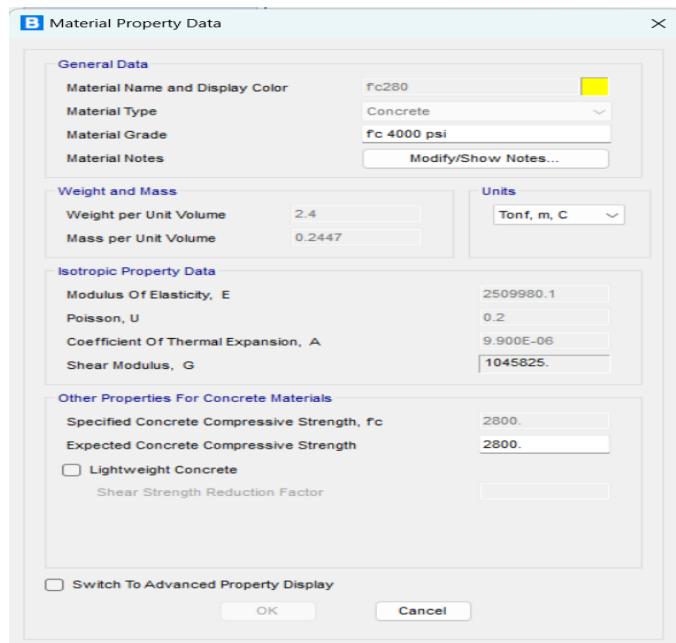


Figura 21. Registro de propiedades de materiales en CSI Bridge V25.0.0

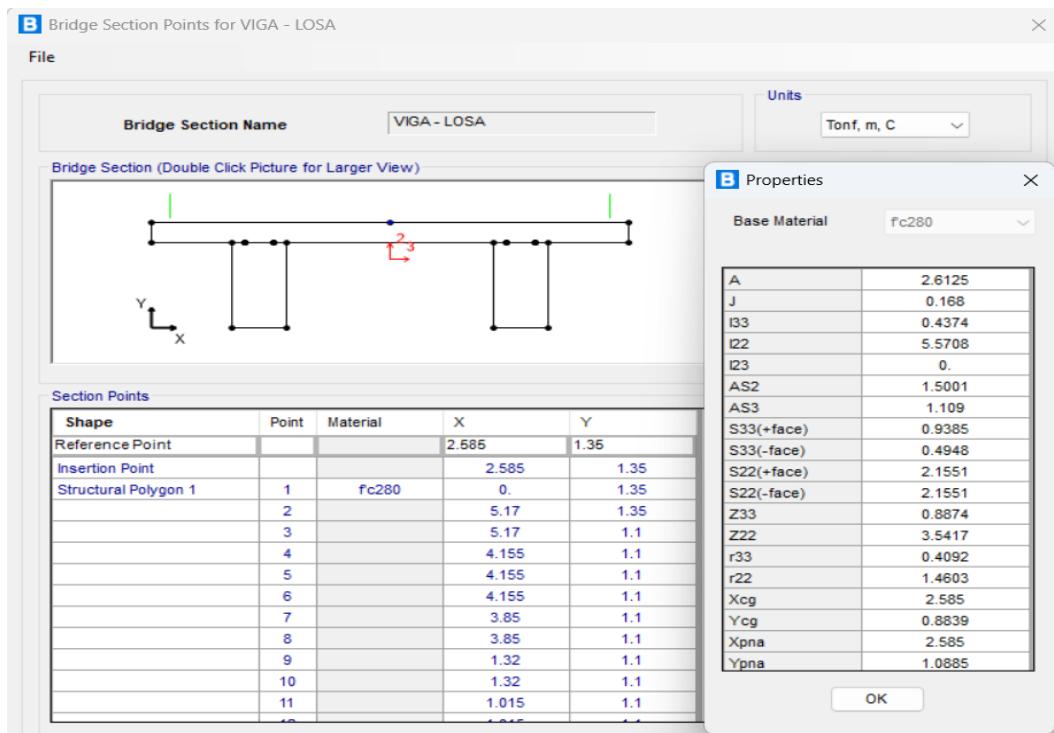


Figura 22. Propiedades de la sección del puente

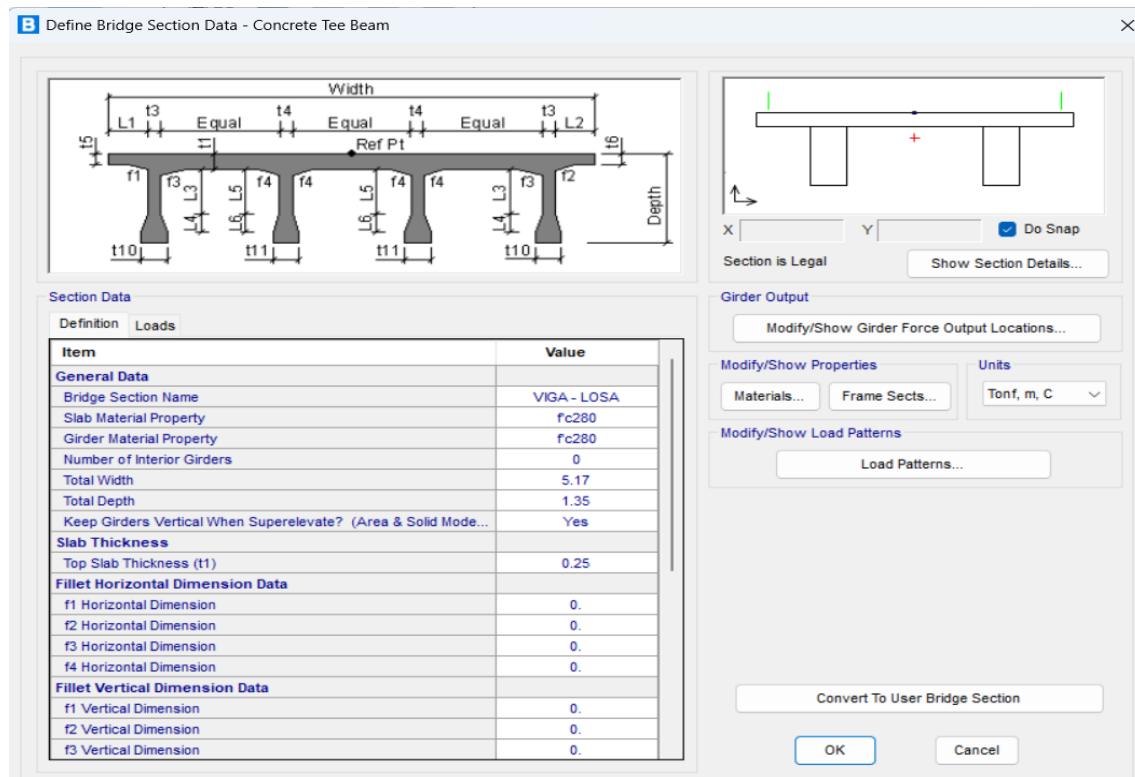


Figura 23. Datos de la sección de la superestructura

B Vehicle Data - Vertical Loading

Loads								
		Uniform Load Scale Factor			Axle Load Scale Factor			
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads				Superelevation Effects			
	Value	Width Type	Axle Width		Adjust Vertical Loads for Superelevation		
For Lane Moments	0	One Point	1	Axle Load Factor			
For Other Responses	0	One Point	1	Uniform Load Factor			
Floating Axle Load Scale Factor	1						
<input type="checkbox"/> Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments							
<input type="checkbox"/> Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined							

OK Cancel

Figura 24. Datos del camión de tres ejes (tercer eje variable hasta 9 m), HL – 93K

B Vehicle Data - Vertical Loading

Loads								
		Uniform Load Scale Factor			Axle Load Scale Factor			
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads				Superelevation Effects			
	Value	Width Type	Axle Width		Adjust Vertical Loads for Superelevation		
For Lane Moments	0	One Point	1	Axle Load Factor			
For Other Responses	0	One Point	1	Uniform Load Factor			
Floating Axle Load Scale Factor	1						
<input type="checkbox"/> Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments							
<input type="checkbox"/> Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined							

OK Cancel

Figura 25. Datos del tandem, HL – 93M

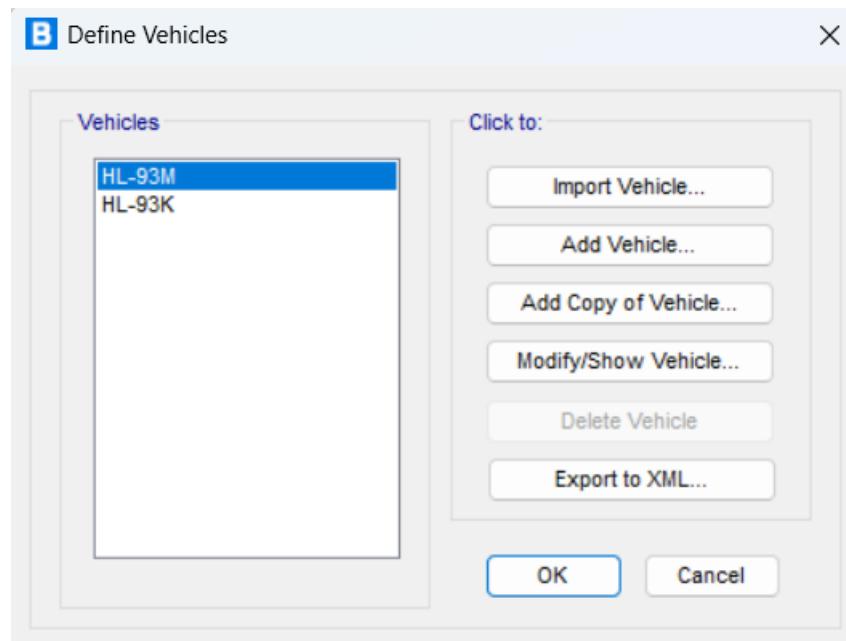


Figura 26. Vehículos de diseño según AASHTO LRFD

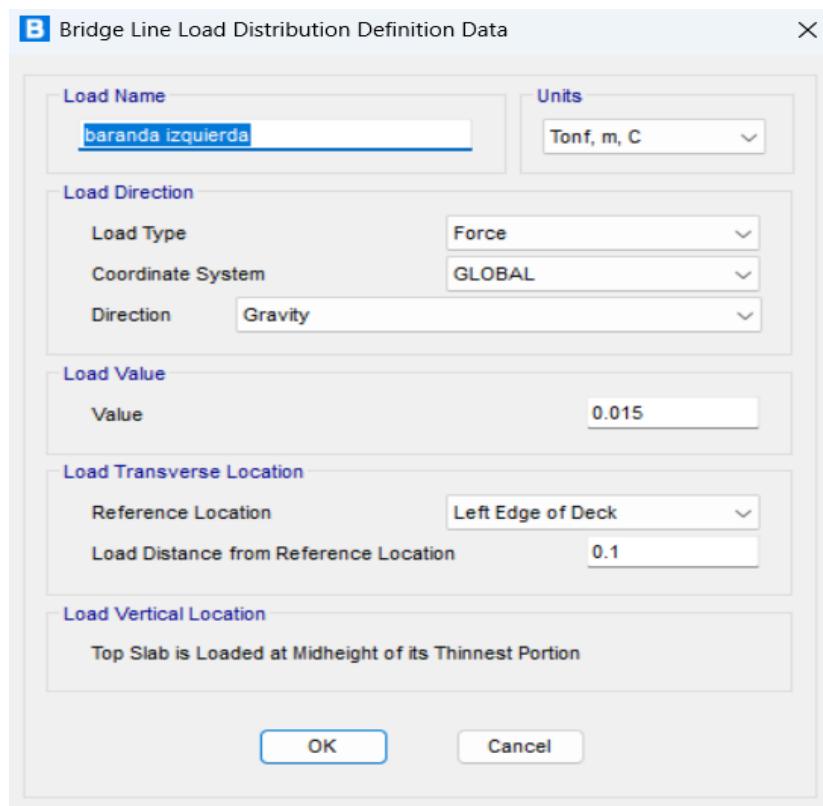


Figura 27. Carga de baranda

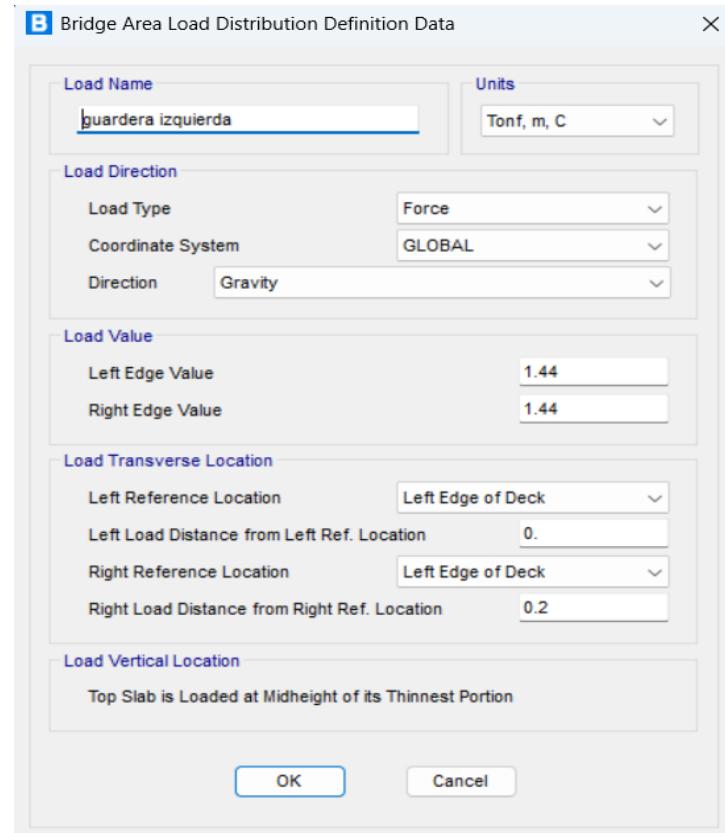


Figura 28. Carga de guardera

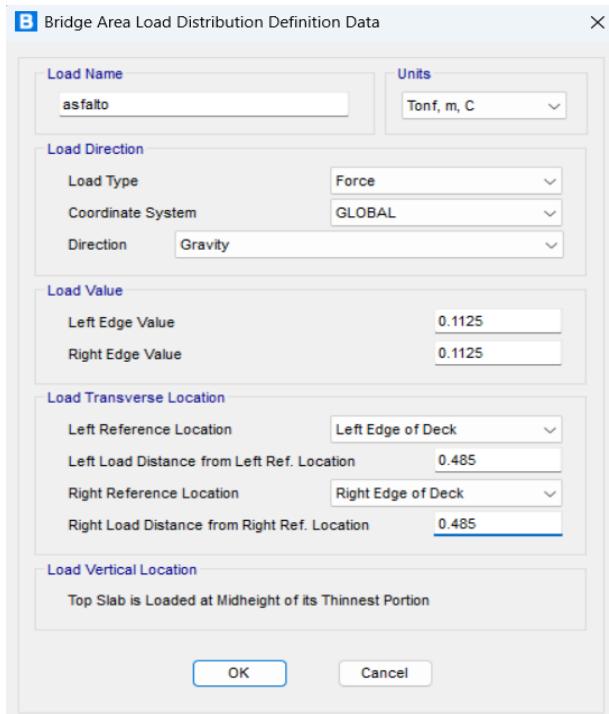


Figura 29. Carga de asfalto

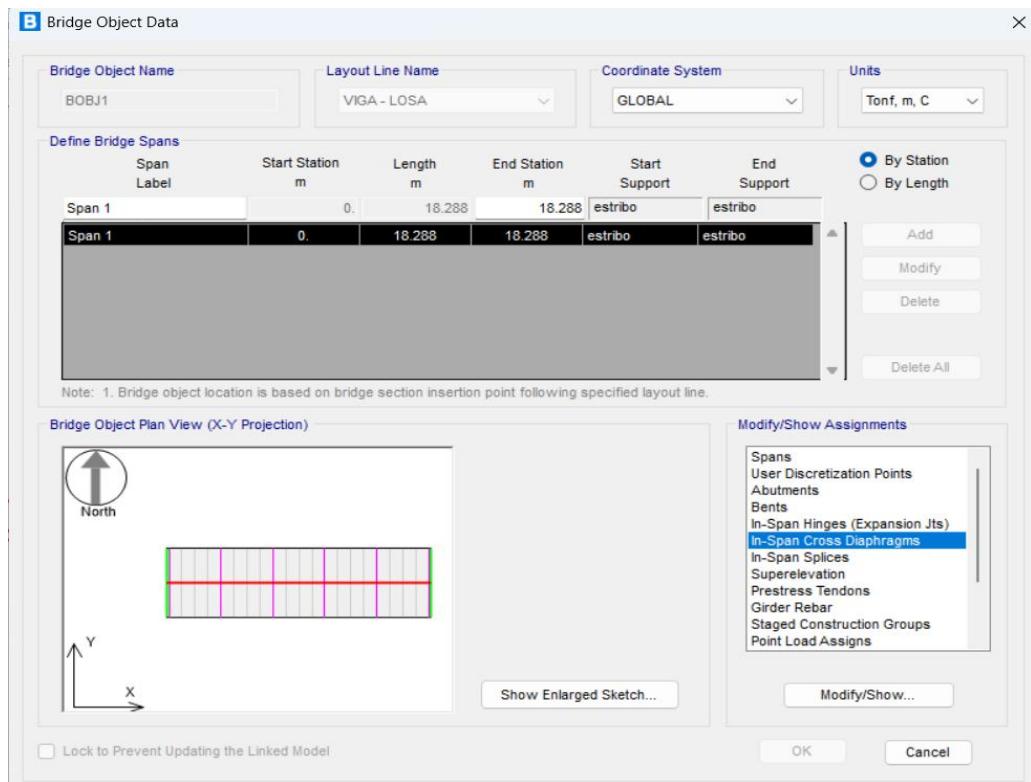


Figura 30. Definición de tramos del puente

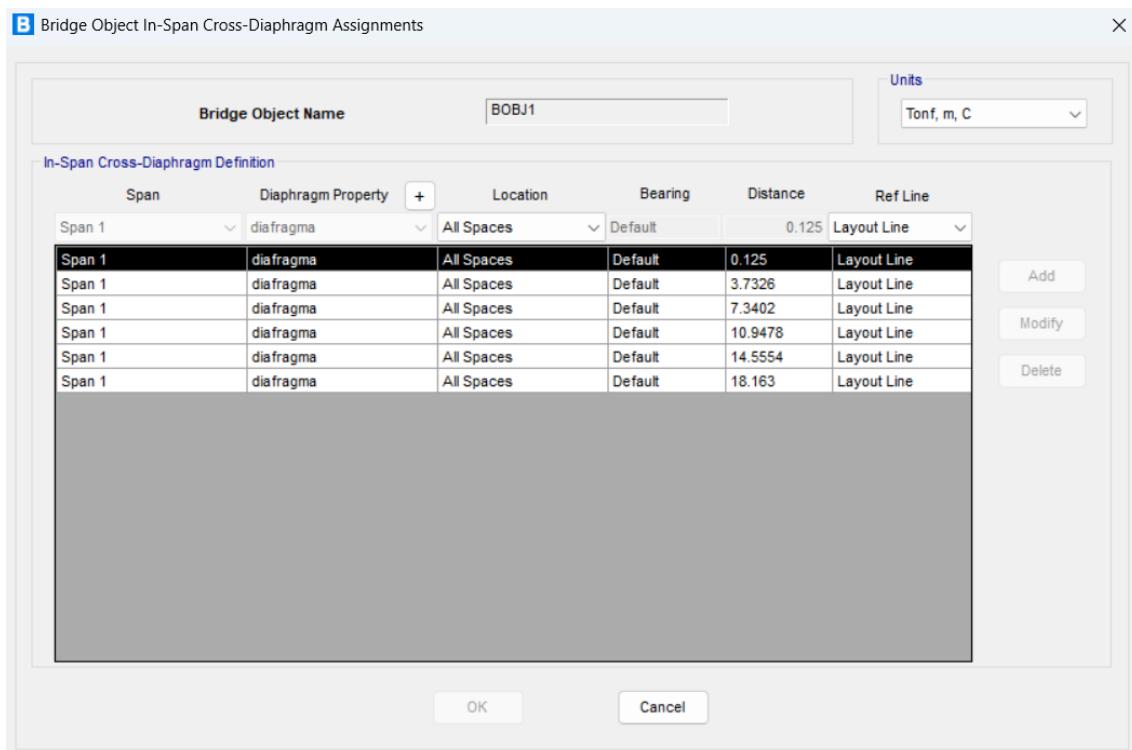


Figura 31. Asignación de diafragmas a lo largo del tramo

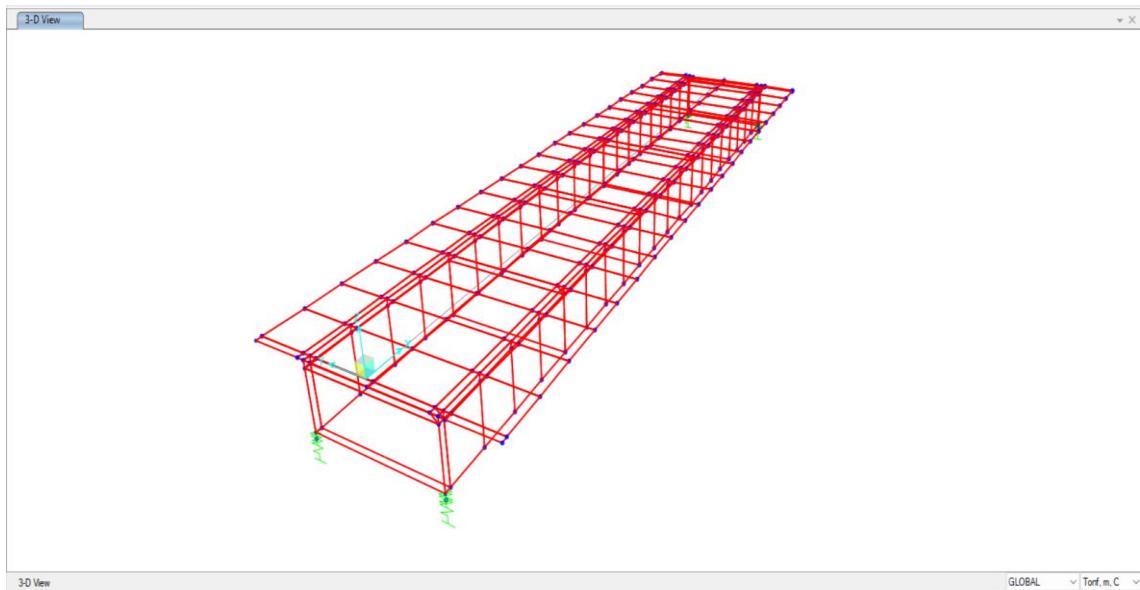


Figura 32. Configuración del puente viga losa de concreto armado a analizar

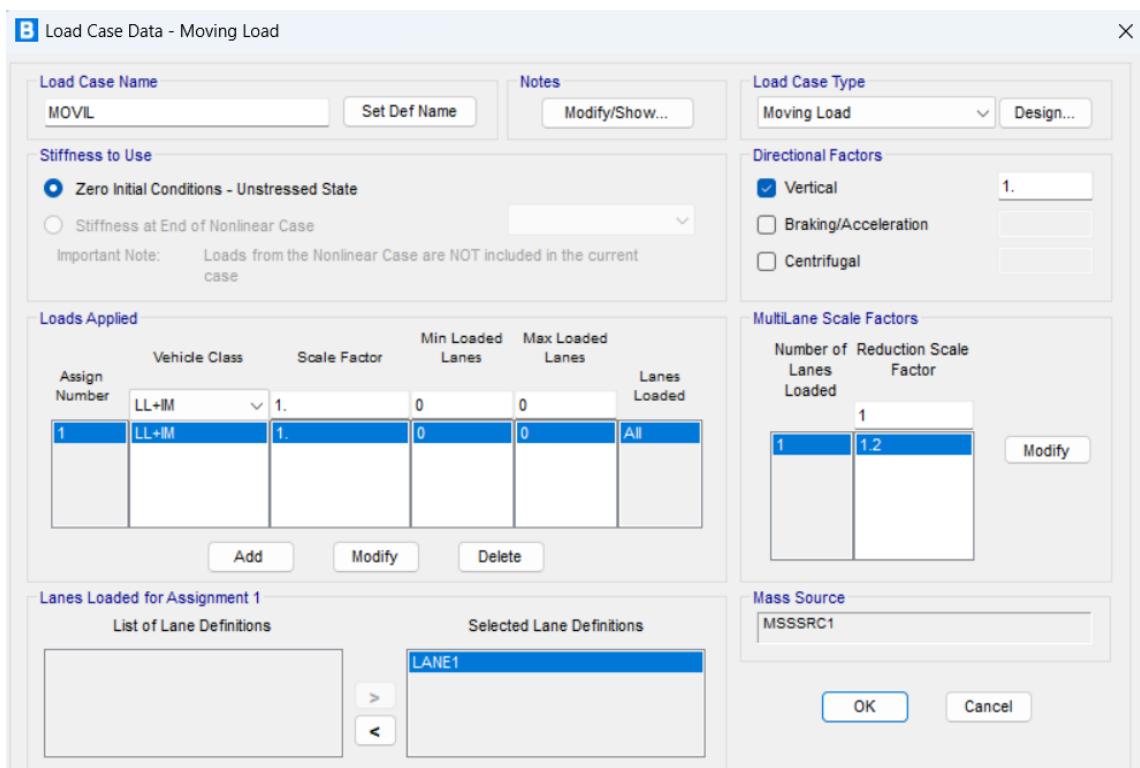


Figura 33. Carga móvil para un carril

Además, se construyeron los siguientes casos de carga para hacer combinaciones de carga posteriormente.

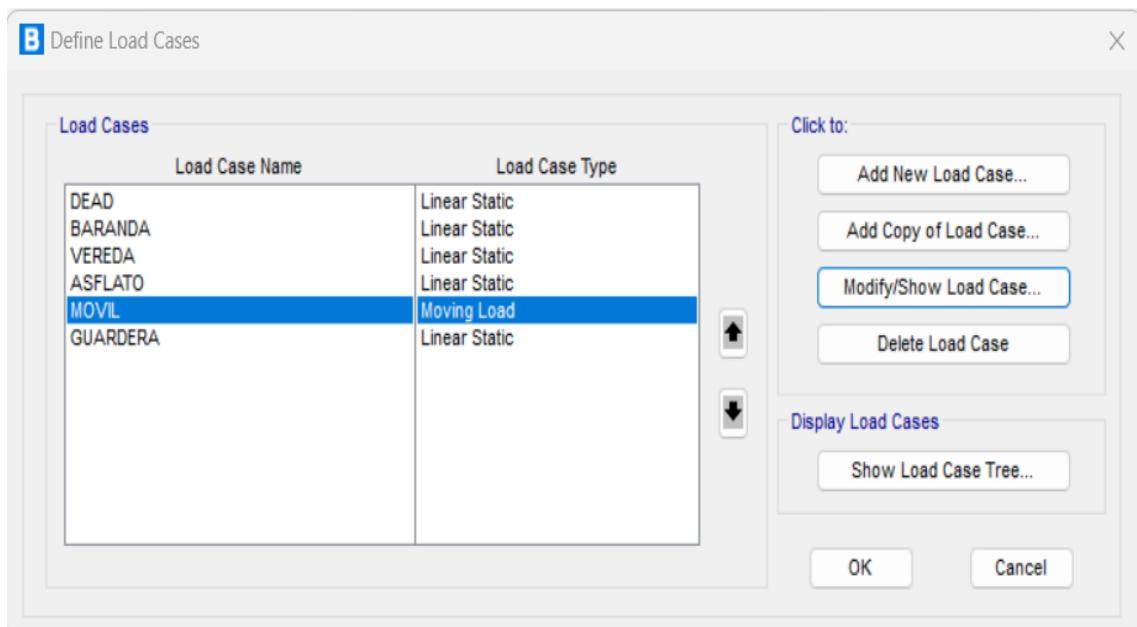


Figura 34. Casos de carga creados

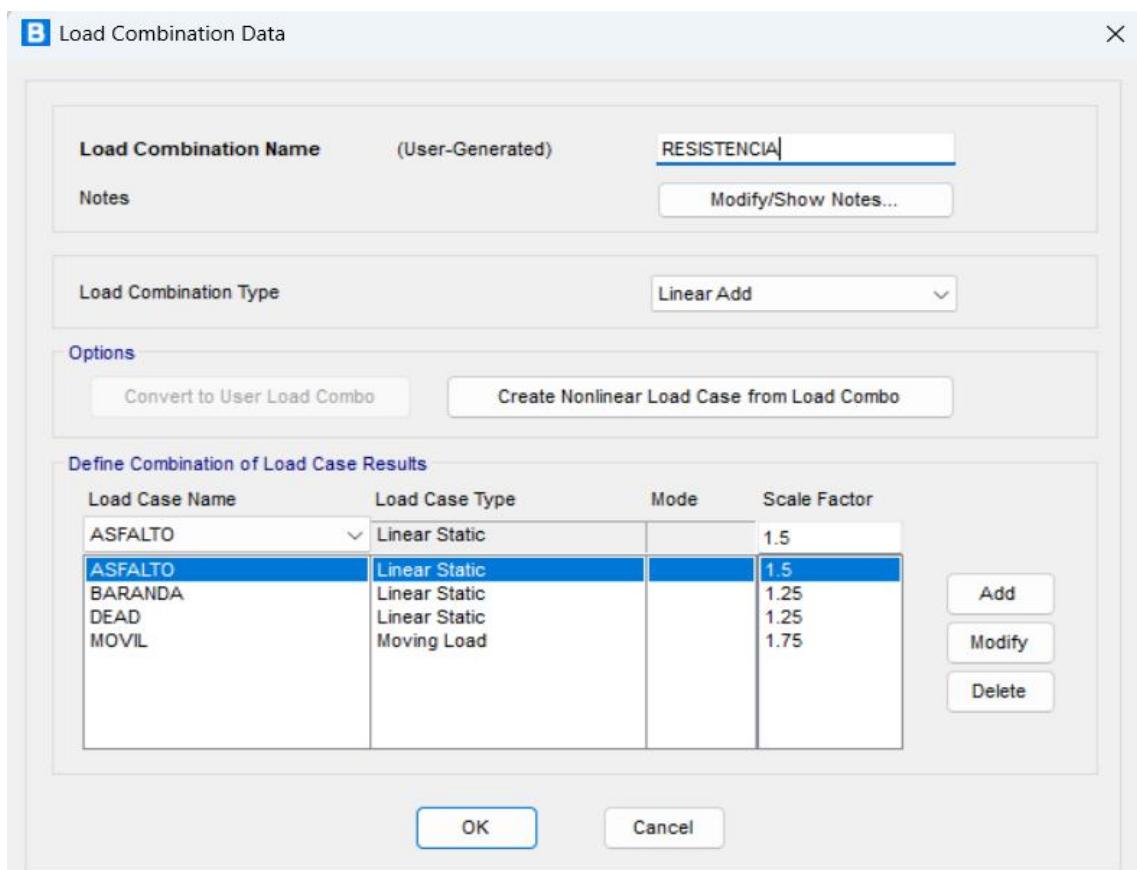


Figura 35. Combinación de carga RESISTENCIA

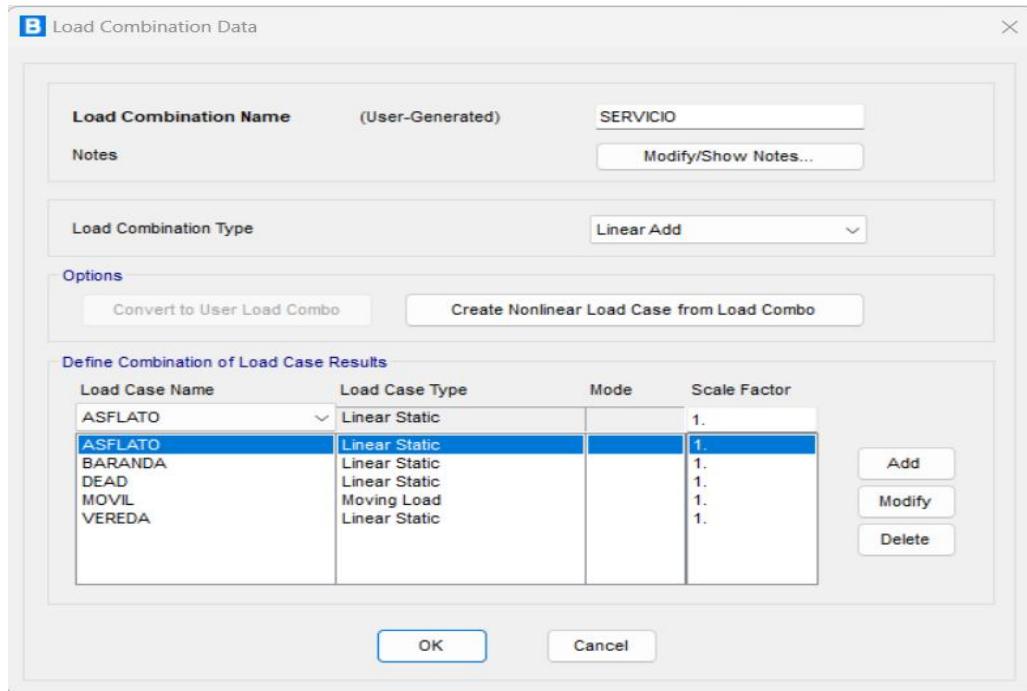


Figura 36. Combinación de carga SERVICIO

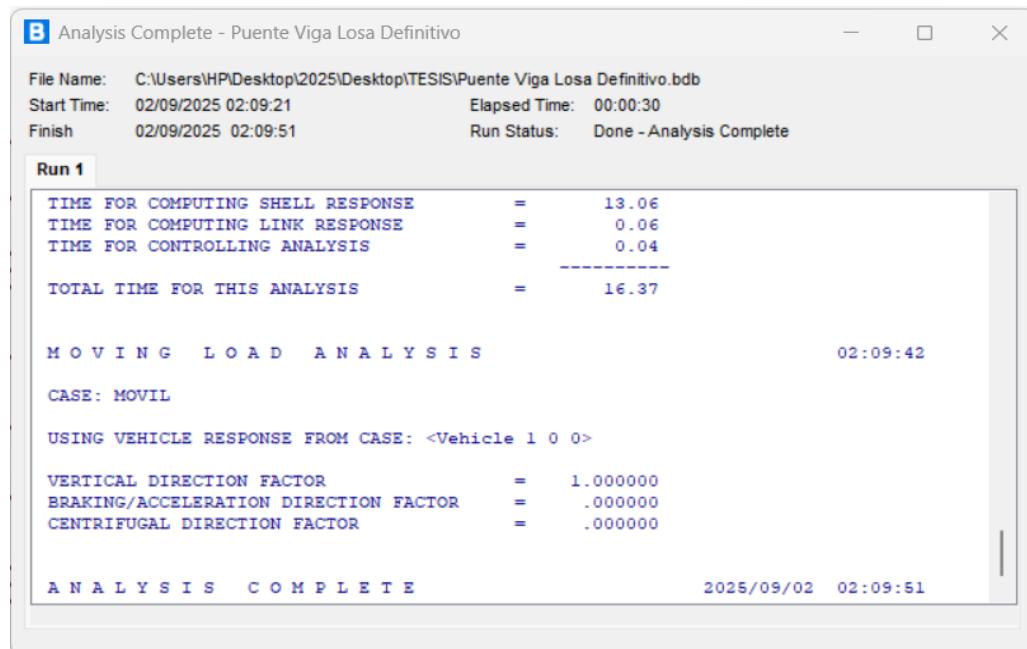


Figura 37. Análisis terminado del puente viga – losa en CSI BRIDGE V25.0.0

4.1.3. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

Para el límite de RESISTENCIA I

A continuación, especificamos los parámetros obtenidos bajo el estado límite de Resistencia I

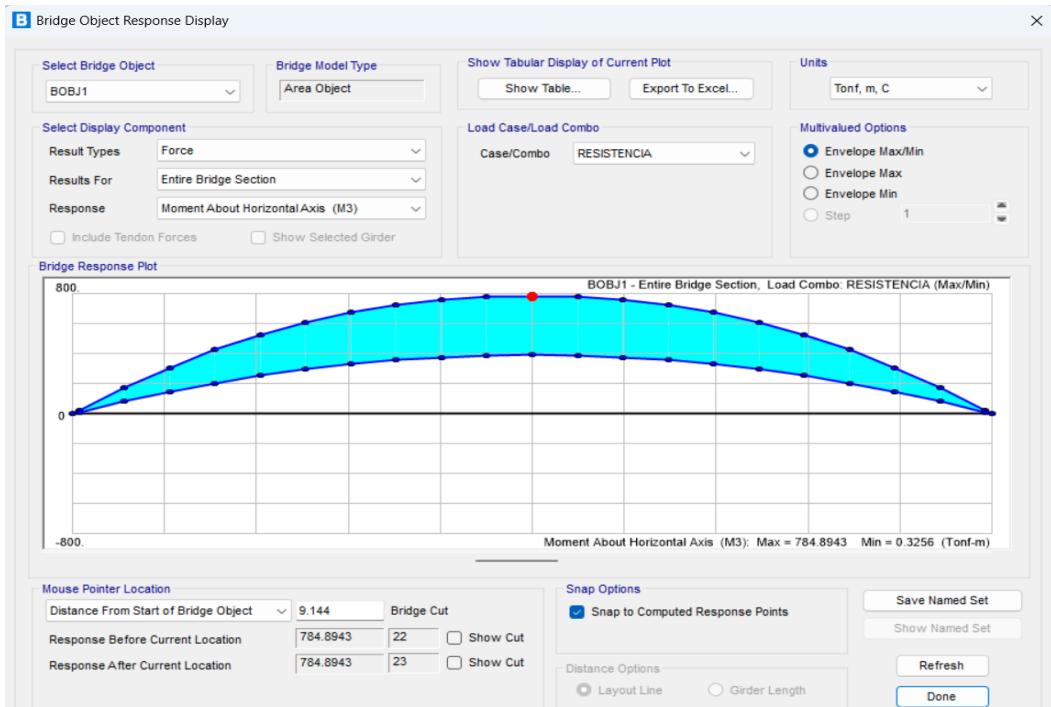


Figura 38. Diagrama envolvente de momento por RESISTENCIA I.
 $M_{\text{máx}} = 794.8943 \text{ Tonf-m}$

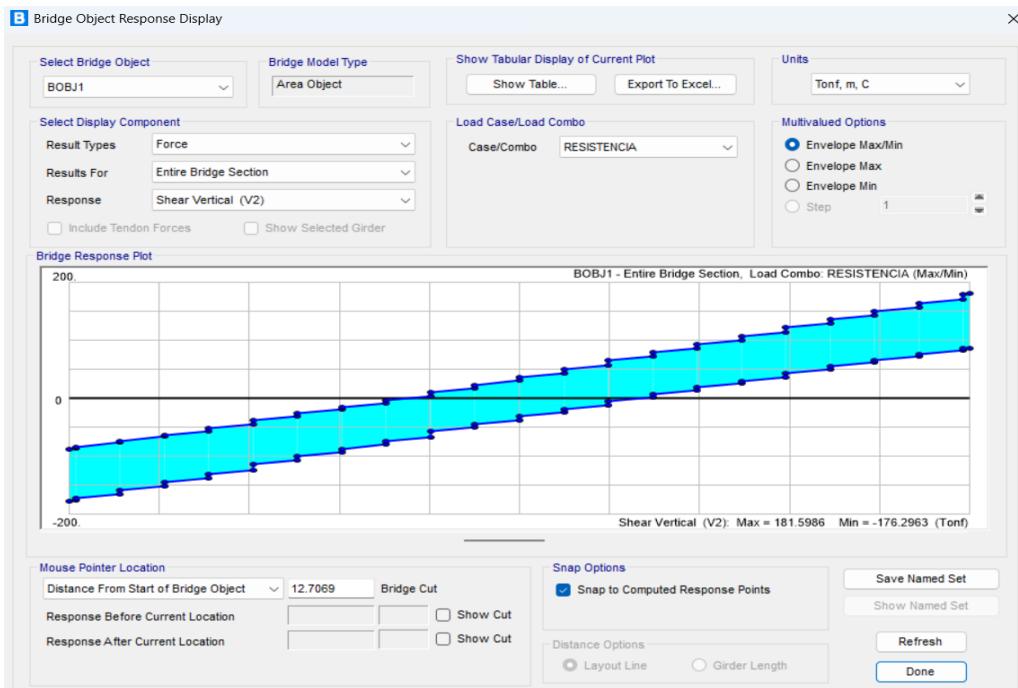


Figura 39. Diagrama de cortante para RESISTENCIA I.
 $V_{\text{máx}} = 181.5986 \text{ Tonf}$

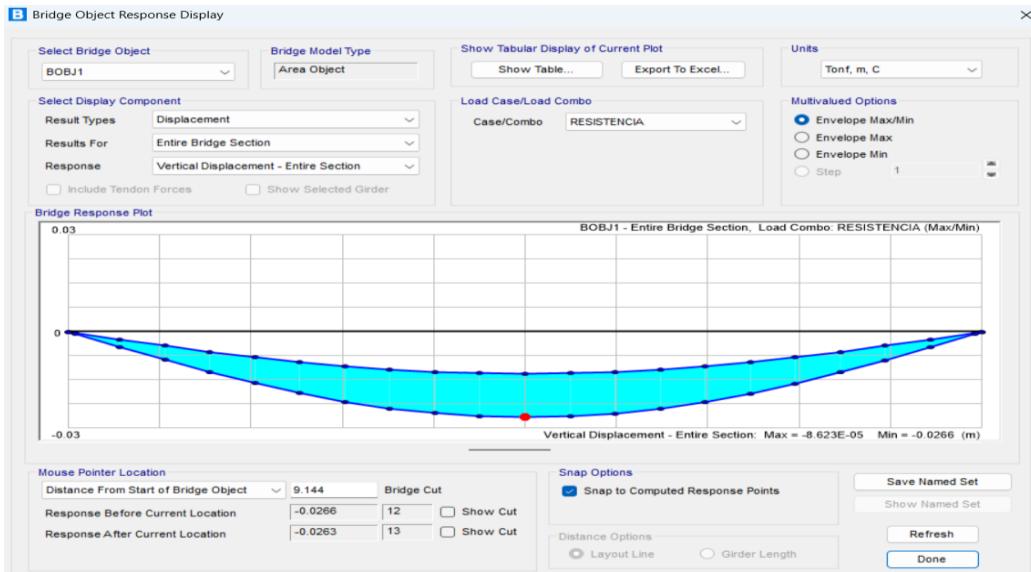


Figura 40. Deflexión en el punto más crítico del puente, para RESISTENCIA I.
 $\Delta_{\text{máx}} = -0.0266 \text{ m}$

En la figura 40 se observa la deflexión en el punto más desfavorable de la superestructura, se compara con la establecida norma, L/800. El valor máximo permitido es 0.0229 m y se compara con $u_3=0.0266$. concluyéndose que la deflexión máxima del puente viga – losa está excediendo el rango aceptable, para el estado límite de RESISTENCIA.

Para el estado límite de SERVICIO I

En la figura 41 se observa la deflexión en el punto más crítico de la superestructura, y se compara con la establecida por la norma L/800. El valor máximo aceptable es 0.0229 m y se compara con $u_3=0.0189$ m. Concluyéndose que la deflexión máxima del puente viga – losa si está dentro del rango permisible, para el estado límite de servicio I.

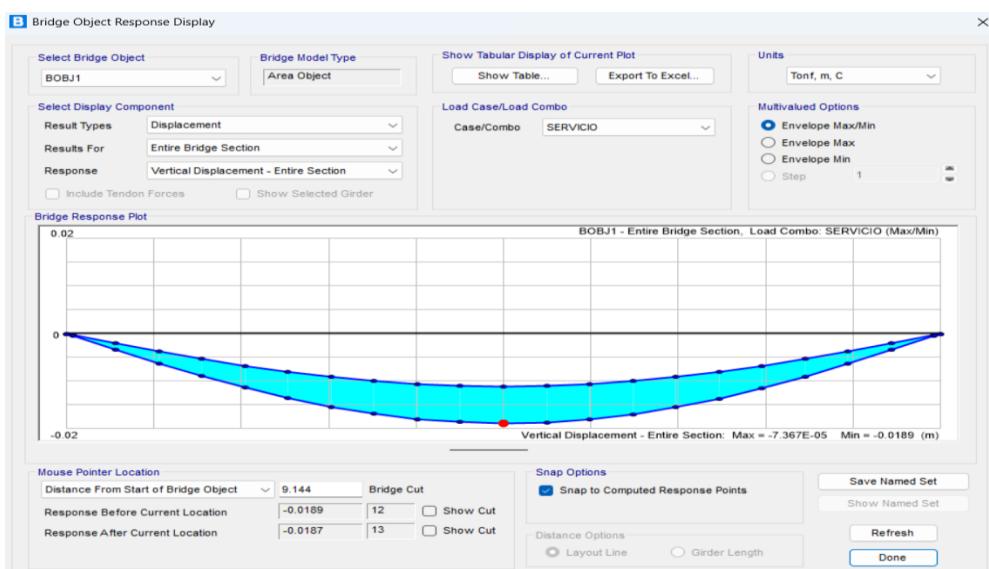


Figura 41. Deflexión en el punto más crítico del puente, para SERVICIO I.
 $\Delta_{\text{máx}} = -0.0189 \text{ m}$

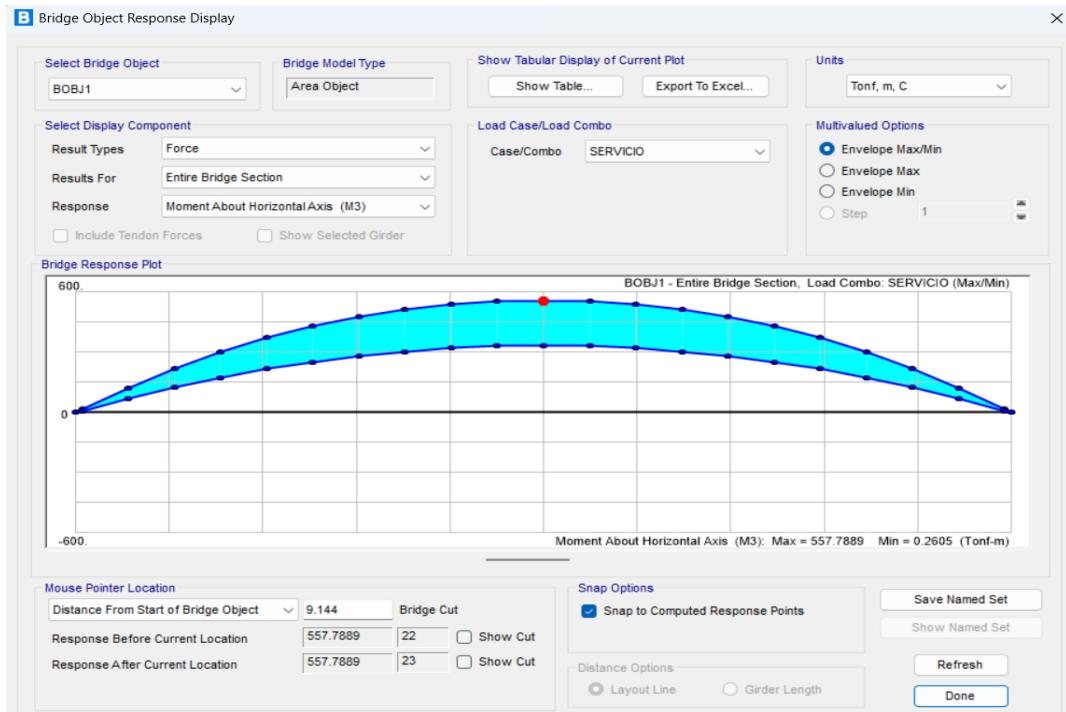


Figura 42. Diagrama envolvente de momento por SERVICIO I.
 $M_{\text{máx}} = 557.7889 \text{ Tonf - m}$

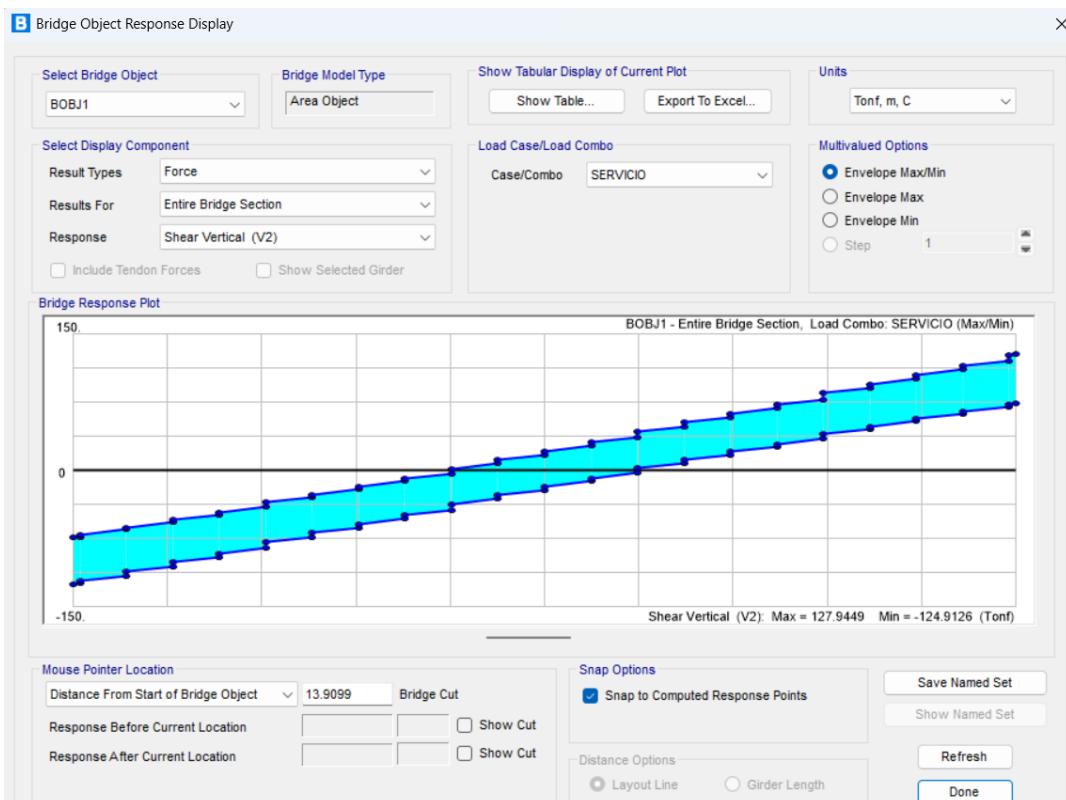


Figura 43. Diagrama envolvente de cortante por SERVICIO I.
 $V_{\text{máx}} = 127.9449 \text{ Tonf}$

Para cargas vehiculares

En la figura 44, se visualiza la máxima deflexión del puente viga lisa bajo cargas vehiculares, cuyo valor es 0.007729 m, estando dentro del rango permisible de 0.0189 m.

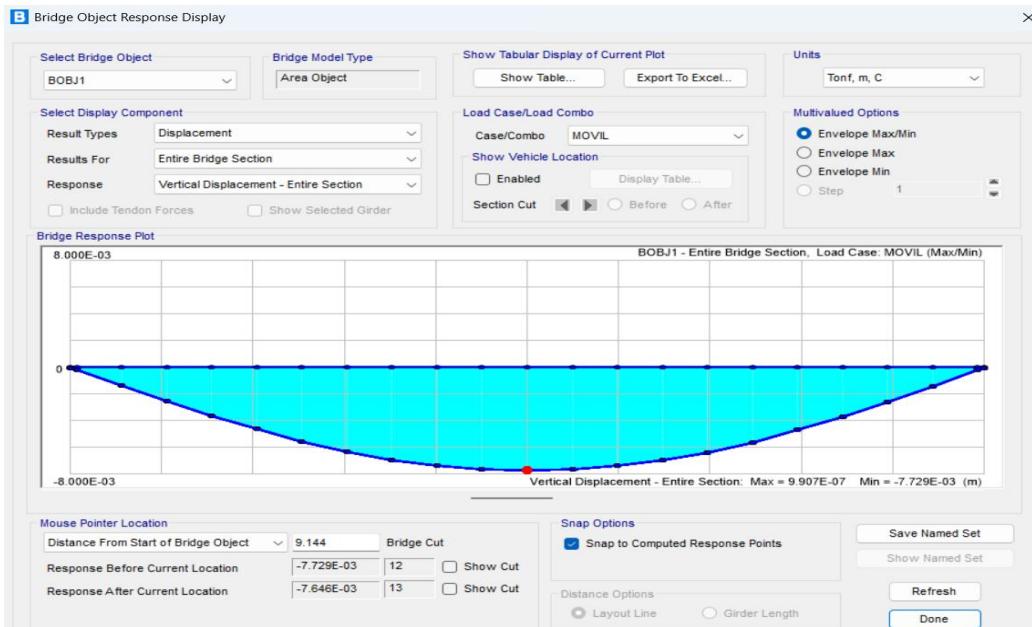


Figura 44. Deflexión más crítica del puente, bajo cargas vehiculares.
 $\Delta_{\text{máx}} = -0.007729 \text{ m}$

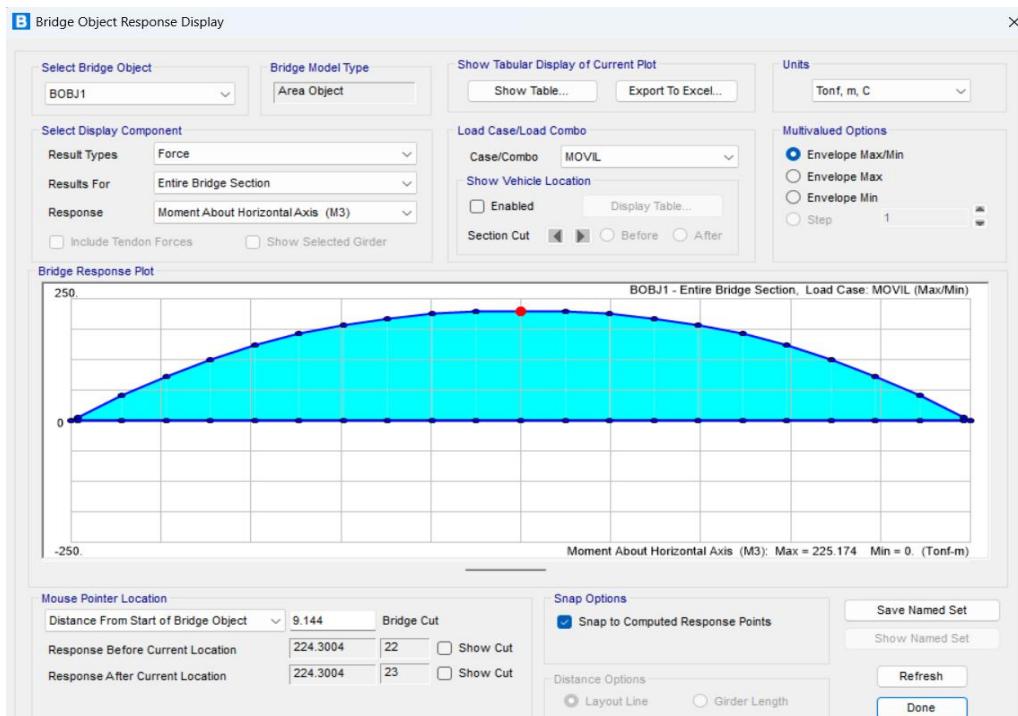


Figura 45. Diagrama de momentos, bajo cargas vehiculares.
 $M_{\text{máx}} = 225.174 \text{ Tonf-m}$

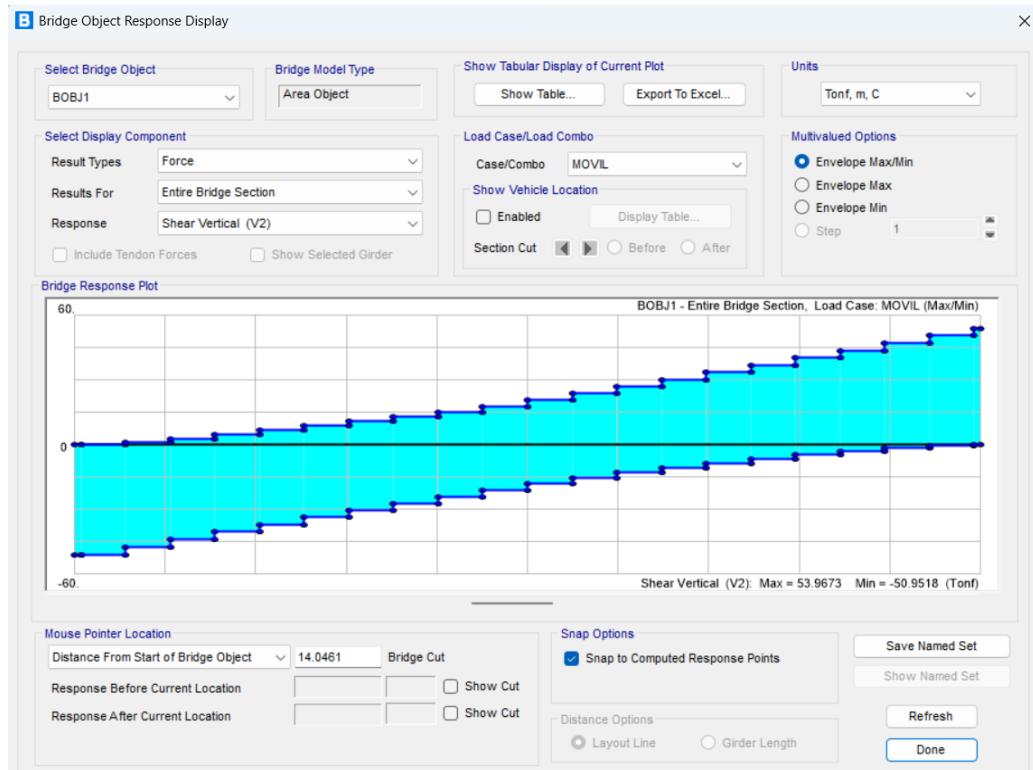


Figura 46. Diagrama envolvente de cortante por Cargas Vehiculares.
 $V_{\text{máx}} = 53.9673 \text{ Tonf}$

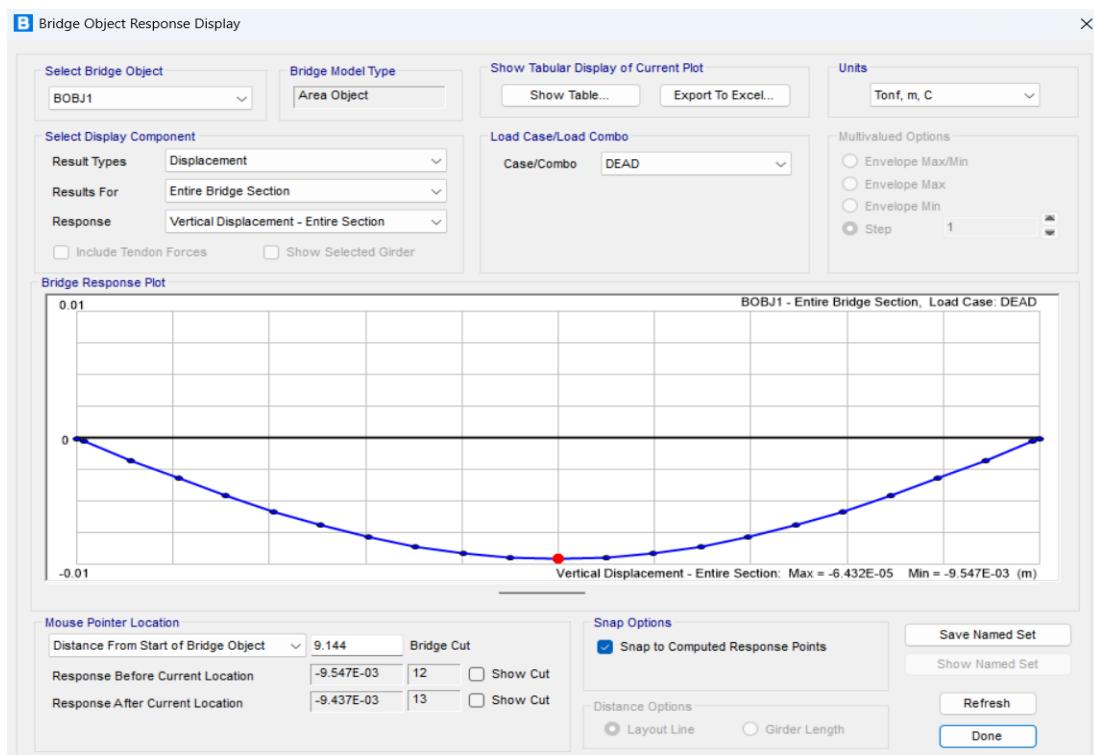


Figura 47. Deflexión más crítica del puente, bajo carga muerta.
 $\Delta_{\text{máx}} = -0.009547 \text{ m}$

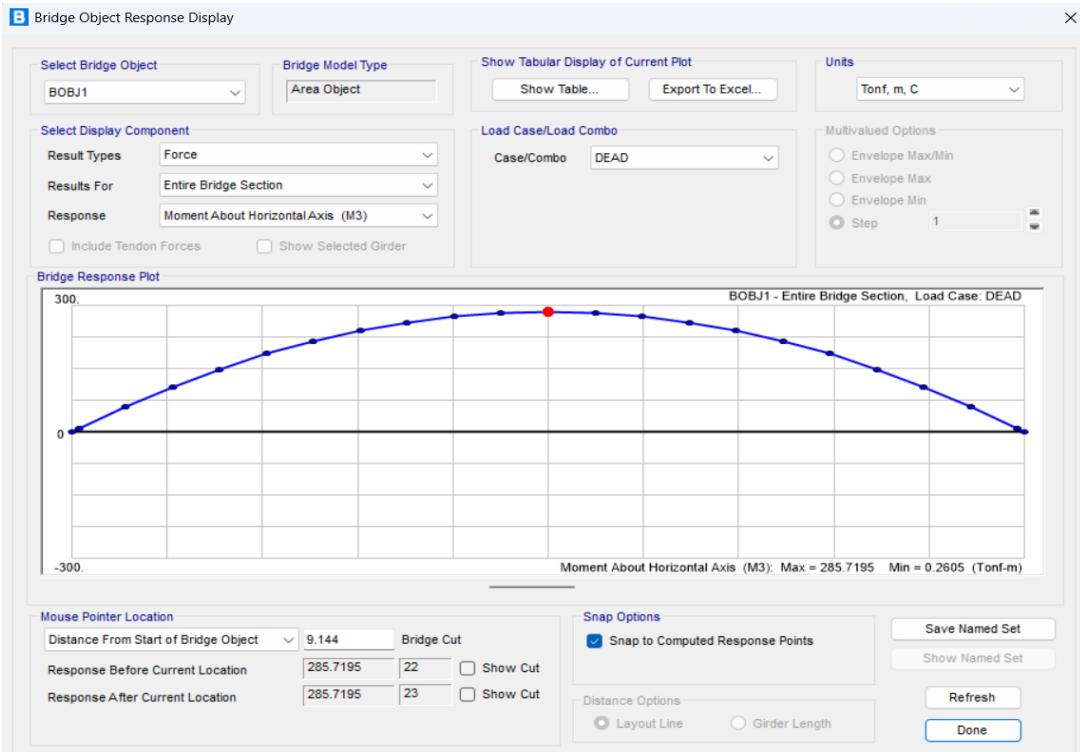


Figura 48. Diagrama de momentos, bajo carga muerta.
 $M_{\max} = 285.7195 \text{ Tonf-m}$

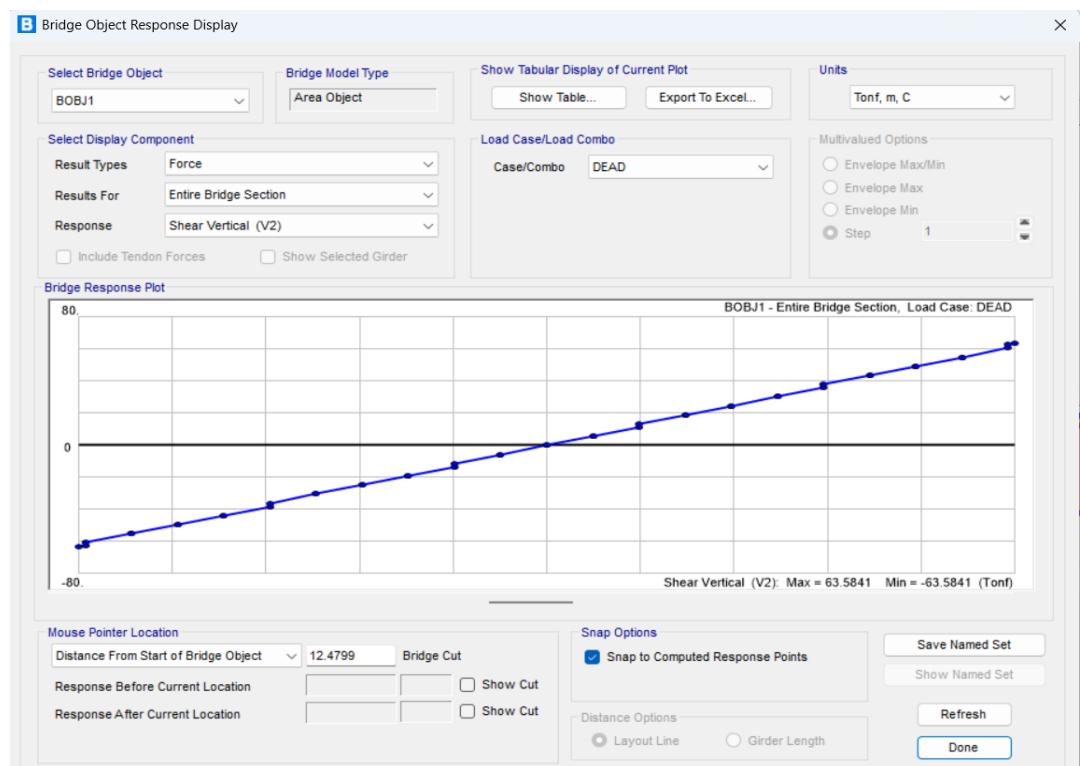


Figura 49. Diagrama envolvente de cortante por carga muerta.
 $V_{\max} = 63.5841 \text{ Tonf}$

4.1.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN VIGAS PRINCIPALES

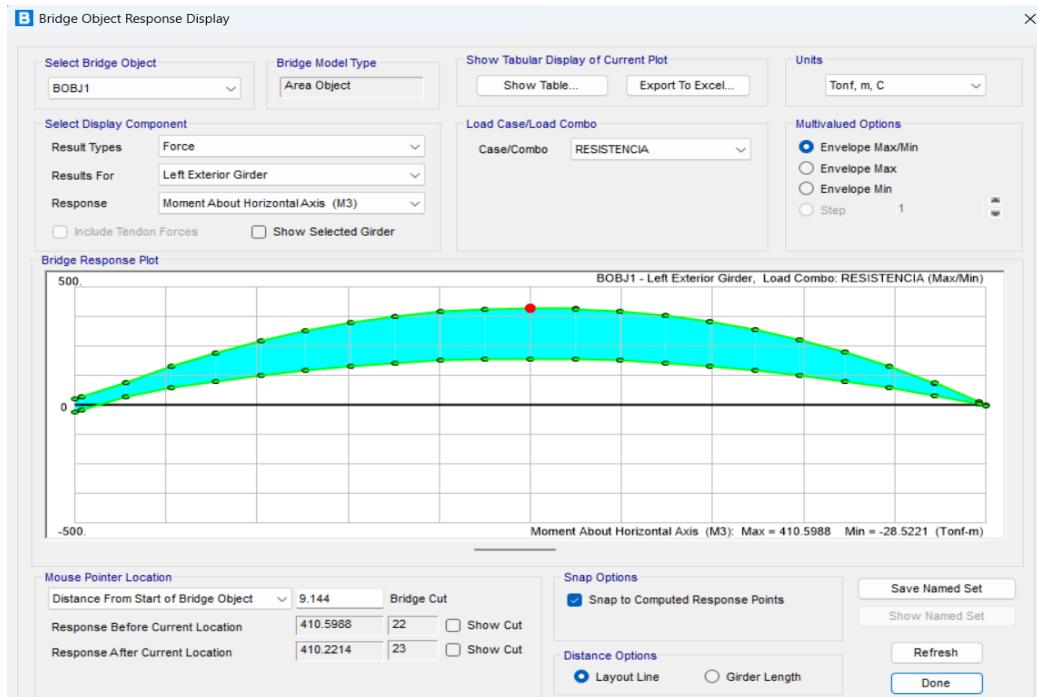


Figura 50. Diagrama envolvente de momento para viga, por RESISTENCIA

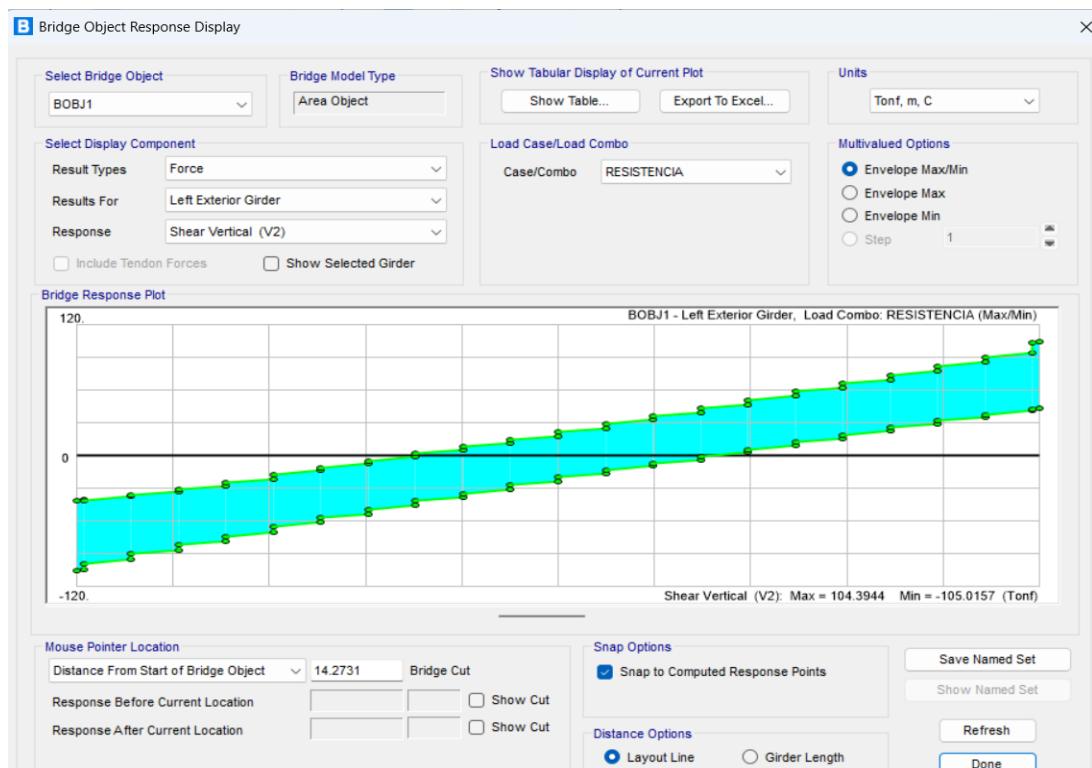


Figura 51. Diagrama envolvente de cortante en viga, por RESISTENCIA

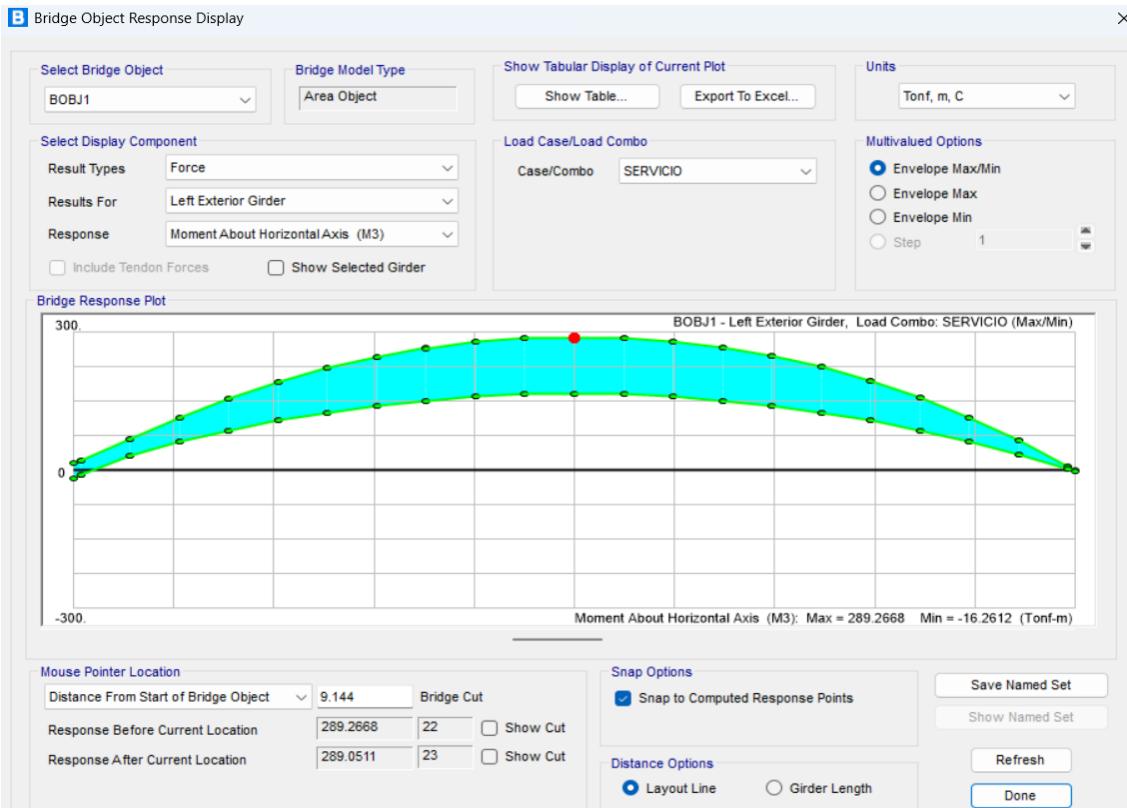


Figura 52. Diagrama envolvente de momentos en viga, por SERVICIO.

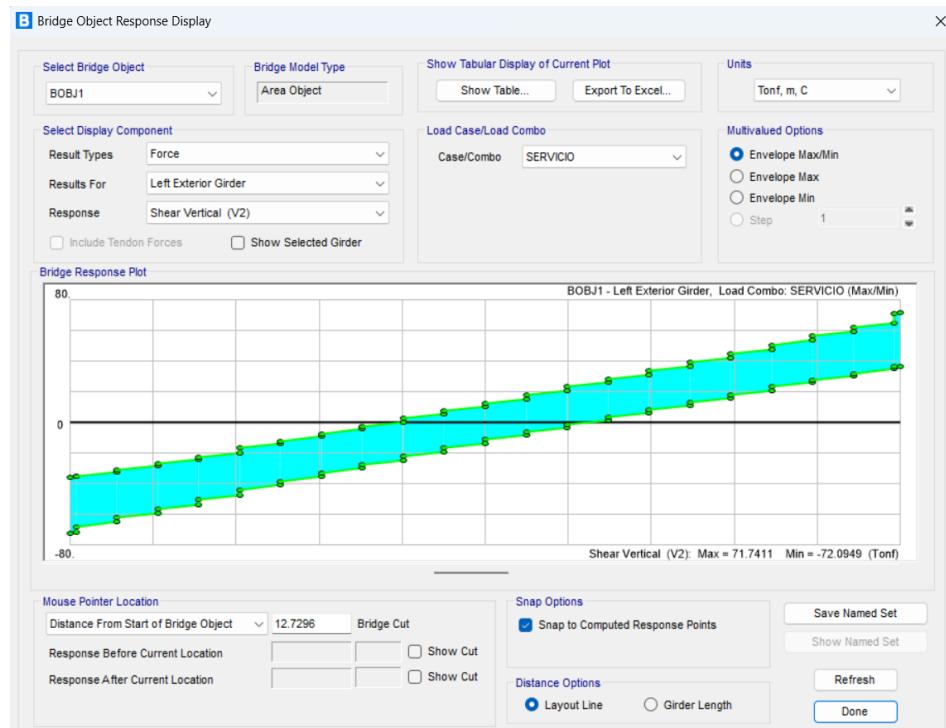


Figura 53. Diagrama envolvente de cortante en viga, por SERVICIO.

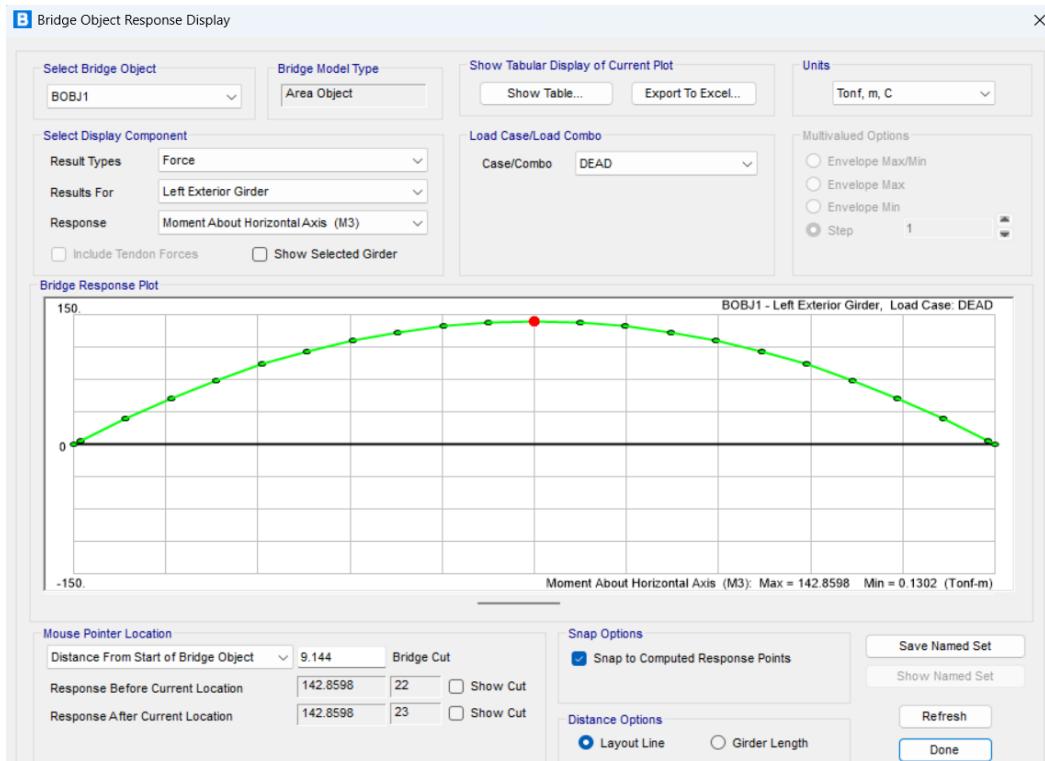


Figura 54. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga Muerta

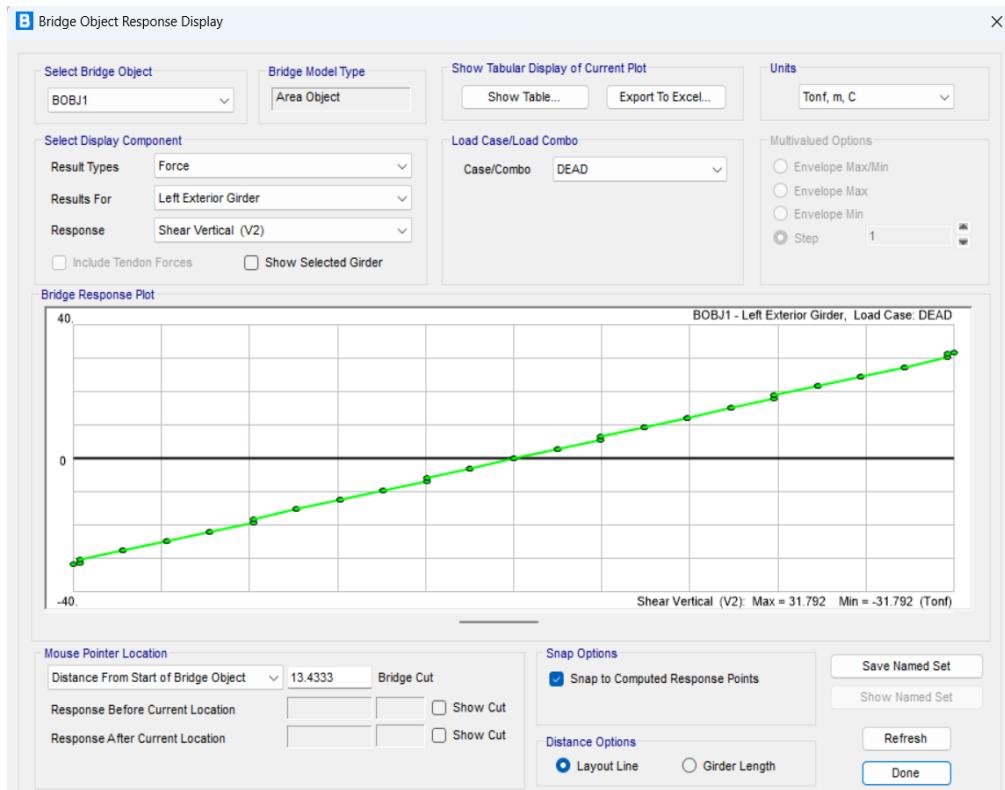


Figura 55. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga Muerta

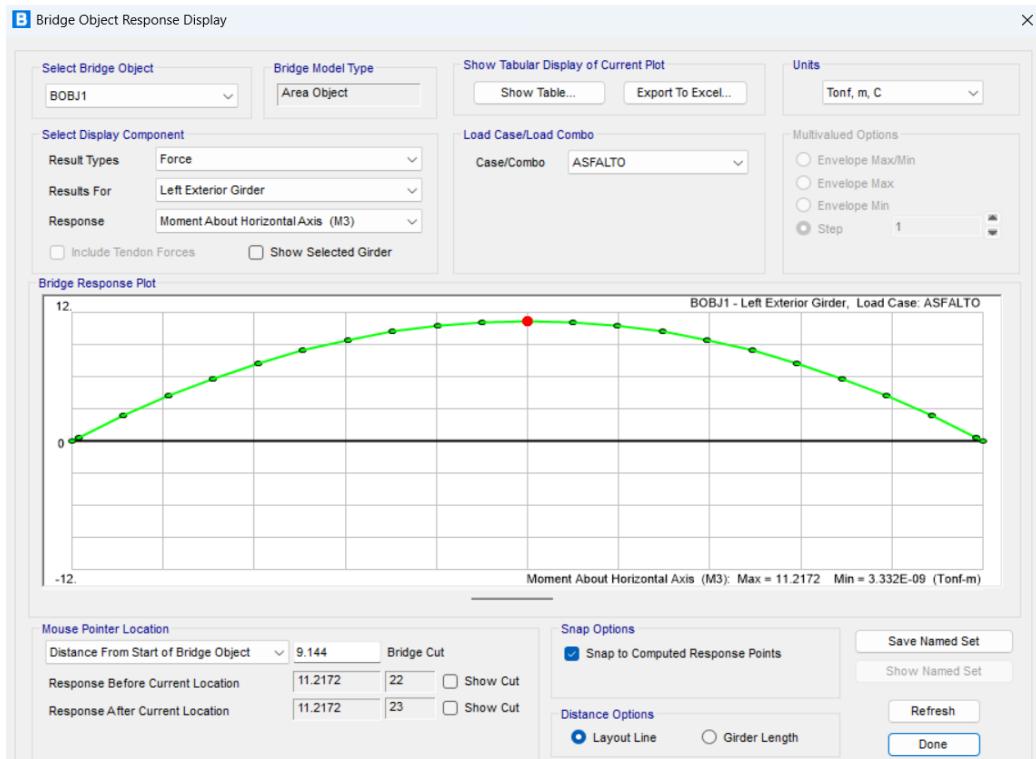


Figura 56. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga de Asfalto

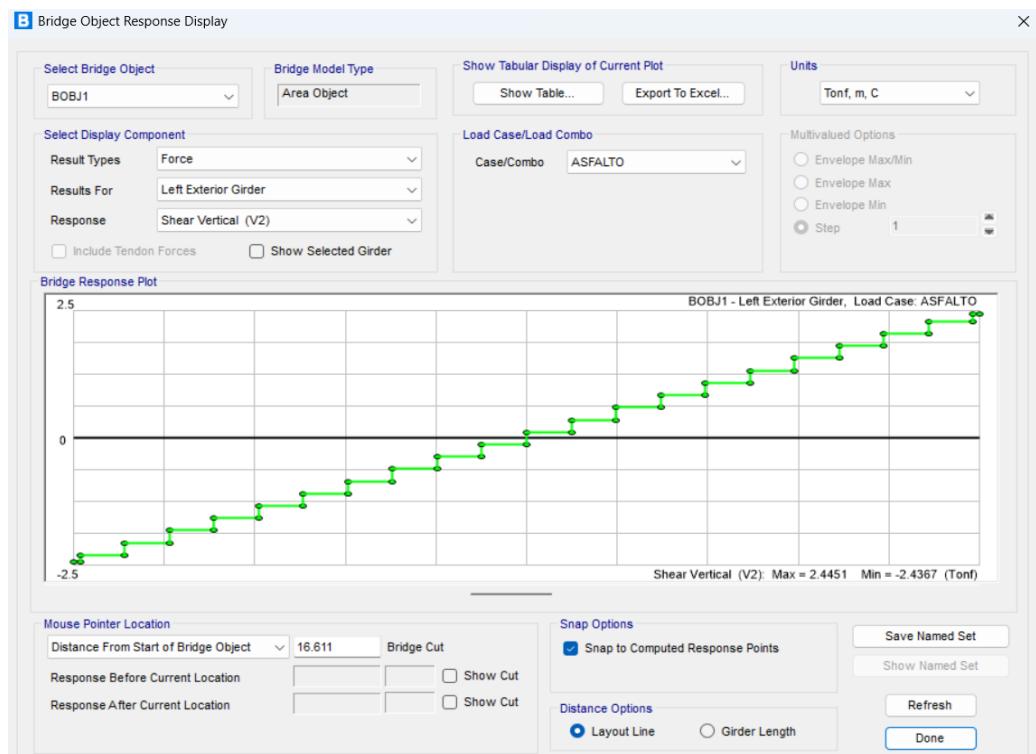


Figura 57. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga de Asfalto

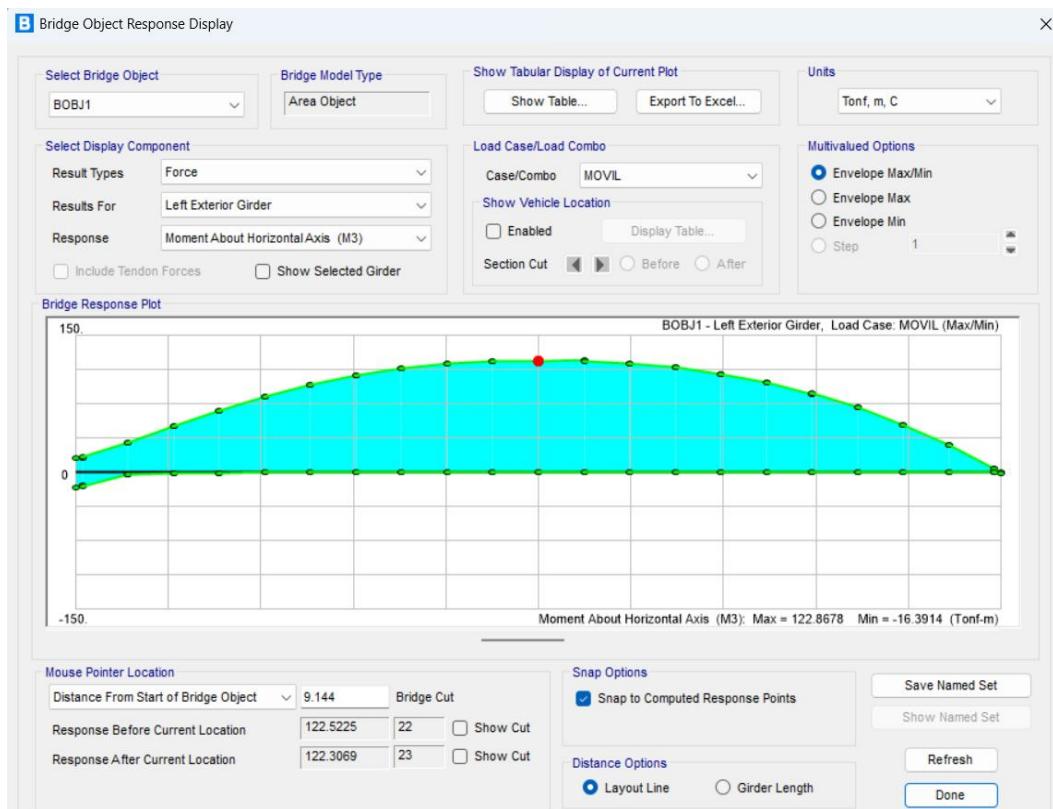


Figura 58. Diagrama Envolvente de Momento en viga por Carga Móvil

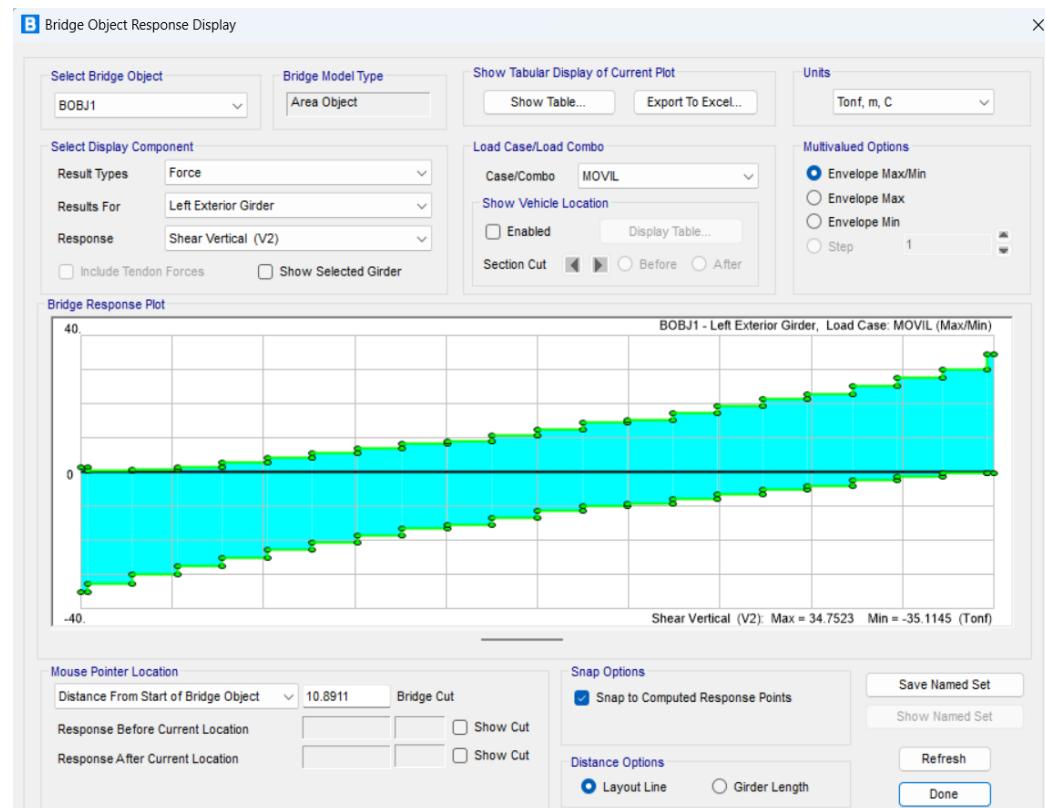


Figura 59. Diagrama Envolvente de Cortante en viga por Carga Móvil

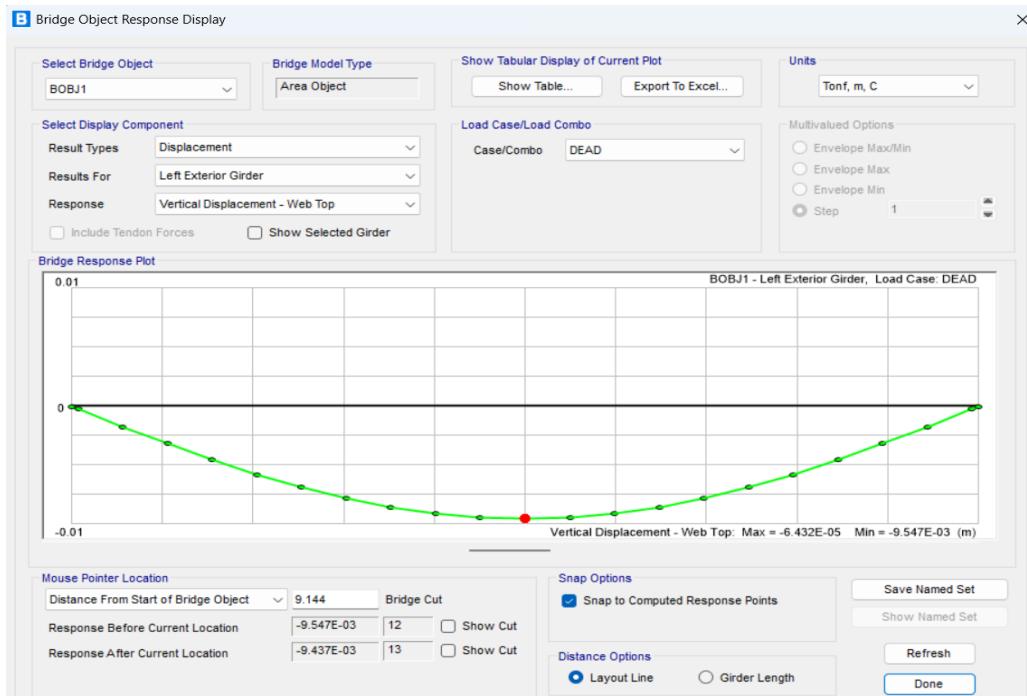


Figura 60. Envolvente de Deflexión por peso propio en viga ($\Delta_{\text{máx}} = 0.0095 \text{ m}$)

RESUMEN DE RESULTADOS EN VIGAS PRINCIPALES

- Momento máximo por carga muerta : $M_{DC} = 142.8598 \text{ Tonf - m}$
- Momento máximo por carga de asfalto: $M_{DW} = 11.2172 \text{ Tonf - m}$
- Momento máximo por carga móvil : $M_{LL} = 122.8678 \text{ Tonf - m}$
- Cortante máximo por carga muerta : $V_{DC} = 31.792 \text{ Tonf}$
- Cortante máximo por carga de asfalto: $V_{DW} = 2.4451 \text{ Tonf}$
- Cortante máximo por carga móvil : $V_{LL} = 34.7523 \text{ Tonf}$

4.1.5. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

A) Datos del puente viga losa de concreto armado

Tipo: viga losa de concreto armado

Materiales:

- $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)
- $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (fluencia del acero)
- $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del concreto)
- $E_c = 300202 \text{ kg/cm}^2$ (Modulo de elasticidad del concreto)

B) Cargas utilizadas

Carga viva:

- Sobrecarga vehicular de diseño: HL-93
- Especificaciones de diseño del puente: AASHTO LRFD

- Sobrecarga vehicular de verificación: HL-93
- Especificaciones de verificación del puente: AASHTO LRFD
- Especificaciones de evaluación del puente: AASHTO LRFR

Carga muerta:

- Barandas: 15 kg/m
- Guarderas: 1440 kg/m²
- Asfalto: 112.50 kg/m²

C) Ecuación de capacidad de carga

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} * DC - \gamma_{DW} * DW \pm \gamma_P * P}{\gamma_L * (LL + IM)}$$

Donde:

- RF = Factor de relación.
- γ_{DC} = Factor de carga LRFD para el peso de los componentes estructurales.
- γ_{DW} = Factor de carga LRFD para el peso de la superficie de desgaste.
- γ_P = Factor de carga LRFD para las cargas permanentes diferentes al peso propio.
- C = Capacidad resistente de la estructura.
- DC = Peso propio de los componentes estructurales.
- DW = Peso de la superficie de desgaste.
- LL + IM = Sobrecarga vehicular.

Factores de la capacidad resistente de la estructura:

$$C = (\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n$$

- $\varphi_c = 1$ ----- factor de condición estructural: buena
- $\varphi_s = 1$ ----- factor de sistema o tipo de superestructura: puente modular
- $\varphi = 0.90$ ----- factor de resistencia a la flexión y corte en estructuras de concreto
- $\gamma_{DC} = 1.25$
- $\gamma_{DW} = 1.5$
- $\gamma_L = 1.75$

Según la metodología de Capacidad por Factores de Carga y Resistencia (LRFR) se calculará el factor de relación RF que predice la capacidad estructural de la superestructura del puente viga lisa de concreto armado.

D) Resumen de resultados

Demandas:

Momento flector			Fuerza cortante		
DC	DW	HL-93	DC	DW	HL-93
142.8598	11.2172	122.8678	-31.792	-2.4451	-34.7523

Resistencia:

Momento flector	Fuerza cortante
410.42	-104.22

E) Cálculo de valores RF

Según las especificaciones AASHTO LRFD, los factores utilizados para el cálculo del RF serán:

RF (Factor de Capacidad)	
Momento Flector	Fuerza Cortante
0.81	0.83

Según El Manual para Evaluación de Puentes (The Manual for Bridge Evaluation - 2018), se tiene las siguientes clasificaciones por carga y resistencia, se observa que los factores de capacidad obtenidos tanto para momento flector como para fuerza cortante, en el puente viga losa de concreto armado de la presente investigación, son menores que 1, por lo tanto, el puente proyectado estará en condición estable.

4.2. ANÁLISIS DEL PUENTE MODULAR

4.2.1. INTRODUCCIÓN

El diseño del puente modular prefabricado, esta patentado por la empresa ACROW CORPORATION, que es la que suministra este tipo de puentes a las diversas entidades ejecutoras públicas y privadas.

El puente a modelar, analizar y comparar es el proyectado a instalarse sobre la Quebrada Huacaday en el caserío del mismo nombre, distrito Cachachi, provincia Cajabamba, departamento Cajamarca.

A pesar de que a los puentes que se instalan bajo condiciones de emergencia generalizada se les denomina “Puente Bailey”, pero su nombre técnico es “puente modular”, y para el presente estudio, se consideró de los fabricados por la empresa norteamericana ACROW CORPORATION.

A continuación, se presenta el procedimiento del modelamiento y la verificación final donde se utilizó el programa CSI Bridge V25.0.0, las unidades se presentan, para Fuerza en toneladas – fuerza (Tonf), y para Longitud en metros (m); excepto para casos donde se es necesario mostrar las secciones de las barras en pulgadas.

4.2.2. CONFIGURACIÓN

Para la presente tesis, se considera el puente de configuración doble simple reforzado 2, DSR2, (Ver figura 61). A continuación, se presenta el modelo prefabricado de la configuración mencionada, detallando los elementos que lo componen.

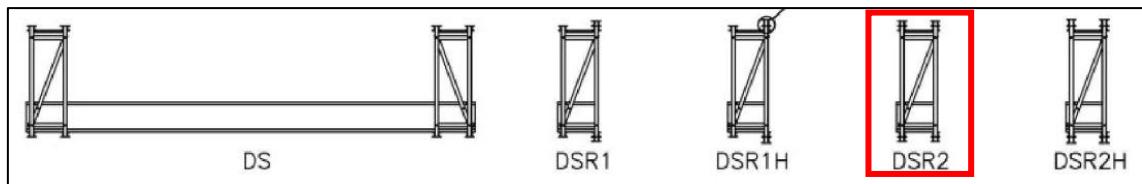


Figura 61. Configuración del Puente Modular DSR2

El puente modular es de un nivel con dos vigas en ambos lados. Tiene los siguientes elementos principales: módulos o paneles de cada lado determinan la longitud total del puente, vigas transversales que definen el ancho del puente y los módulos los conectan desde ambos lados, tornapuntas en ambos extremos para reforzar los módulos frente a posibles cargas laterales, refuerzo de vigas transversales que previenen el desajuste del puente durante su colocación en el lugar, cordones de módulos, sistema de anclaje, piso tipo parrilla (grid) y tapajuntas ubicadas en ambos extremos del piso para evitar que las ruedas de los autos se salgan de la vía de circulación.

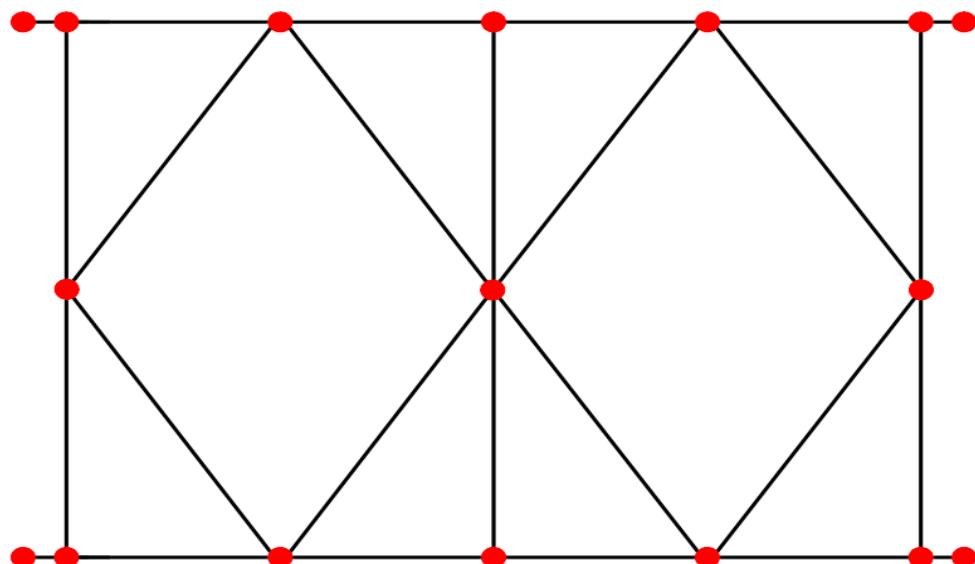


Figura 62. Nudos de un módulo estándar AB701 modelado en el CSI Bridge V25.0.0

En el CSI Bridge se considera como un marco rígido, compuesto por un perfil 2U en los elementos de cuerdas superior e inferior (choird), y perfil U en los elementos verticales y diagonales (tirantes o braces). Ver figura 62.

4.2.3. DISEÑO VIAL

La extensión del puente es múltiplo de 3.048 metros, debido a que cada pieza modular tiene esa medida. En el caso nuestro, la cantidad de paneles es 6, de modo que $6 \times 3.048 = 18.288$ metros, que es la luz de la superestructura modular. En la figura 63 se resalta con un lazo rojo dicho valor.

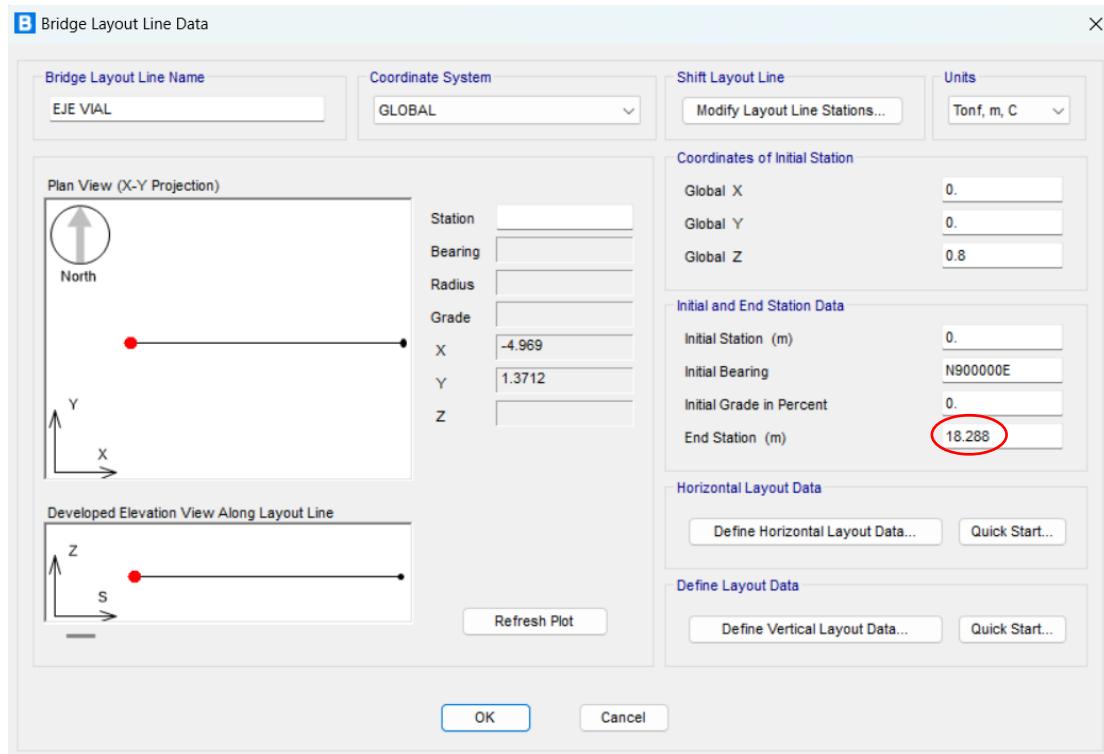


Figura 63. Ventana del diseño vial del puente modular en CSI Bridge V25.0.0.

Considerando las coordenadas $(x,y,z) = (0,0,0)$ a la progresiva 0 + 00 del eje, y siendo el ancho del carril 4.20 metros; tiene su eje al centro de su ancho. En la figura 64 se muestra el carril de color verde y el punto de referencia.

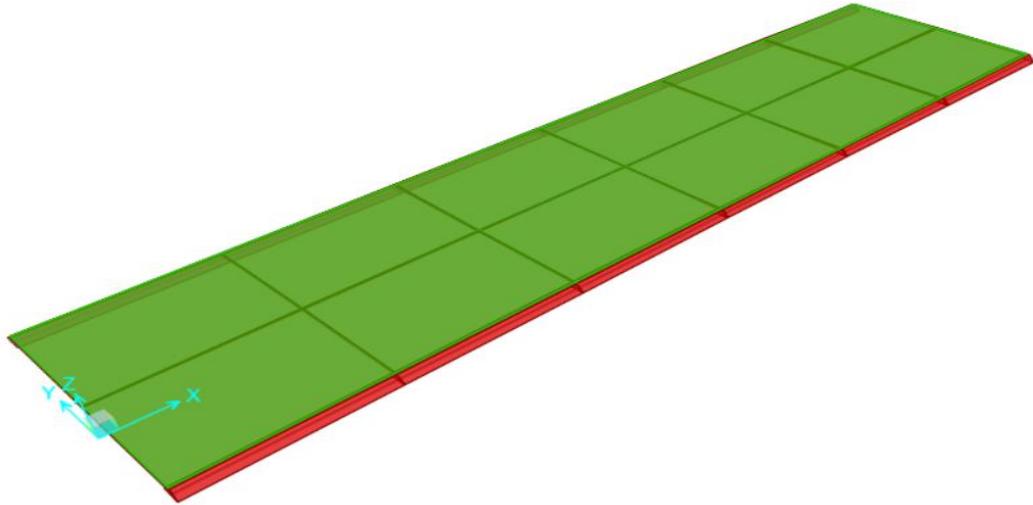


Figura 64. Carril del diseño vial del puente modular en CSI Bridge V25.0.0.

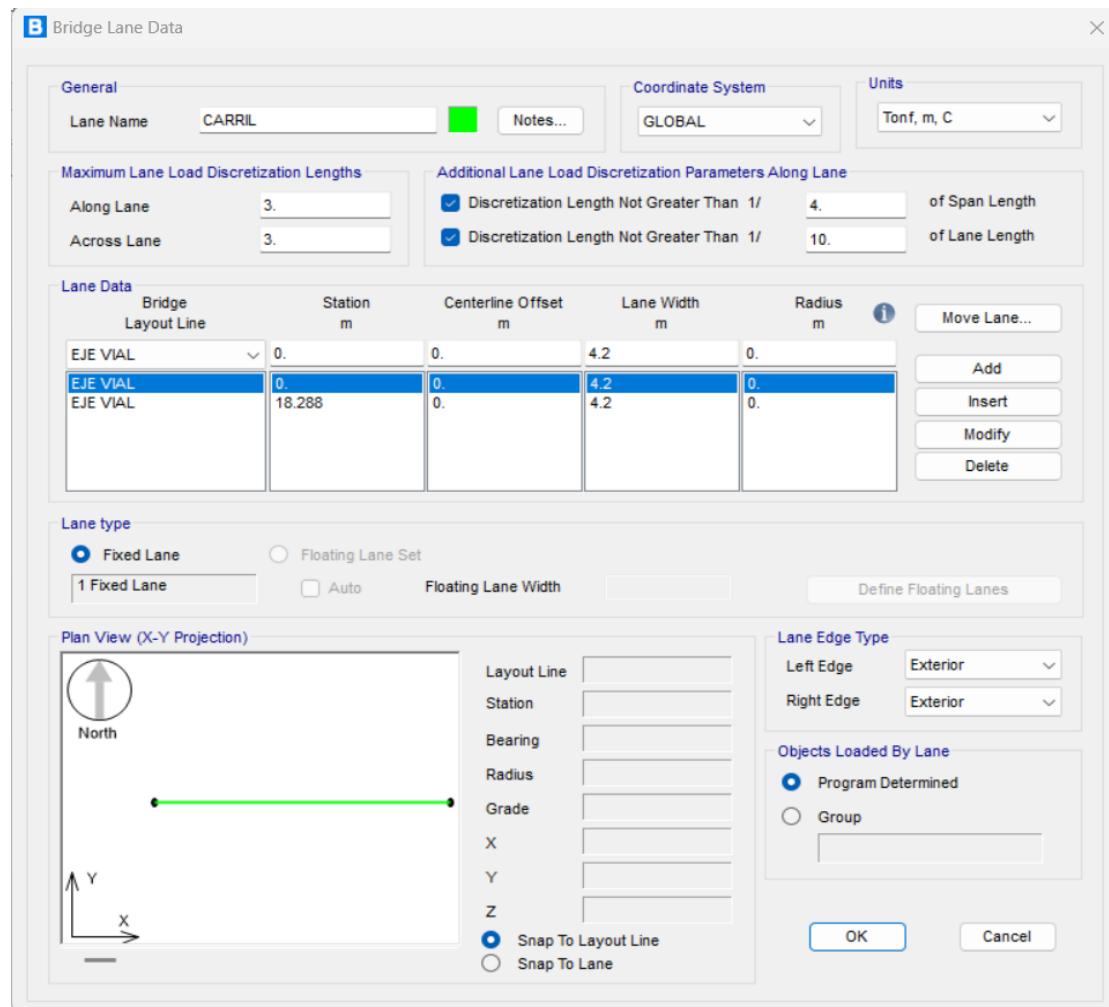


Figura 65. Ventana de datos del único carril del puente modular en CSI Bridge V25.0.0.

4.2.4. MATERIALES

El puente modular está prefabricado en su totalidad de acero, a excepción del tablero que consta de una losa de concreto de 3 cm de espesor. Los módulos o paneles se crean a partir de secciones de acero laminado en caliente que cumplen con la especificación ASTM A572 Grado 65, también conocida como AASHTO M223, y que están galvanizados en caliente siguiendo la norma ASTM A123, al igual que todos los demás componentes. Este tipo de acero presenta una aleación con bajo contenido de carbono y gran resistencia, lo cual se refleja en su fluencia $F_y = 65 \text{ Klb/pulg}^2 (45699.53 \text{ Tonf/m}^2)$. Ver figura 66.

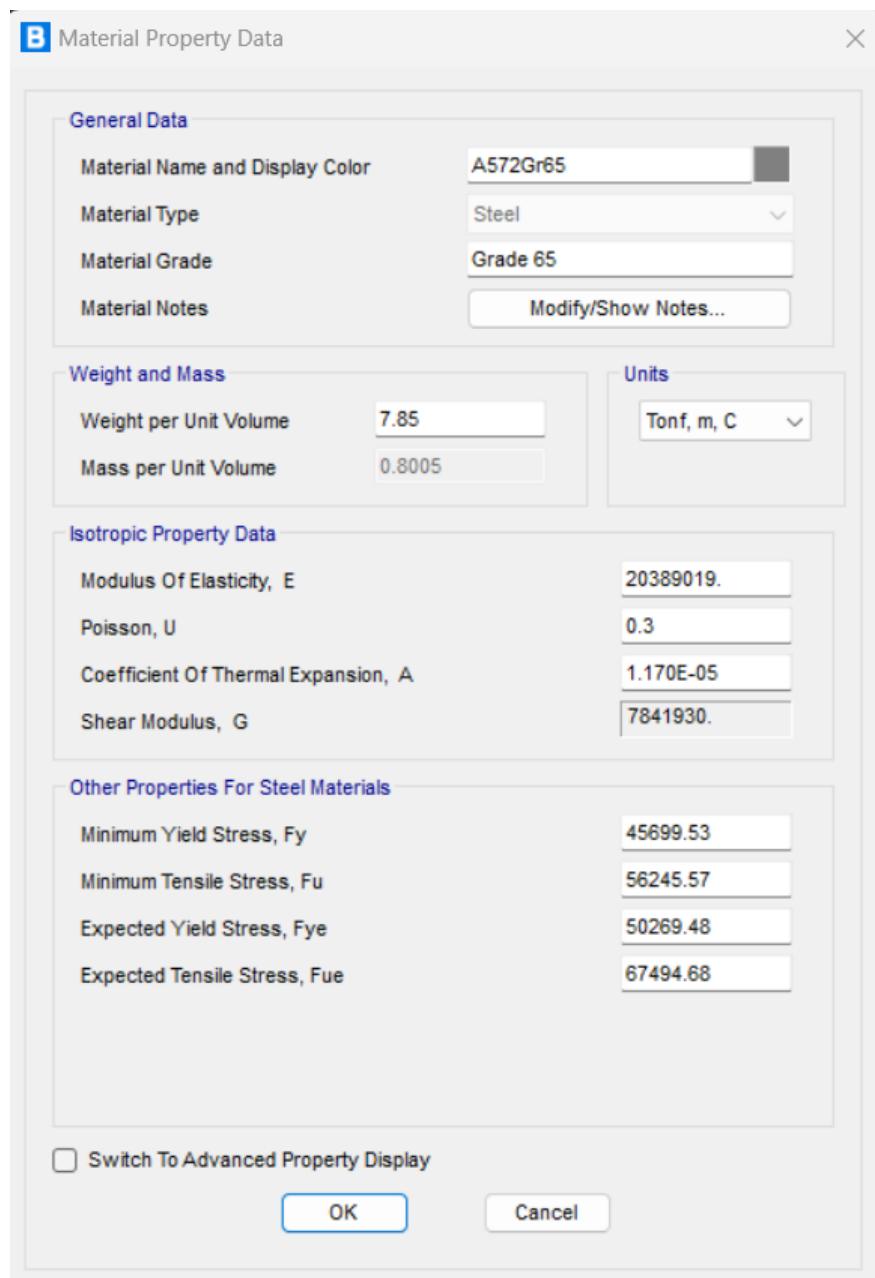


Figura 66. Visualización de las propiedades del material acero ASTM A572.

4.2.5. SECCIONES O PERFILES

Las secciones que constituyen el panel modular son perfiles en forma de U y 2U, el refuerzo está hecho con perfil en forma de 2U, y la viga de piso es un perfil W. Se visualizan a continuación los detalles en las figuras 67, 68, 69 y 70.

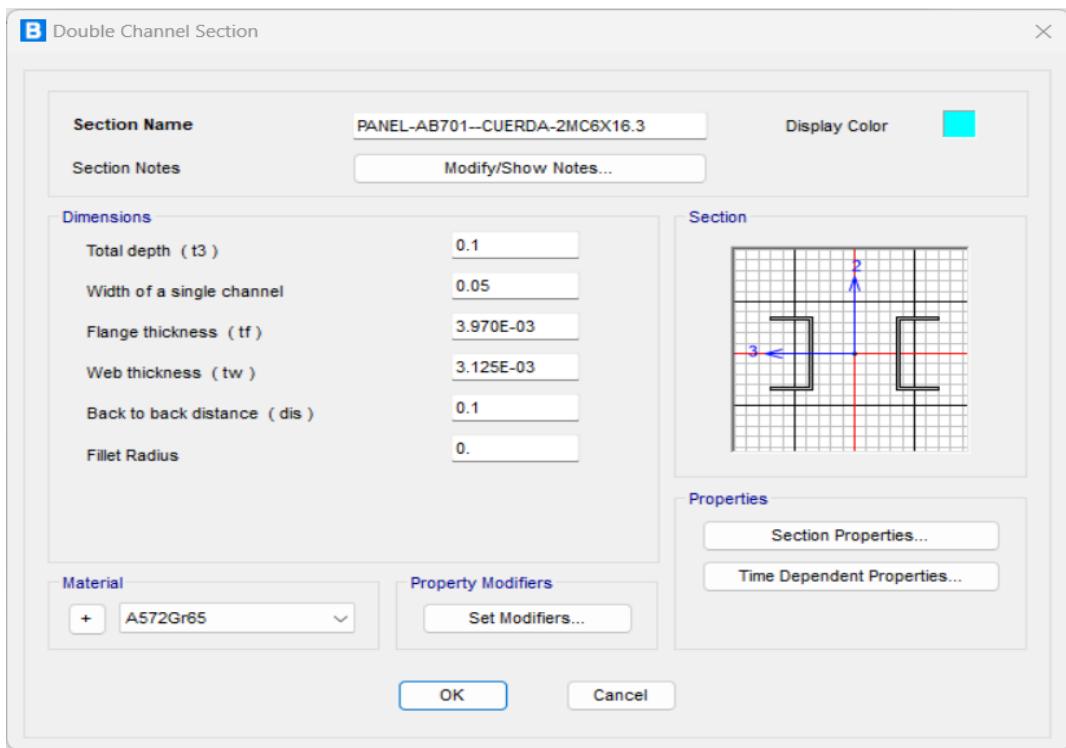


Figura 67. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada en panel como cuerda superior e inferior.

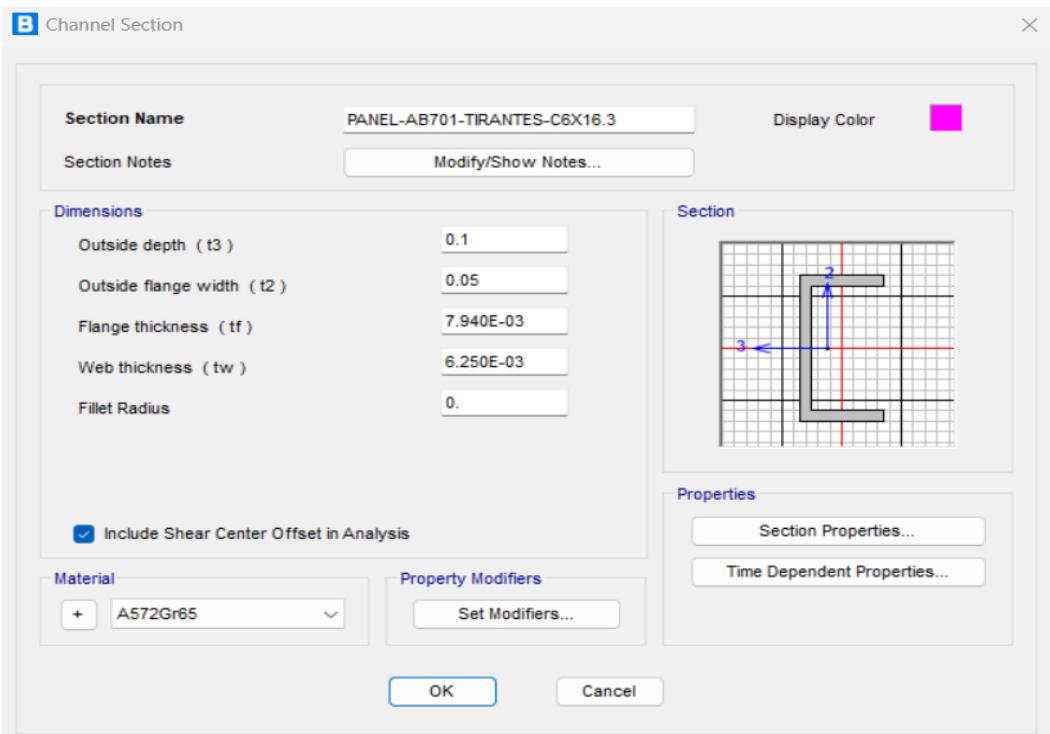


Figura 68. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada en panel como verticales y diagonales.

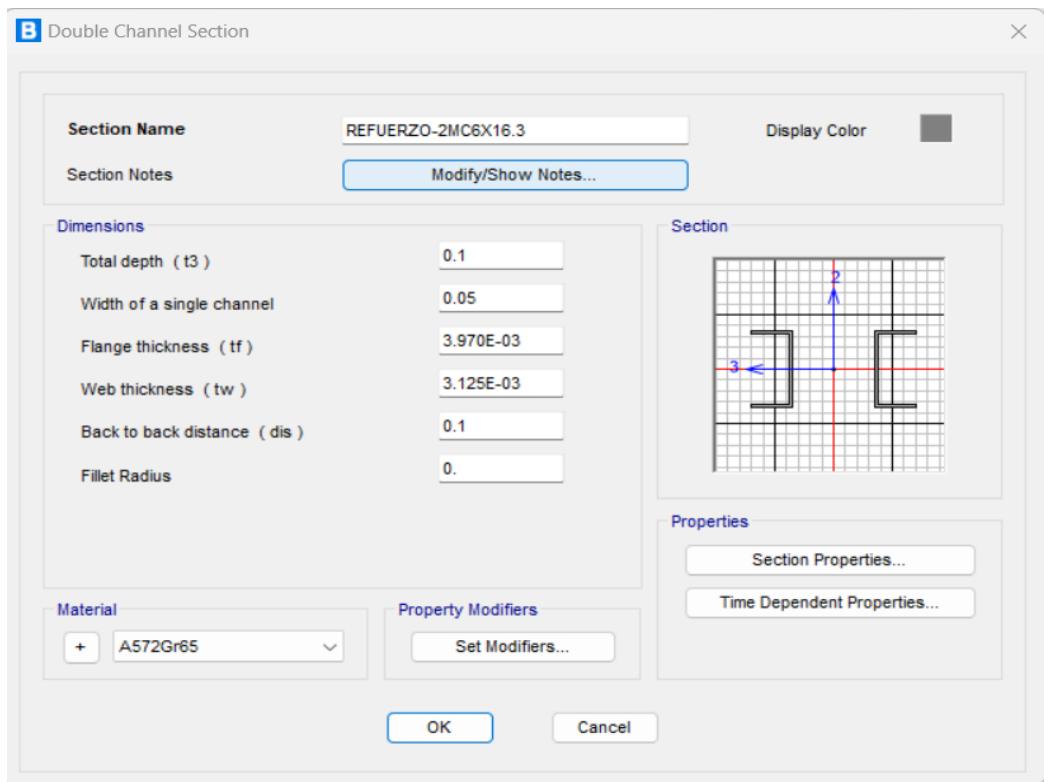


Figura 69. Sección utilizada en panel como refuerzo de las cuerdas superior e inferior.

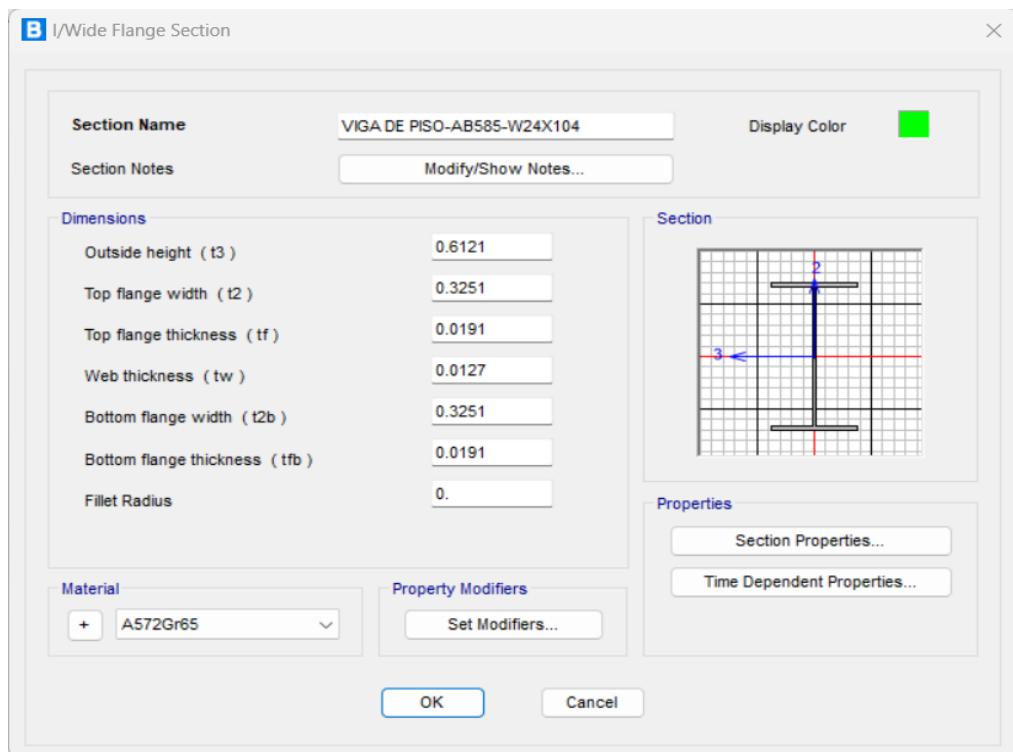


Figura 70. Visualización de datos de las dimensiones de la sección utilizada para la viga de piso.

Los casos de secciones que no están unidas en sus nudos, vale decir las que están apoyadas una sobre otra como son:

- Viga de piso con tablero.
- Viga de piso con cuerdas inferiores del panel.
- Refuerzo con cuerdas (tanto superior como inferior).

Todas estas se han enlazado a través de un “Link” en varios puntos a lo largo de su eje. Seguidamente, se muestra en la figura 71 la ventana de detalles del enlace lineal fijo usado.

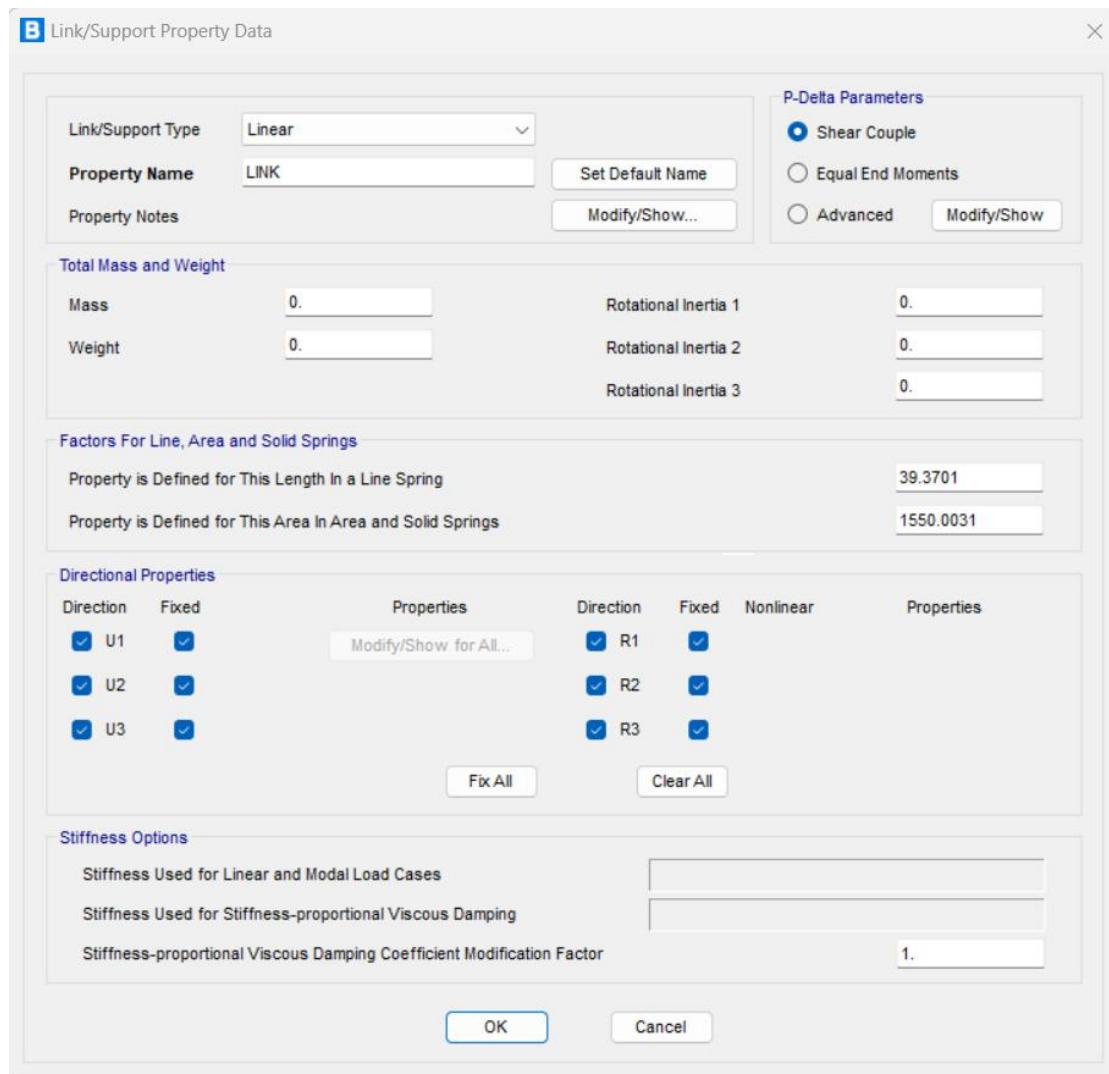


Figura 71. Visualización de datos del enlace fijo.

El puente modular es de un carril que se clasifica como EW. Conforme a las medidas sugeridas por el fabricante en la Figura 72 y en la Tabla 9. Estas dimensiones son ingresadas en el programa CSI Bridge.

Basados en esta tabla, observamos que la longitud del tablero es 4.20 m, y su espesor solamente 3 cm, debido a que la rigidez la da el tablero ortotrópico de acero (unidad de piso) de 1.8 m de ancho y largo L=3.048 m, igual al del panel,

El tablero de concreto aquí se aplica permitiendo al CSI Bridge terminar la definición de la superestructura y continuar con el siguiente paso; todo esto al no ser posible seleccionar directamente un “deck” isotrópico.

Cabe recalcar que la coordenada $z = 0$ es la referencia del nivel de la rasante del deck.

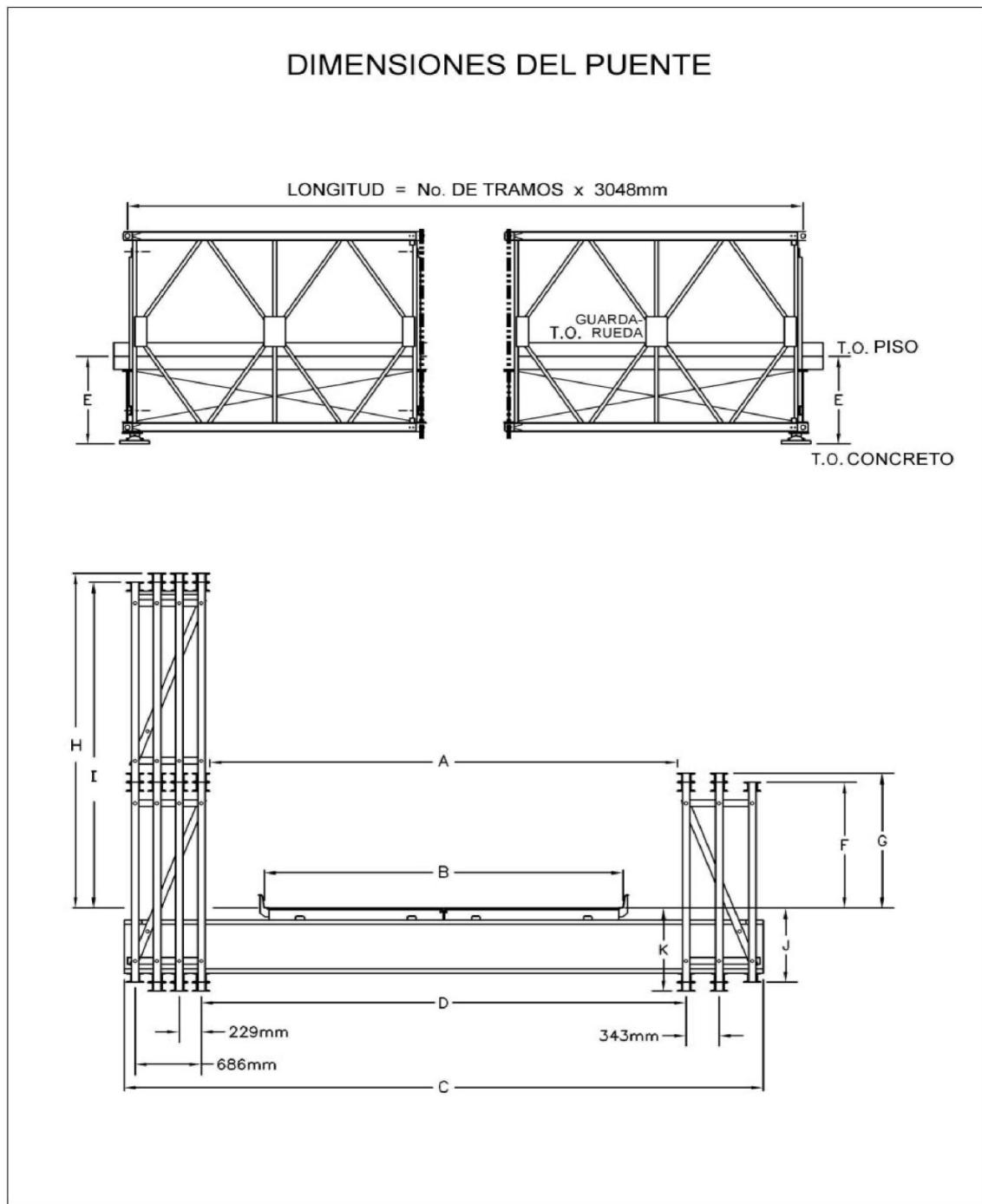


Figura 72. Medidas de la sección transversal del puente modular

Tabla 9. Dimensiones del Puente (Fuente: ACROW 700XS. Manual Técnico, 2009)

MAGNITUD	DIMENSIONES DEL PUENTE						
	1L10	SCW	EW	EW18	2L24	2L30	3L36
A	3.37	3.85	4.77	5.62	7.51	9.53	11.23
B	3.15	3.67	4.20	5.50	7.35	9.15	11.00
C	5.14	5.63	6.55	7.38	9.29	11.30	12.99
D	3.54	4.03	4.95	5.79	7.69	9.71	11.38
E	0.78	0.77	0.77	0.79	1.00	1.00	1.13
F	1.64	1.64	1.64	1.62	1.43	1.43	1.28
G	1.64	1.74	1.74	1.73	1.54	1.54	1.38
H	4.02	4.02	4.02	4.01	3.82	3.82	3.67
I	3.92	3.92	3.92	3.91	3.72	3.72	3.57
J	0.65	0.65	0.65	0.67	0.85	0.85	1.00
K	0.75	0.75	0.75	0.77	0.95	0.95	1.10

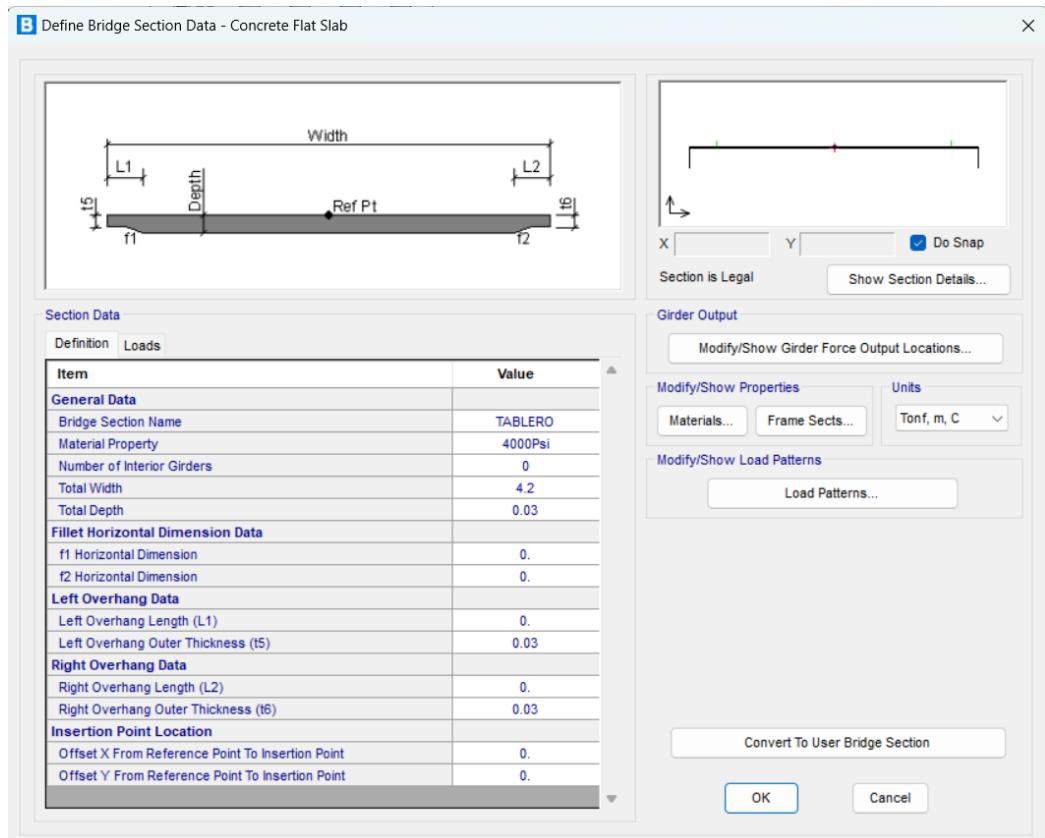


Figura 73. Ventana de visualización de datos del componente “Deck”.

4.2.6. CARGAS

El peso propio de los elementos estructurales se encuentra dentro de DEAD. Y como no está considerando pasarelas peatonales, entonces solamente la carga viva será HL93.

Por la categoría de la carretera en la que se ubica el puente (camino vecinal) y por ser de tipo modular, se omitirá el diseño para evento extremo (SISMO).

Los casos que forman parte de la carga especificada por la norma AASHTO son: camión y tandem. A continuación, las figuras 74 y 75 se muestran los vehículos de diseño.

El CSI Bridge asocia a dichos vehículos en la clase “CLASE”, y determina automáticamente el efecto más crítico de cada solicitud requerida: Flexión, corte, axial, torsión.

Por tanto, los patrones de carga serán únicamente los siguientes:

- Load pattern: DEAD (DC)
- Load pattern: VEHICLE LIVE (LL + IM)

Las fuerzas y longitudes de los vehículos fueron tomados directamente de los especificados por AASHTO norteamericanos y sus unidades originales son libras y pies.

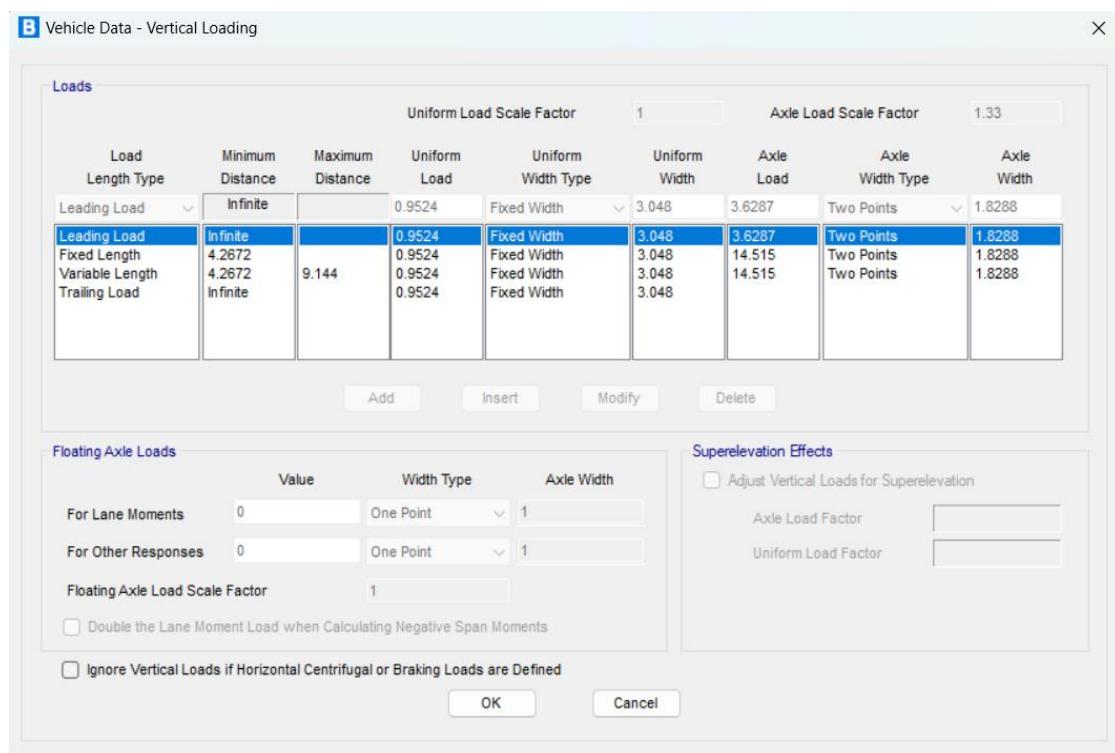


Figura 74. Visualización del camión de tres ejes (tercer eje variable hasta 9 m).

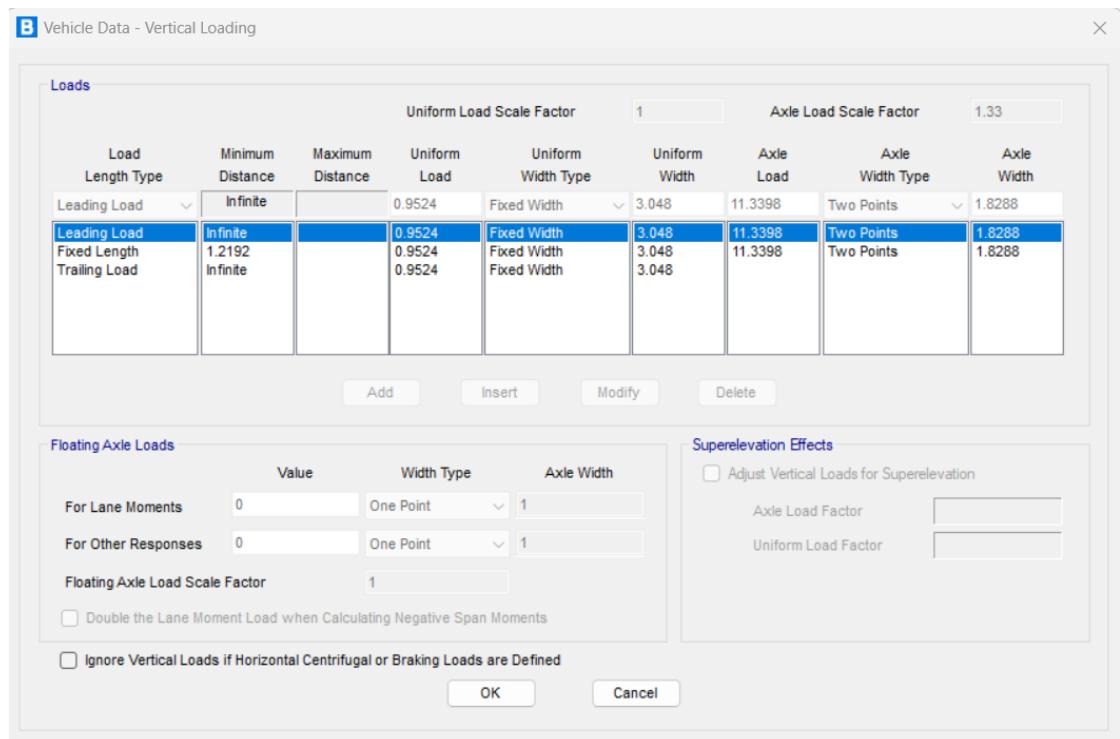


Figura 75. Ventana de visualización de datos del tandem.

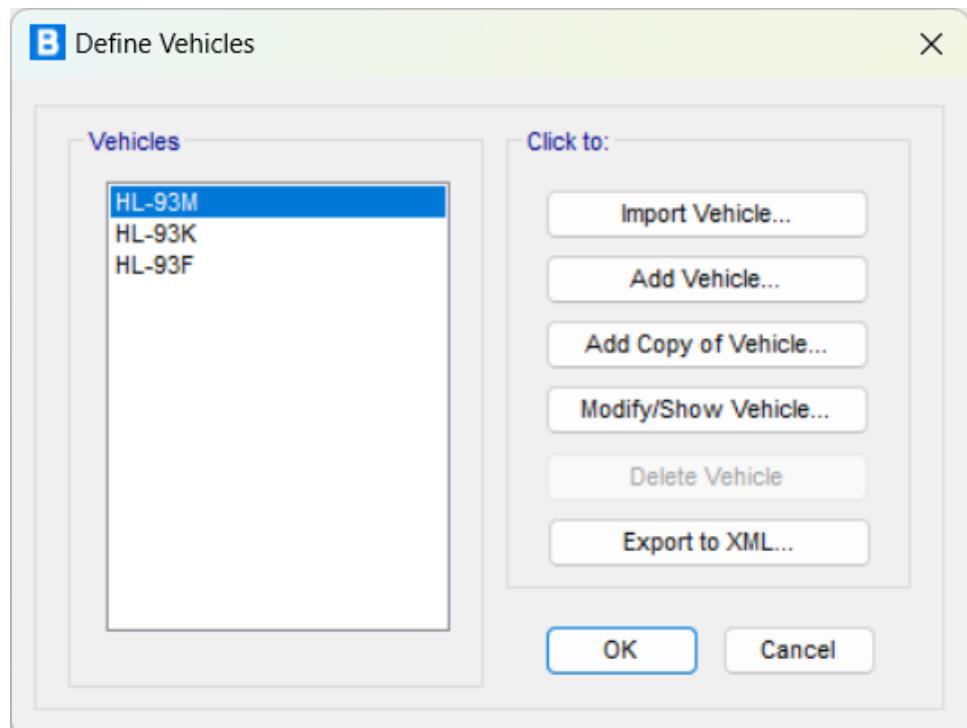


Figura 76. Visualización de Vehículos de diseño según AASHTO LRFD 2017

4.2.7. TRAMOS

El puente modular en estudio está considerado solamente un tramo, así que, no se necesita la generación de “SPAM” o tramos en el CSI Bridge. Por lo que no se determinarán cojinetes, estribos, soporte, pilas, etc.

Dentro del CSI Bridge al objeto puente se le denomina “Puente Huacaday”. Ver figura 77.

Además, se agrega la ubicación de los apoyos fijo y móvil en el Puente.

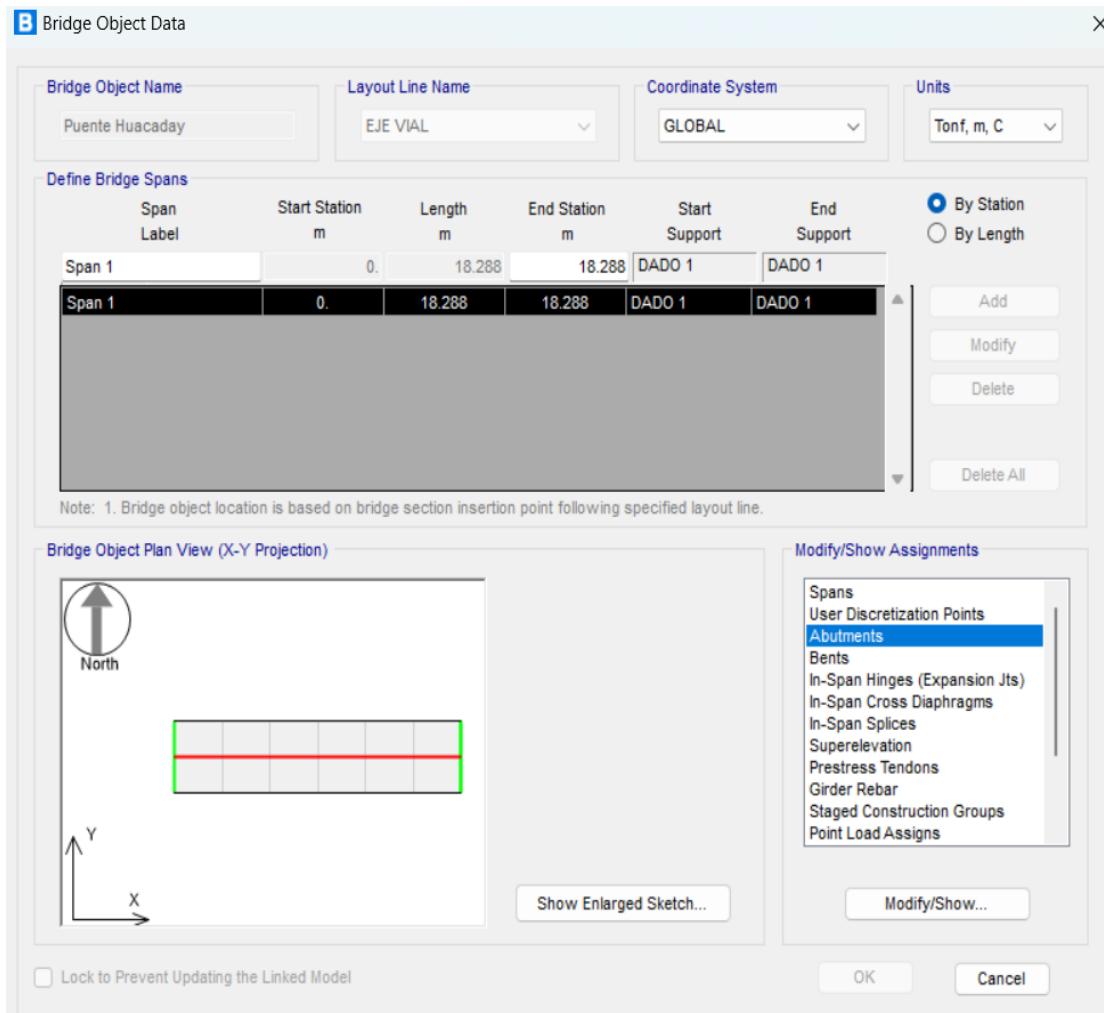


Figura 77. Visualización de tramos del puente modular.

4.2.8. CASOS DE ANÁLISIS

Los casos a análisis del puente modular, no son iguales a los patrones de carga, ya mencionados. Luego, aquí se determinan las cargas móviles. Ver figura 78 y 79.

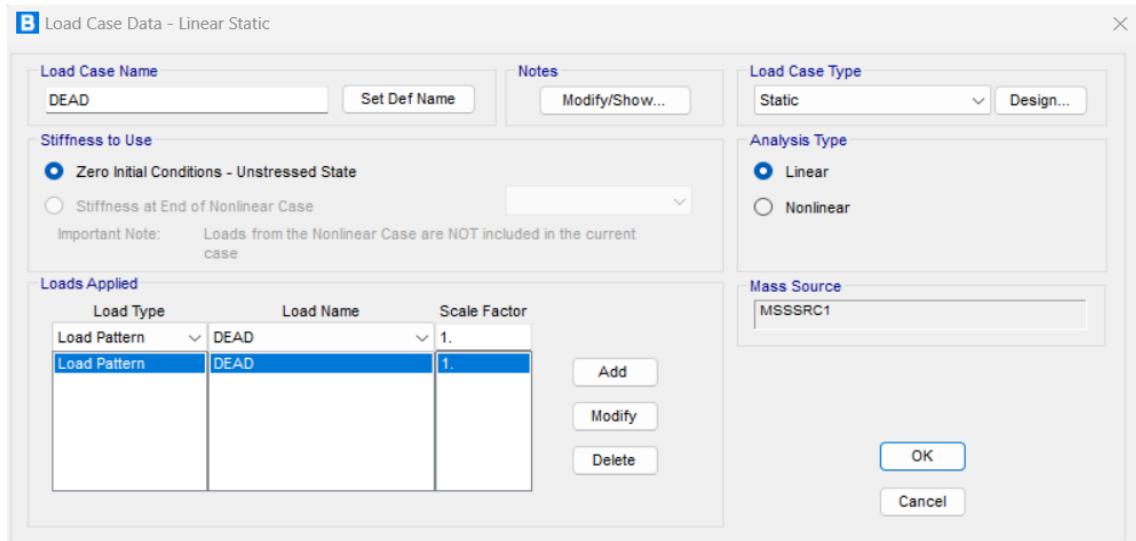


Figura 78. Ventana en la que ingresamos la carga muerta de la estructura del puente modular, según AASHTO 2017.

Para la carga muerta, se considera el caso “estático”, y como tipo de análisis el “lineal”; sin embargo para la carga “móvil”, deben ingresarse los factores de escala multicarril, carriles cargados, etc. Ver figura 79 .

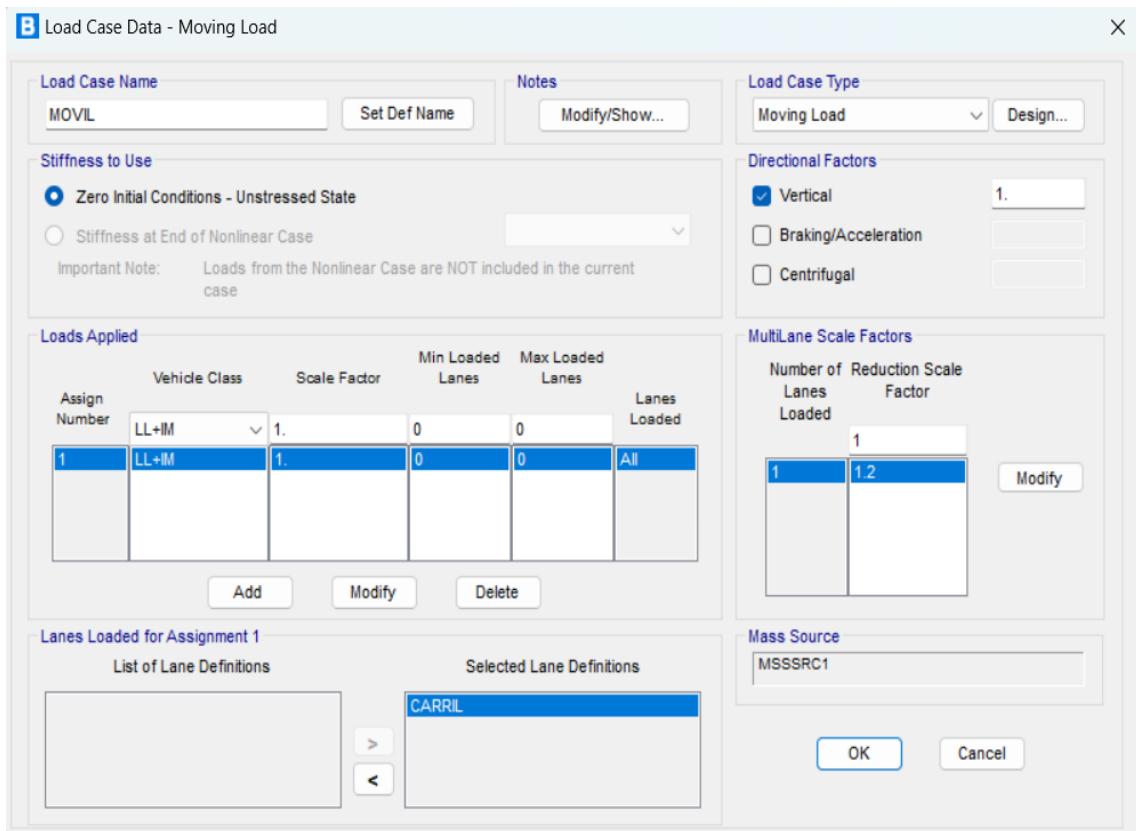


Figura 79. Ventana de ingreso de datos del caso de carga “móvil”.

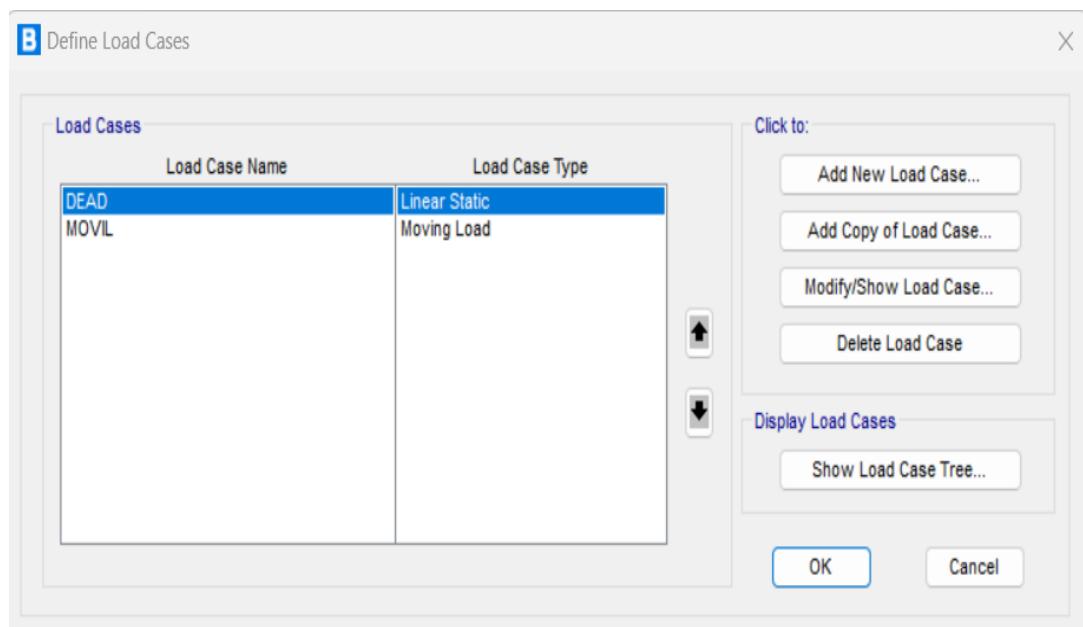


Figura 80. Definición de los casos de carga

4.2.9. CASOS DE CARGA:

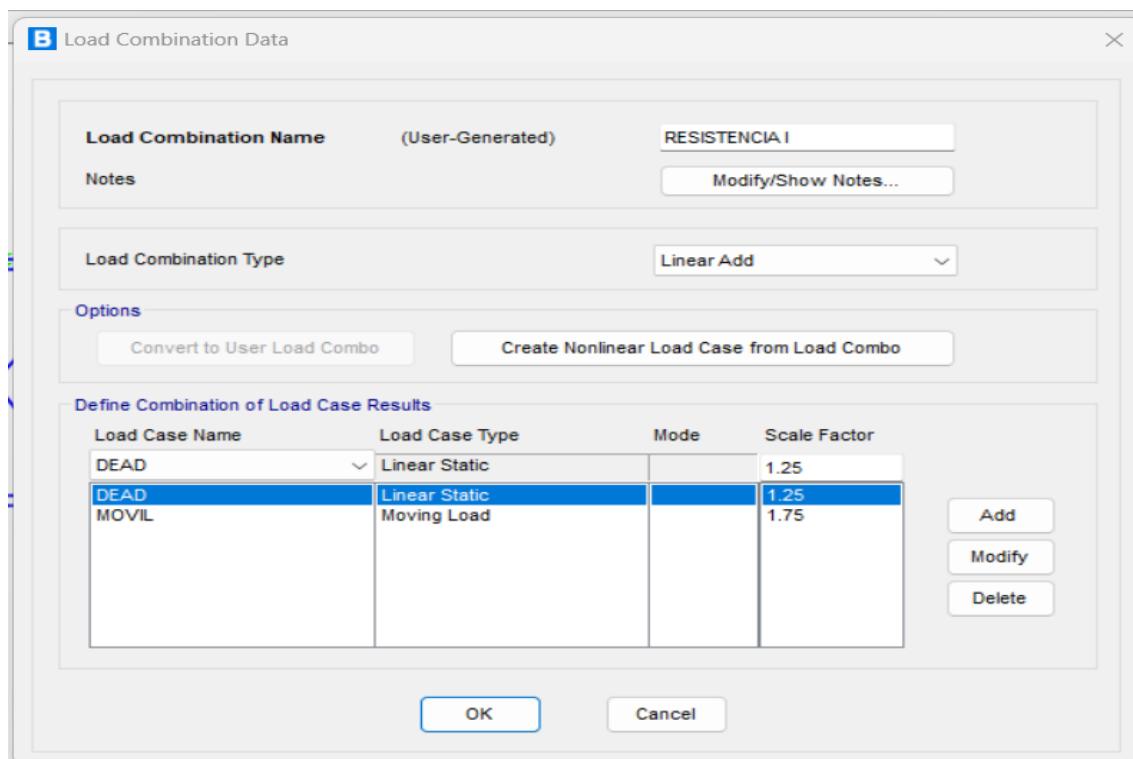


Figura 81. Combinación de carga Resistencia I, considerando los factores DC, LL+IM

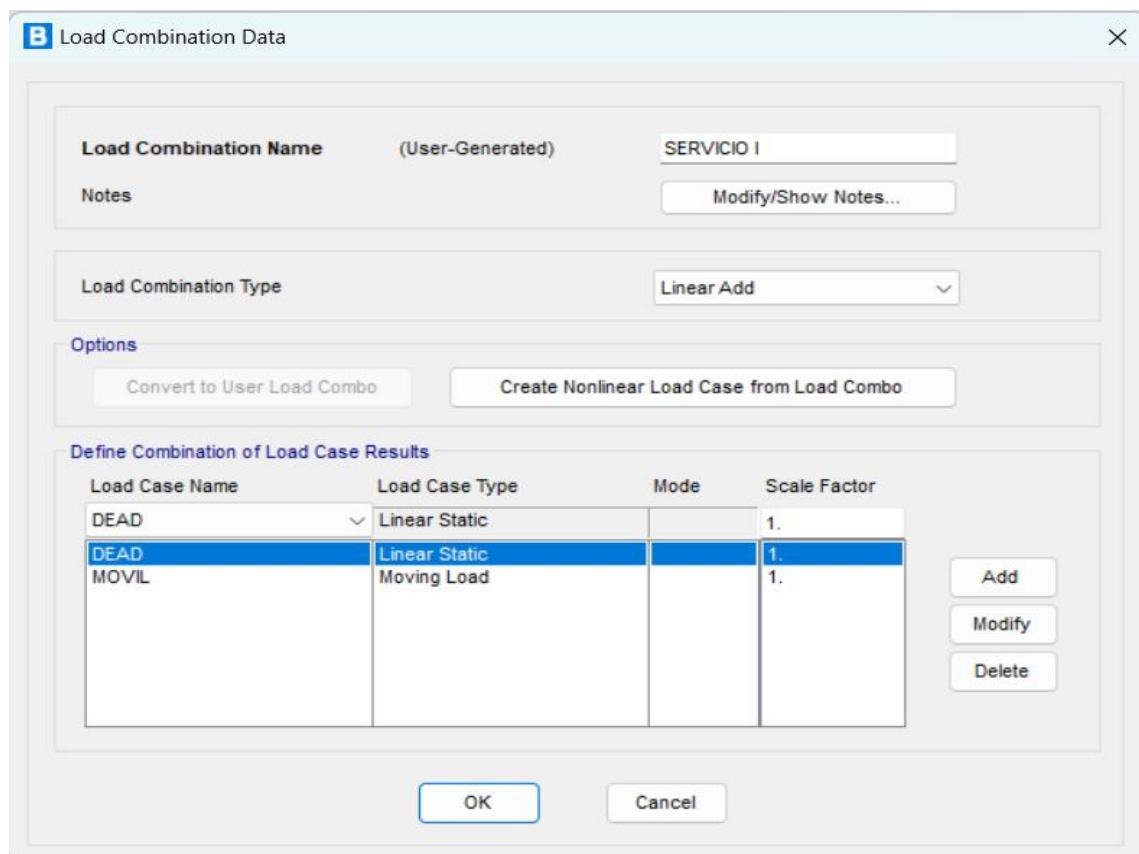


Figura 82. Combinación de carga Servicio I

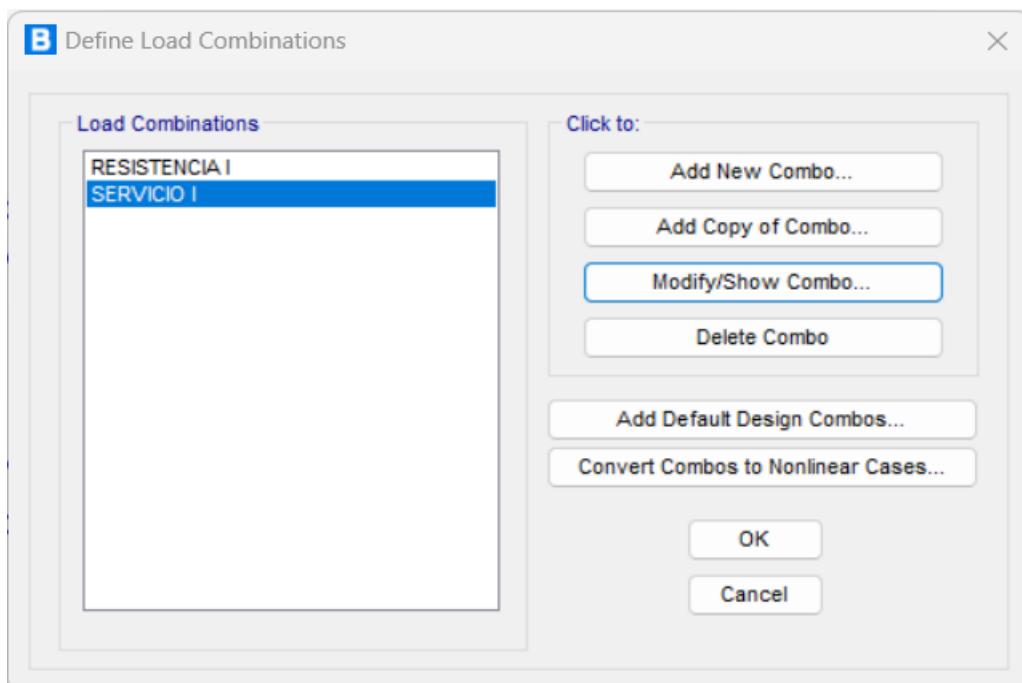


Figura 83. Visualización de las Combinaciones de Cargas en el Puente, según AASHTO LRFD 2017

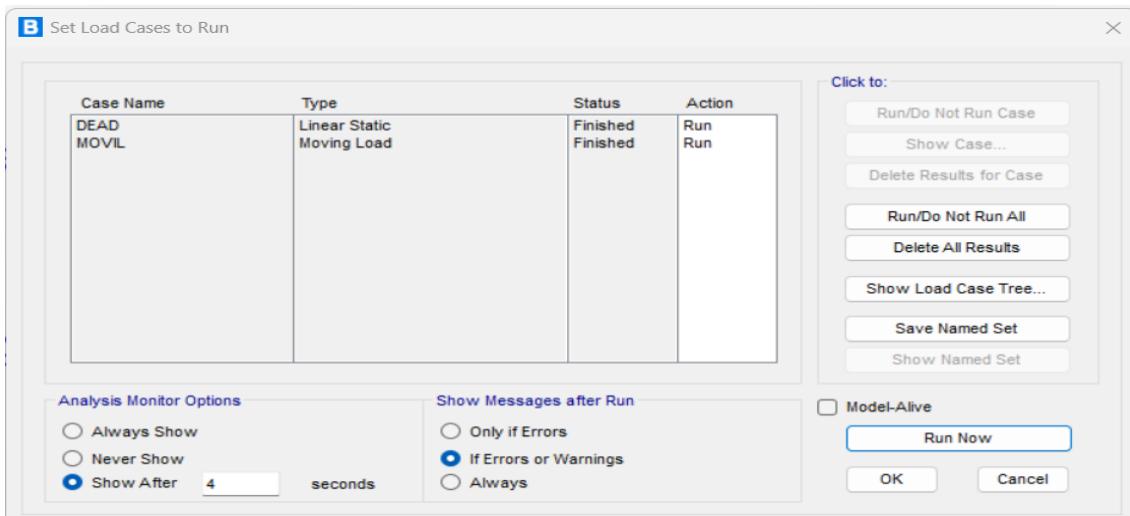


Figura 84. Ventana en la que se considera los casos de carga según C1.3.2.1 AASHTO

4.2.10. PROCESAMIENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL

Luego de completar el orden de los pasos, el CSI Bridge se analiza los datos y se evalúa las fuerzas, esfuerzos, deformaciones, entre otros. Ver figura 85.

```

B Analysis Complete - HUACA 24
File Name: C:\Users\DEY\VIS\Desktop\TESIS\HUACA 24.bdb
Start Time: 10/03/2025 22:31:03 Elapsed Time: 00:00:04
Finish 10/03/2025 22:31:07 Run Status: Done - Analysis Complete

Run 1
NUMBER OF VEHICLES ON LANES TO BE RUN NOW = 3
NUMBER OF INFLUENCE LOAD POINTS = 39
CALCULATION METHOD (QUICK OR "EXACT") = "EXACT"
NUMBER OF THREADS: MOVE (AUTOMATIC) = 4
ALLOW LOADS TO REDUCE RESPONSE SEVERITY = NO
NUMBER OF DISPLACEMENT RESPONSE POINTS = 659 NO CORRESPONDENCE
NUMBER OF SPRING RESPONSE POINTS = 659 NO ---
NUMBER OF REACTION RESPONSE POINTS = 12 NO ---
NUMBER OF FRAME RESPONSE POINTS = 2772 NO ---
NUMBER OF SHELL RESPONSE POINTS = 96 NO ---
NUMBER OF LINK RESPONSE POINTS = 366 NO ---
TOTAL NUMBER OF RESPONSE POINTS = 4564 NONE
TIME FOR COMPUTING JOINT RESPONSE = 0.26
TIME FOR COMPUTING SPRING RESPONSE = 0.22
TIME FOR COMPUTING REACTION RESPONSE = 0.03
TIME FOR COMPUTING FRAME RESPONSE = 0.84
TIME FOR COMPUTING SHELL RESPONSE = 0.11
TIME FOR COMPUTING LINK RESPONSE = 0.16
TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS = 0.00
TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS = 1.62

MOVING LOAD ANALYSIS 22:31:06
CASE: MOVIL
USING VEHICLE RESPONSE FROM CASE: <Vehicle 1 0 0>
VERTICAL DIRECTION FACTOR = 1.000000
BRAKING/ACCELERATION DIRECTION FACTOR = .000000
CENTRIFUGAL DIRECTION FACTOR = .000000

ANALYSIS COMPLETE 2025/03/10 22:31:07

```

Figura 85. Ventana de análisis completo del puente modular.

En la figura 86, se ve el modelamiento terminado del puente modular de $L=18.288$ m de seis paneles.

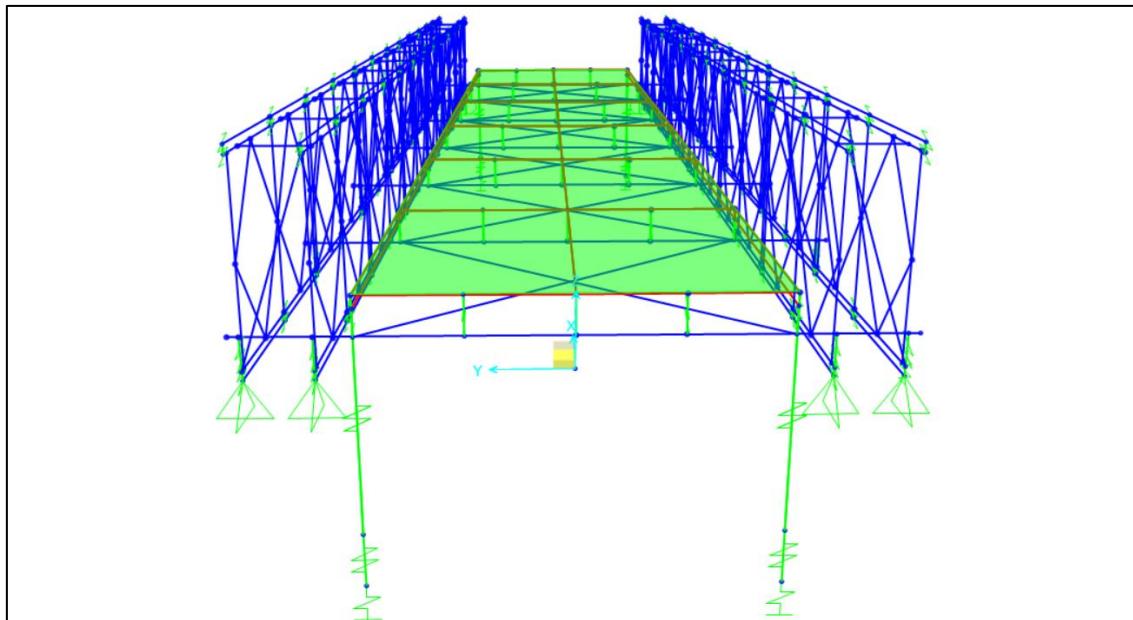


Figura 86. Vista tridimensional en el plano YZ del puente modular.

4.2.11. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

DEFLEXIONES RESULTANTES

Seguidamente, en las figuras 87 y 88 se muestra la deflexión en el nudo más crítico, la misma que se contrasta con la establecida por la norma L/800, bajo cargas vehiculares, general. Como valor límite se tiene 0.0229 m y se verifica con un $u_3=0.0249$ m. Concluyéndose que para el estado límite de servicio I, la deflexión máxima del puente modular ACROW excede el rango permisible en 0.002 m.

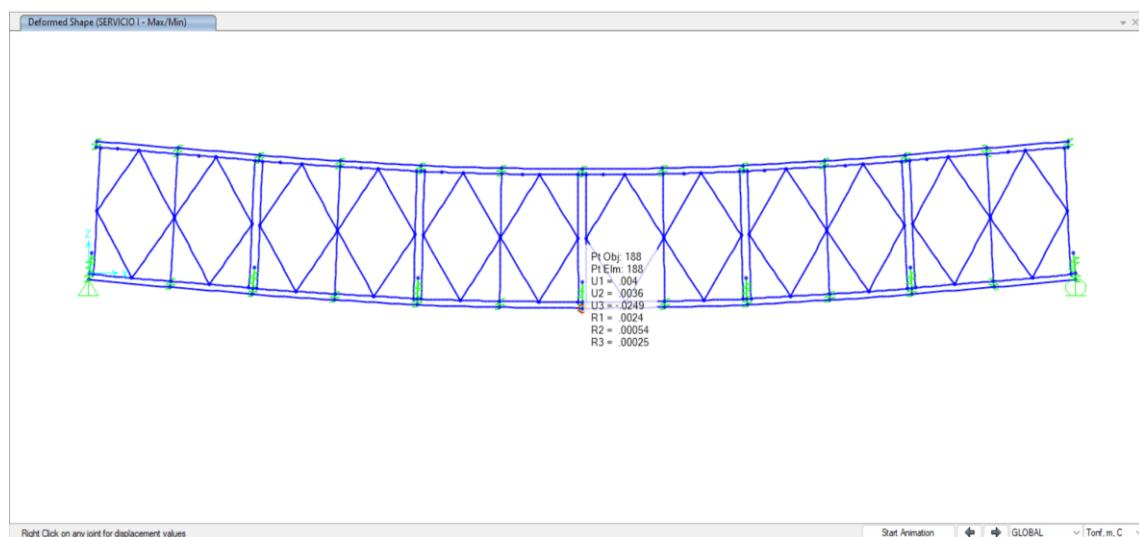


Figura 87. Vista del estado deformado del nudo más crítico del puente para el estado límite de Servicio I

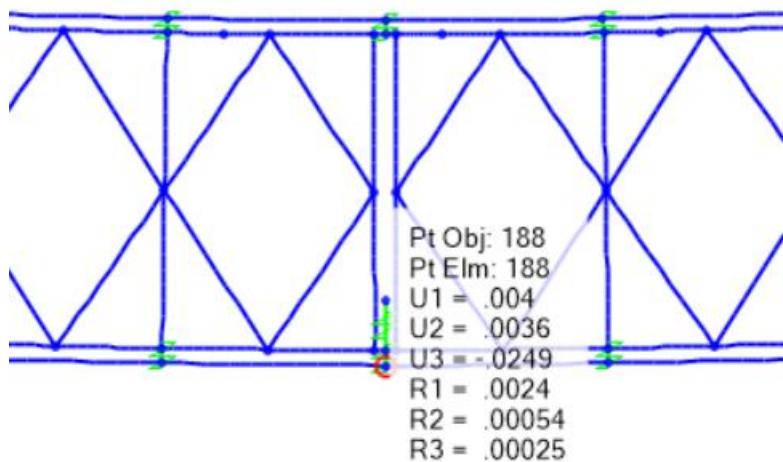


Figura 88. Detalle de la deformación del nudo más crítico, para Servicio I

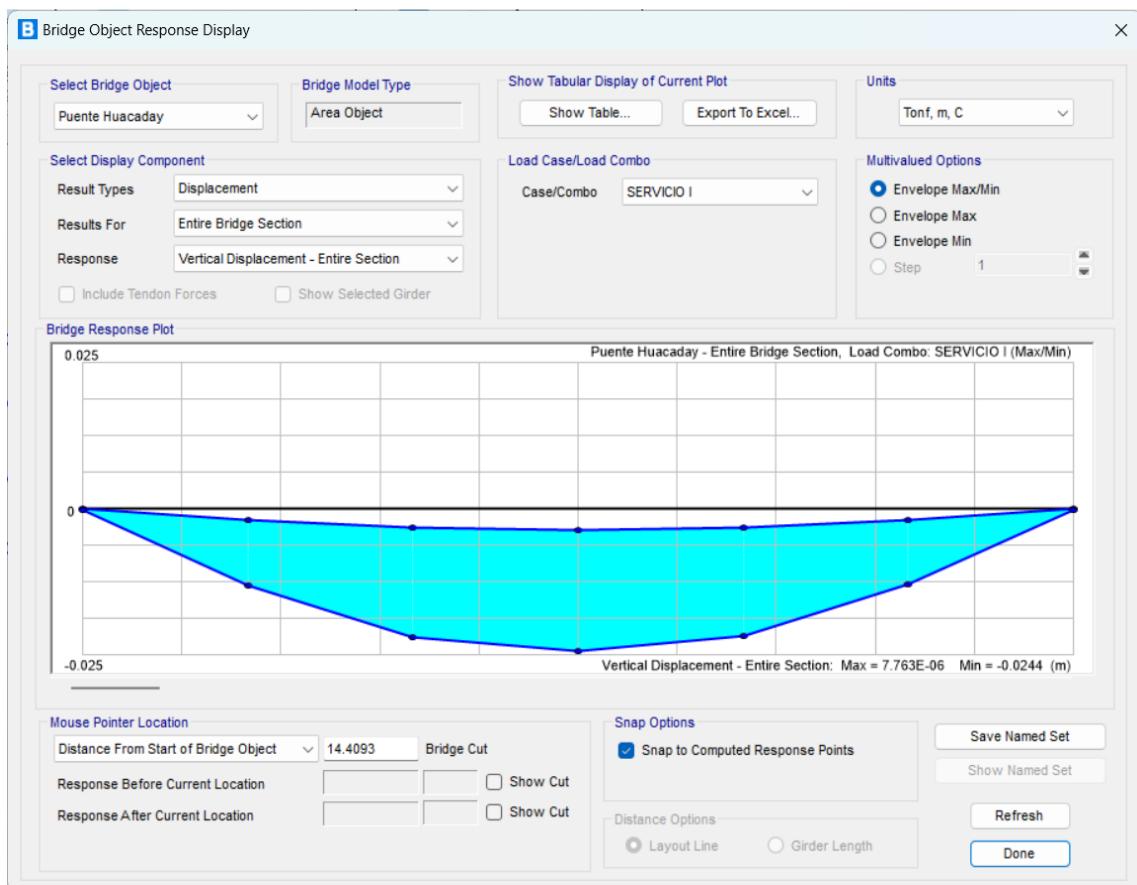


Figura 89. Vista General del Resultado de Desplazamiento e incidencia en la rodadura metálica para Servicio I, según AASTHO LRFD 2017.

$$\Delta_{\text{máx}} = -0.0249 \text{ m}$$

En la figura 90, se observa que, bajo cargas vehiculares, el valor límite es 0.0229 m, y se compara con $u_3=0.0214$ m. Concluyéndose que, bajo cargas vehiculares, la deflexión máxima del puente modular si está dentro del rango permisible.

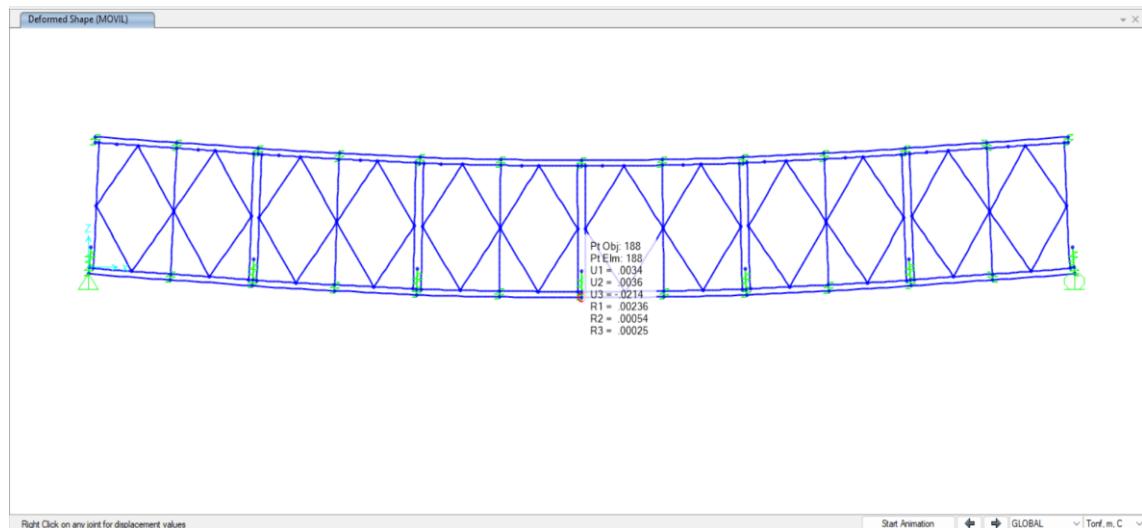


Figura 90. Deformación del nudo más crítico, ante cargas vehiculares.

$$\Delta_{\max} = -0.0214 \text{ m}$$

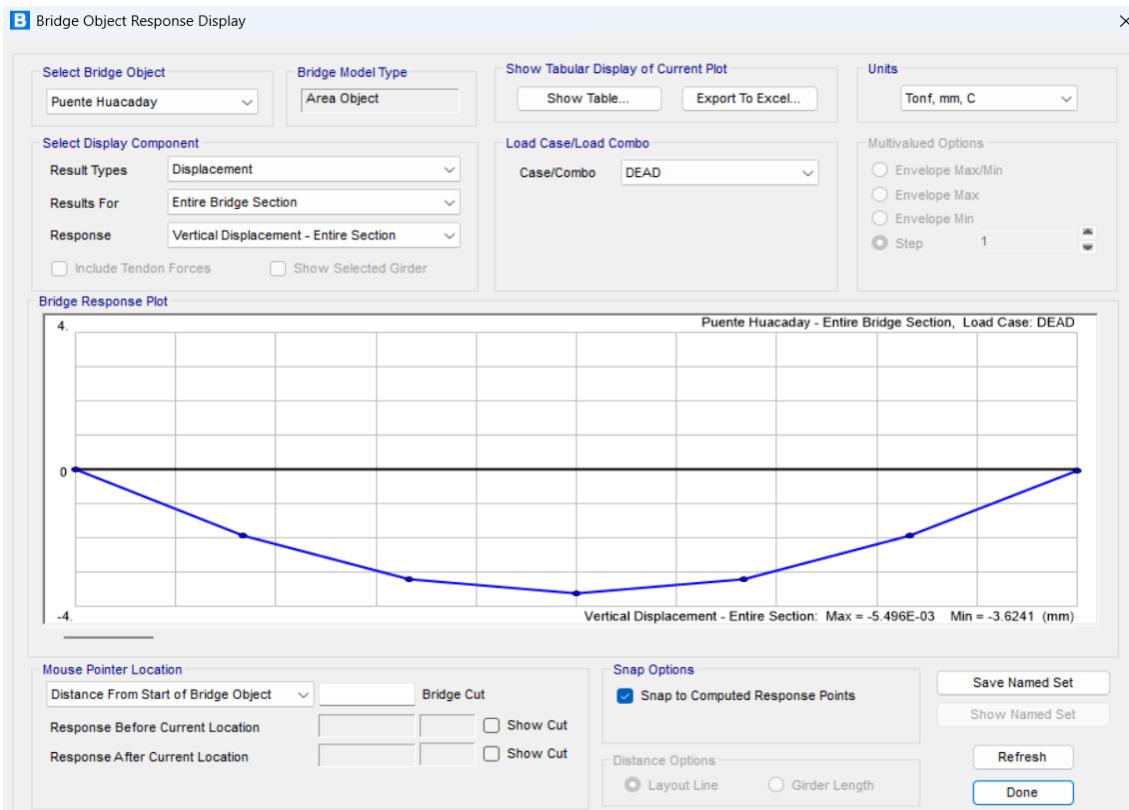


Figura 91. Vista General del Desplazamiento obtenido, para Carga Muerta.

$$\Delta_{\max} = -0.0036 \text{ m}$$

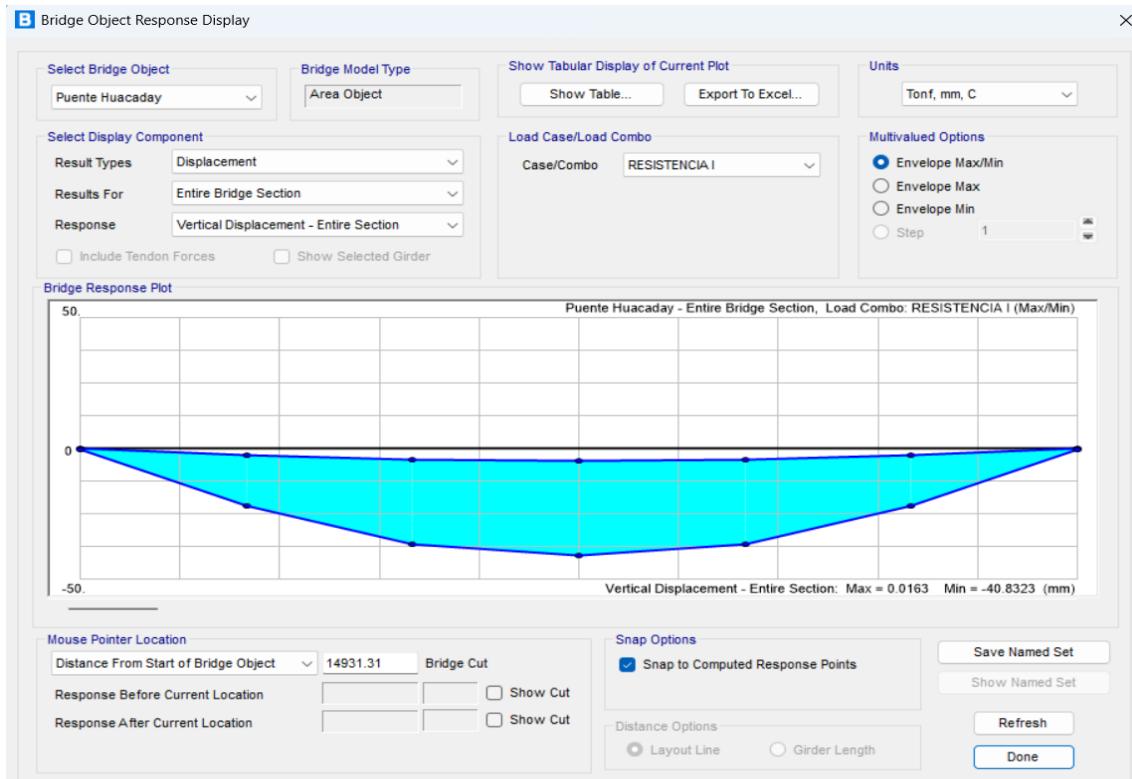


Figura 92. Desplazamiento obtenido, para Resistencia I, según AASHTO LRFD 2017.
 $\Delta_{\text{máx}} = -0.0408 \text{ m}$

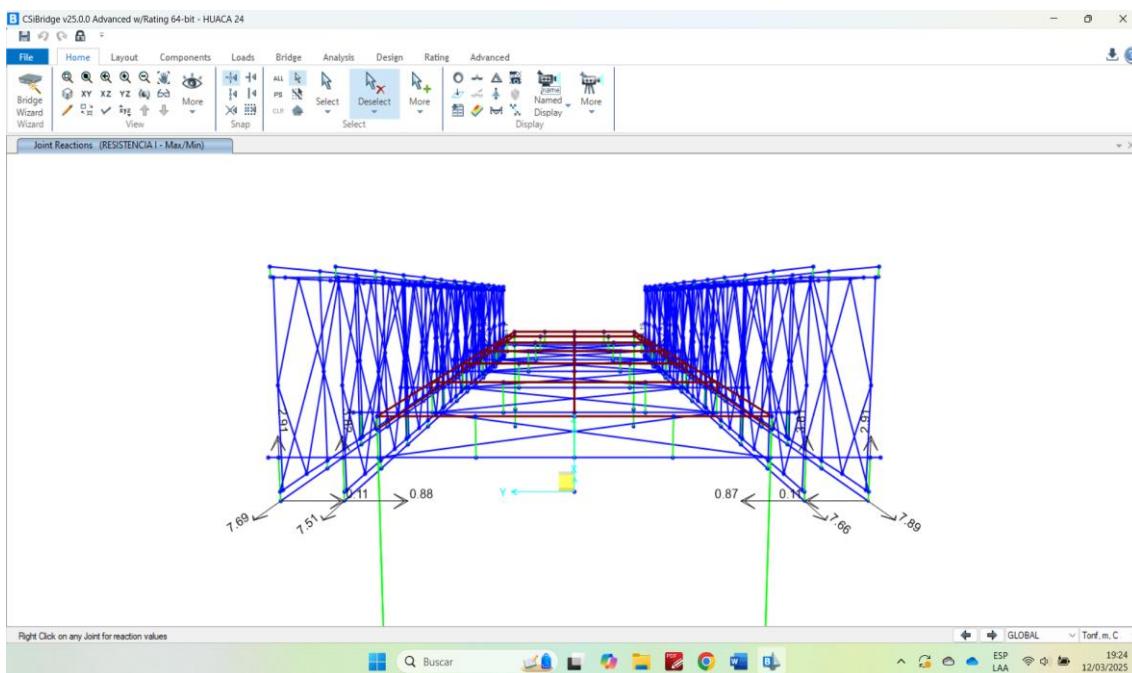


Figura 93. Valores de Fuerza Axial a lo largo de los apoyos (no tienen incidencia, no existe efecto en los apoyos)

MOMENTOS RESULTANTES

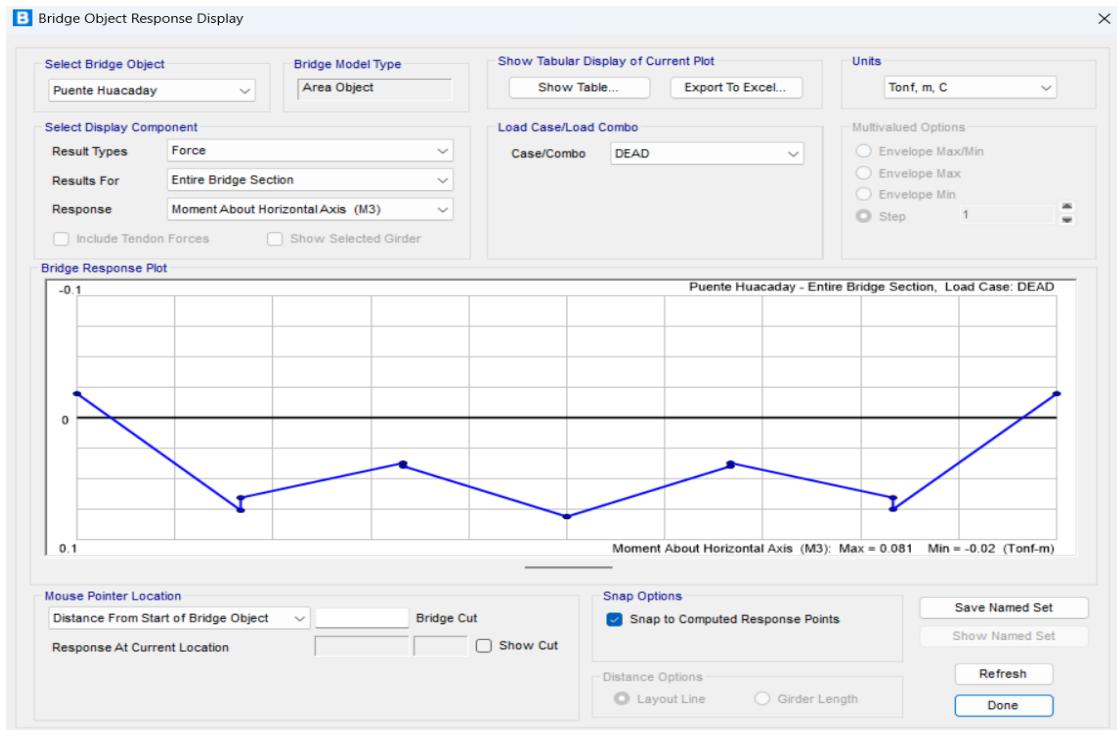


Figura 94. Momento flector bajo carga muerta, del puente modular.
Mmáx = 0.081 Tonf - m

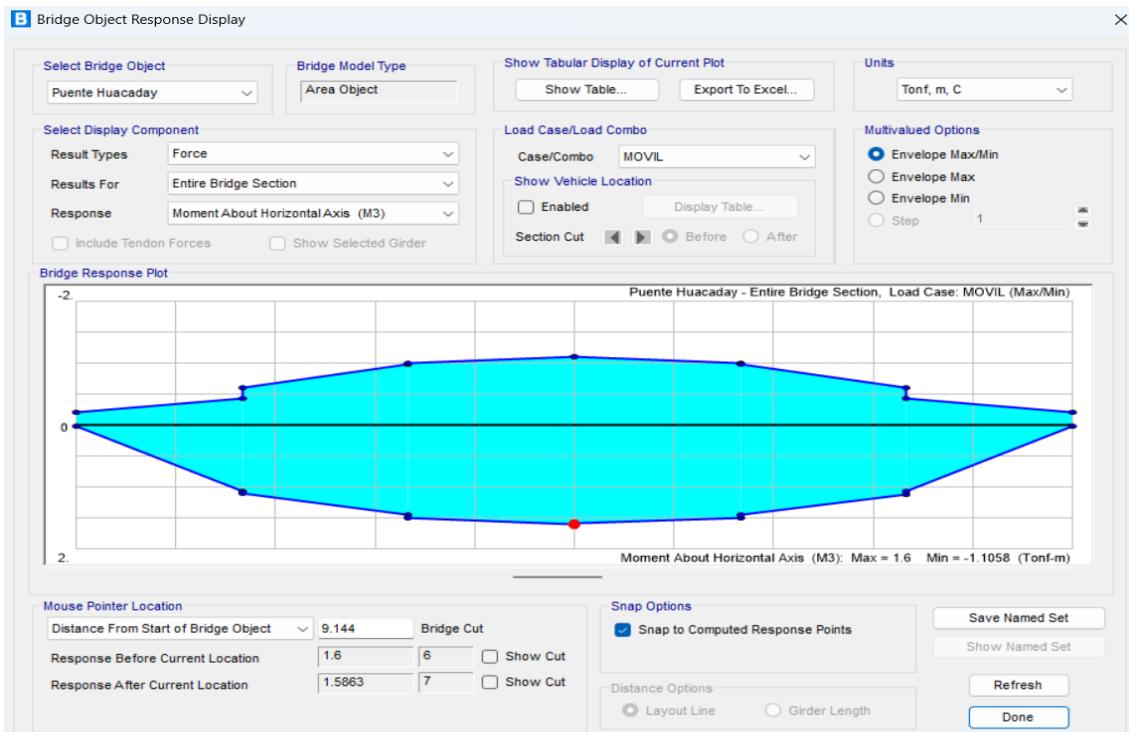


Figura 95. Momento flector bajo carga viva, del puente modular.
Mmáx = 1.6 Tonf - m

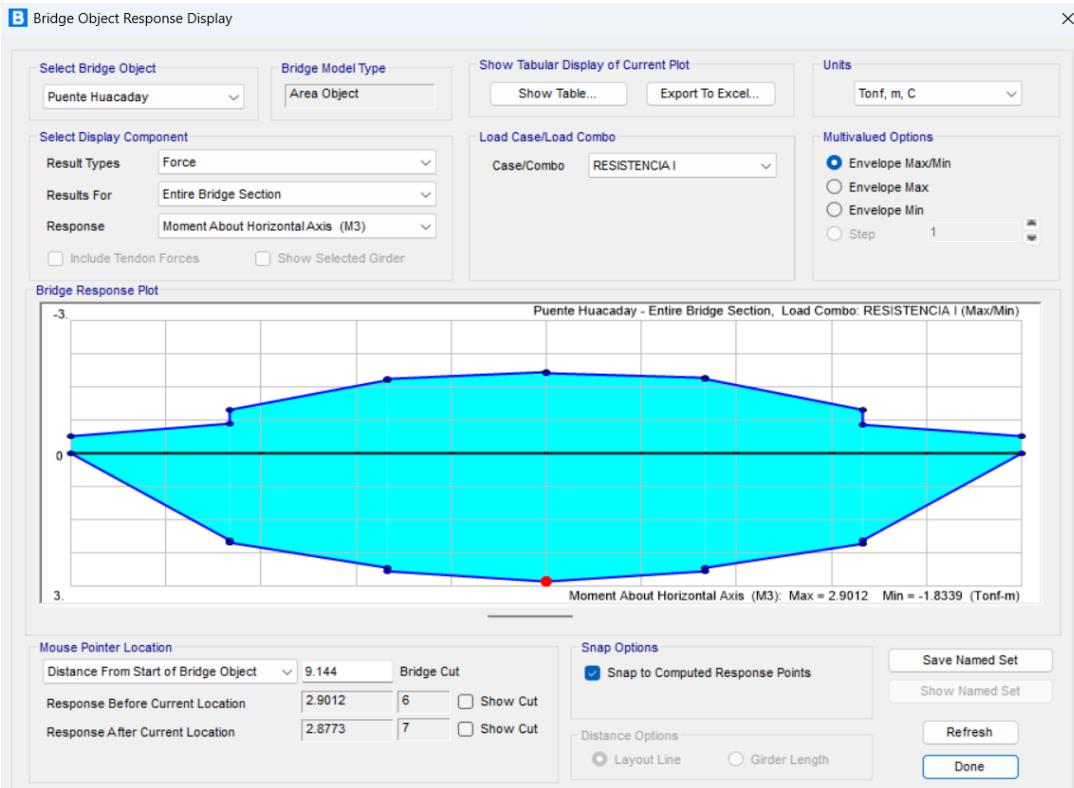


Figura 96. Momento flector bajo RESISTENCIA I, del puente modular.
Mmáx = 2.9 Tonf - m

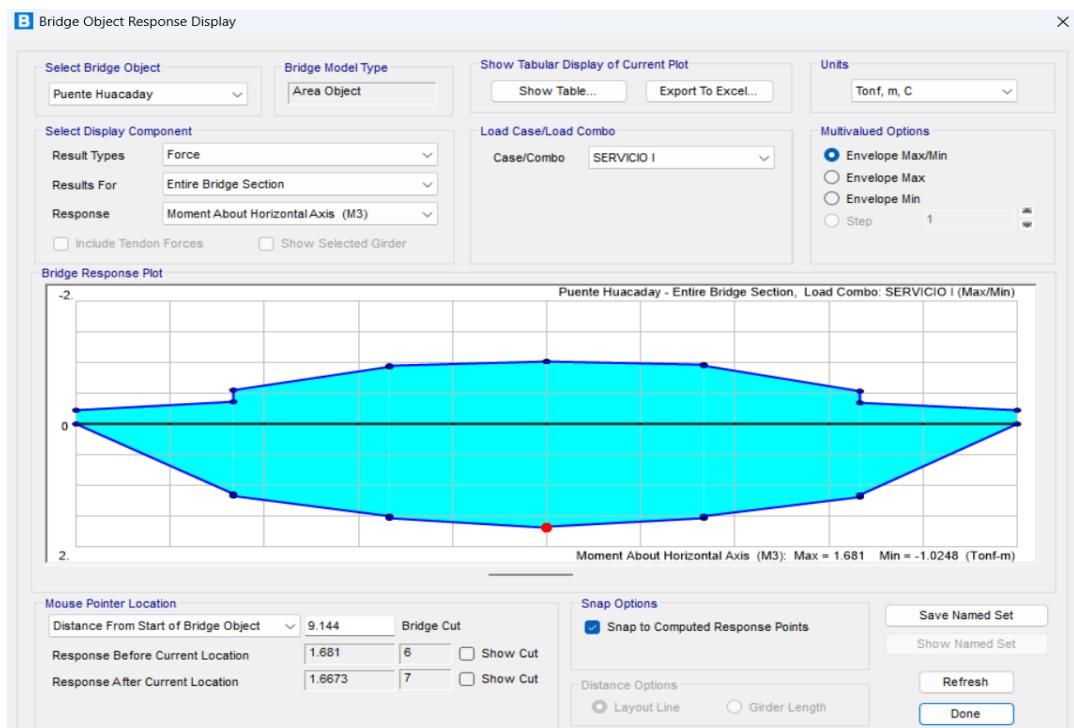


Figura 97. Momento flector bajo SERVICIO I, del puente modular.
Mmáx = 1.681 Tonf – m

FUERZAS CORTANTES RESULTANTES

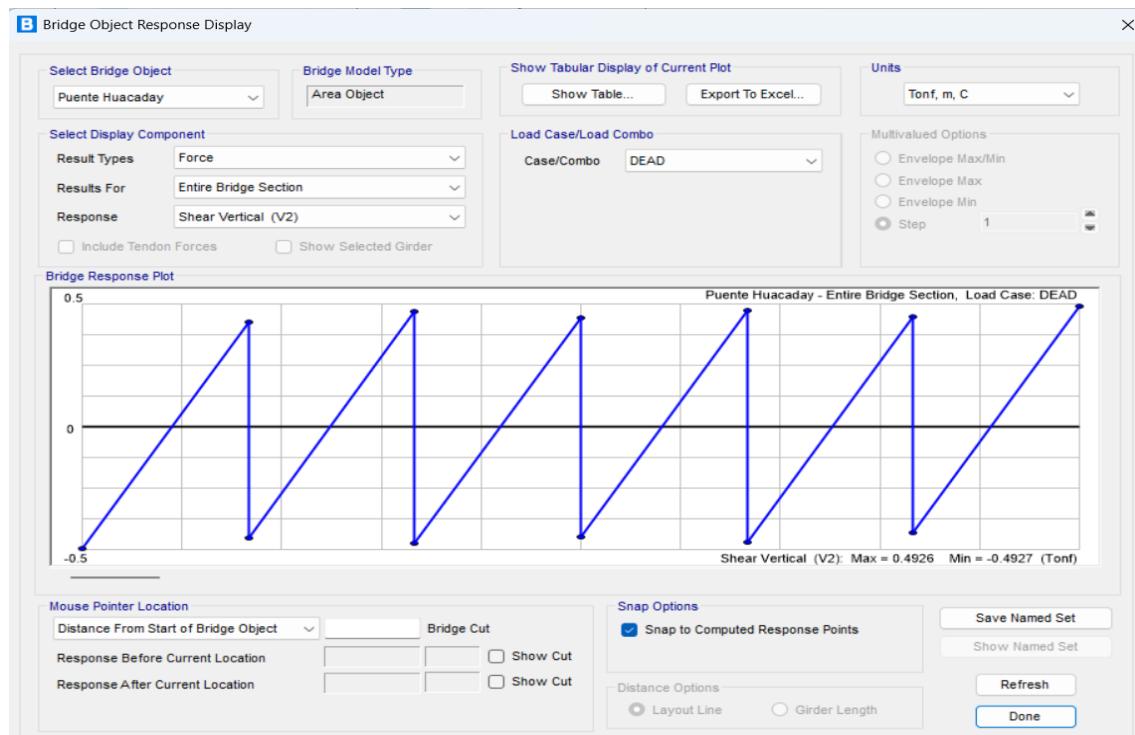


Figura 98. Fuerza cortante bajo carga muerta, del puente modular.
Vmáx = 0.4926 Tonf

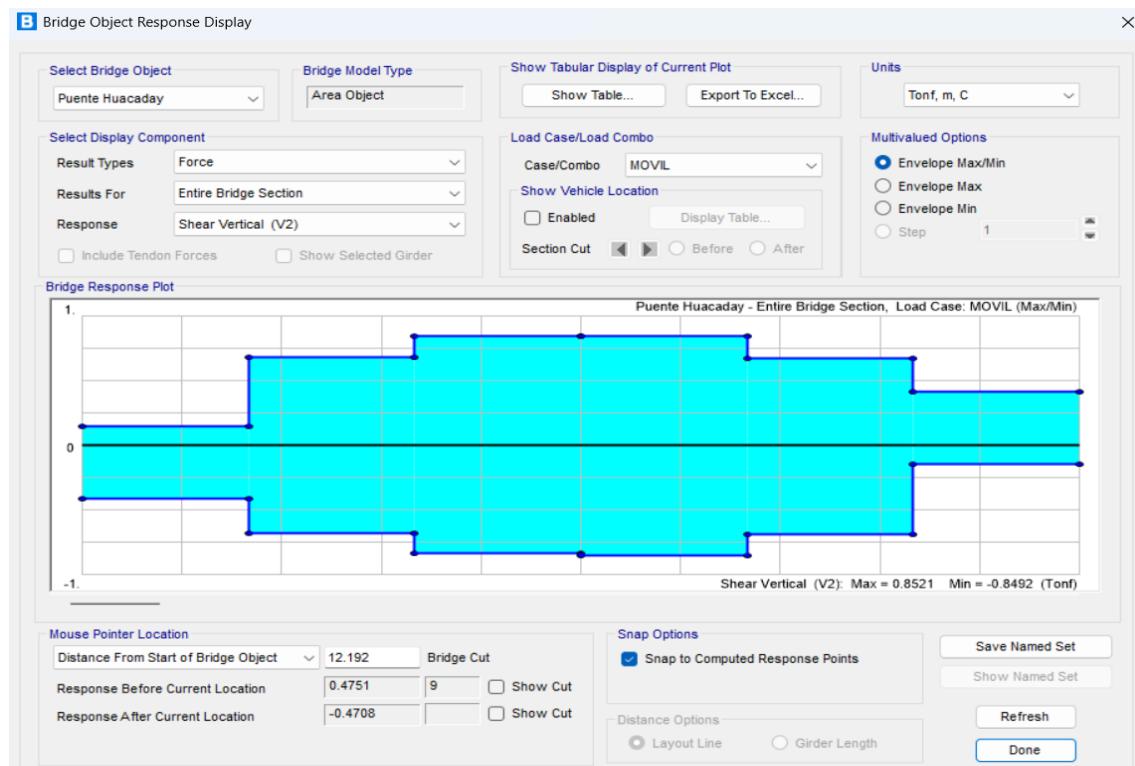


Figura 99. Fuerza cortante bajo carga viva, del puente modular.
Vmáx = 0.8521 Tonf

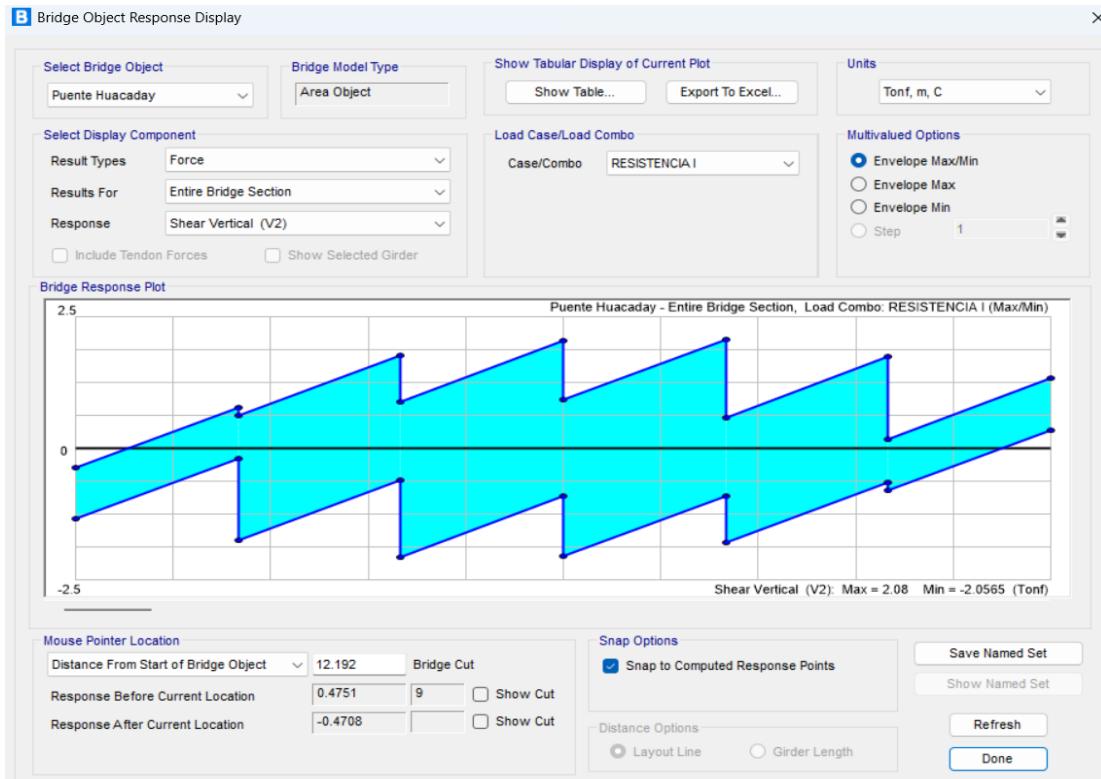


Figura 100. Fuerza cortante bajo RESISTENCIA I, del puente modular.
Vmáx = 2.08 Tonf

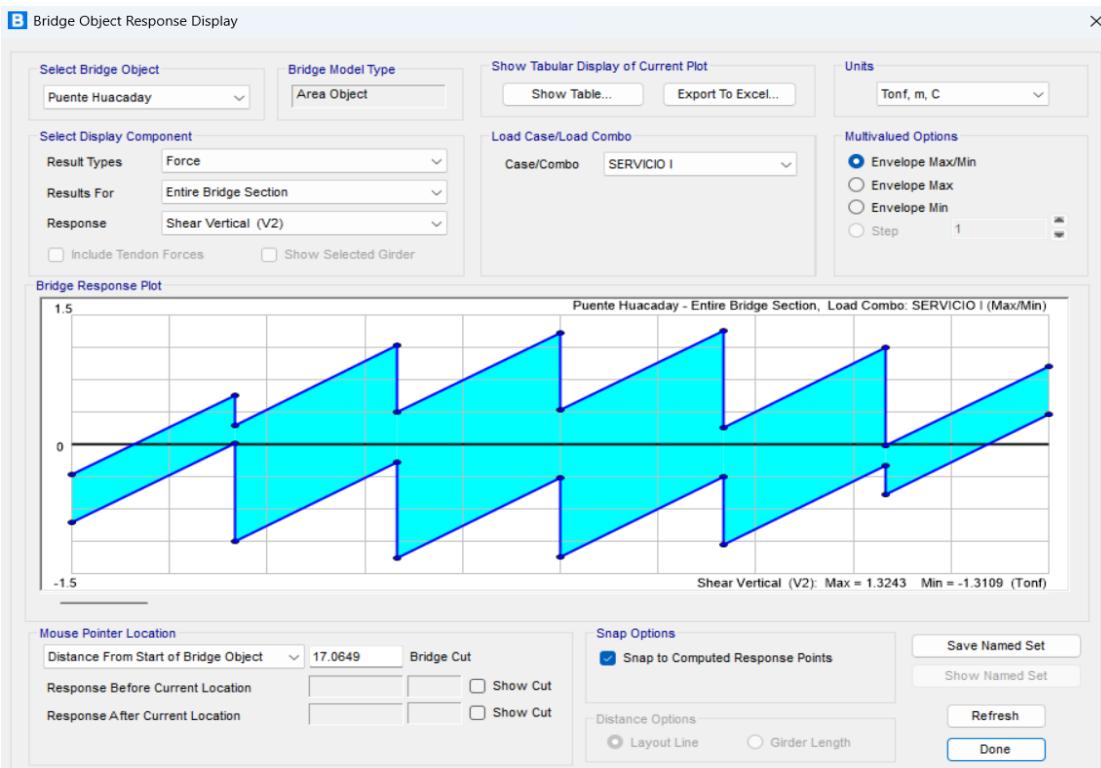


Figura 101. Fuerza cortante bajo SERVICIO I, del puente modular.
Vmáx = 1.3243 Tonf

4.2.12. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PUENTE MODULAR

F) Datos del Puente Modular

Tipo: DSR2 Acrow

Material:

- ASTM A572 Gr60
- $f_y = 230$ Mpa (Esfuerzo de fluencia)
- $E_c = 206000$ Mpa (Modulo de elasticidad del acero)

G) Cargas utilizadas

Carga viva:

- Sobrecarga vehicular de diseño: HL-93
- Especificaciones de diseño del puente: AASHTO LRFD
- Sobrecarga vehicular de verificación: HL-93
- Especificaciones de verificación del puente: AASHTO LRFD
- Especificaciones de evaluación del puente: AASHTO LRFR

Tabla 10. Tabla de demandas y capacidades del puente modular según Manual Acrow

4.2 m Ancho de Calzada – Sin Pasarela

Capacidad residual de Momento y Cortante Acrow

Carga Viva: 1 Carril HL - 93

Luz (m)	Configuración	Capacidad		Carga Muerta _(DC+DW)		Carga Viva _(LL)		Capacidad Residual	
		M (kN-m)	V (kN)	M (kN-m)	V (kN)	M (kN-m)	V (kN)	M (kN-m)	V (kN)
15.24	DS	9,239	2,135	484.5	127.2	3,503.8	1,043.3	5,250.2	964.6
18.29	DS	9,239	2,135	697.9	152.6	4,604.2	1,111.4	3,936.4	871.1
21.34	DS	9,239	2,135	950.1	178.1	5,758.9	1,170.6	2,529.6	786.4
24.38	DS	9,239	2,135	1,240.0	203.5	6,957.0	1,223.9	1,041.5	707.8
27.43	DSR2	19,335	2,135	1,780.7	259.7	8,228.2	1,272.8	9,326.4	602.7
30.48	DSR2	19,335	2,135	2,198.8	288.6	9,553.6	1,320.2	7,582.9	526.4
33.53	DSR2	19,335	2,135	2,660.8	317.4	10,933.3	1,364.7	5,741.2	453.1
36.58	DSR2	19,335	2,135	3,166.9	346.3	12,367.2	1,407.6	3,801.2	381.2
39.62	TSR2	23,561	2,593	4,259.2	430.0	13,855.4	1,449.1	5,446.8	714.2
42.67	TSR3	29,004	3,203	5,193.5	486.9	15,397.8	1,490.6	8,412.4	1,225.3
45.72	TSR3	29,004	3,203	5,962.5	521.7	16,994.4	1,530.6	6,046.8	1,150.4
48.77	DDR1	28,358	2,362	6,931.0	568.5	18,645.2	1,570.6	2,782.1	222.9
51.82	DDR1	28,358	2,362	7,825.0	604.0	20,350.3	1,609.2	183.0	148.8
54.86	DDR2	38,672	3,203	9,188.6	670.0	22,109.6	1,649.2	7,373.8	883.5
57.91	DDR2	38,672	3,203	10,238.7	707.2	23,923.1	1,687.7	4,510.1	807.8
60.96	DDR2	38,672	3,203	11,345.6	744.5	25,790.9	1,724.8	1,535.4	733.4

H) Ecuación de capacidad de carga

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} * DC - \gamma_{DW} * DW \pm \gamma_P * P}{\gamma_L * (LL + IM)}$$

Donde:

- RF = Factor de relación.

- γ_{DC} = Factor de carga LRFD para el peso de los componentes estructurales.
- γ_{DW} = Factor de carga LRFD para el peso de la superficie de desgaste.
- γ_P = Factor de carga LRFD para las cargas permanentes diferentes al peso propio.
- C = Capacidad resistente de la estructura.
- DC = Peso propio de los componentes estructurales.
- DW = Peso de la superficie de desgaste.
- LL + IM = Sobrecarga vehicular.

Factores de la capacidad resistente de la estructura

$$C = (\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n$$

- $\varphi_c = 1$ ----- factor de condición estructural: buena
- $\varphi_s = 0.85$ ----- factor de sistema o tipo de superestructura: puente modular
- $\varphi = 1$ ----- factor de resistencia a la flexión y corte en estructuras de acero
- $\gamma_{DC} = 1.25$
- $\gamma_{DW} = 1.5$
- $\gamma_L = 1.75$

Según la metodología de Capacidad por Factores de Carga y Resistencia (LRFR) se calculará el factor de relación RF que predice la capacidad estructural de la superestructura del puente.

I) Resumen de resultados

Demandas:

Momento flector		Fuerza cortante	
DC (carga muerta) Tonf – m	LL+IM (HL-93) Tonf – m	DC (carga muerta) Tonf	LL+IM (HL-93) Tonf
71.14	469.34	15.55	113.29

Resistencia:

Momento flector (Tonf-m)	Fuerza cortante (Tonf)
1970.95	217.63

J) Cálculo de valores RF

Según las especificaciones AASHTO LRFD, los factores utilizados para el cálculo del RF serán:

RF (Factor de Capacidad)	
Momento Flector	Fuerza Cortante
3.42	1.50

Según El Manual para Evaluación de Puentes (The Manual for Bridge Evaluation - 2018), se tiene las siguientes clasificaciones por carga y resistencia, se observa que los factores de capacidad obtenidos tanto para momento flector como para fuerza cortante, en el puente modular de la presente investigación, son mayores que 1, por lo tanto el puente está en óptimas condiciones.

4.3. DISCUSION DE RESULTADOS

Hipótesis

Considerando cargas de serviciabilidad y categoría vial comunes, la superestructura de un puente modular es más eficiente en su comportamiento estructural, pero más costoso económicamente, con respecto a la superestructura de un puente viga losa de concreto armado.

Respuesta a la Hipótesis

- Comportamiento Estructural de los puentes

Tabla 11. Parámetros del comportamiento estructural de los puentes

Condición de carga	Parámetro estructural	Puente viga losa de concreto armado	Puente modular
Estado Límite Servicio	Deflexión (m)	0.018900	0.024900
	Momento flexionante (Tonf – m)	557.788900	1.681000
	Fuerza cortante (Tonf)	127.944900	1.324300
Carga vehicular	Deflexión (m)	0.007729	0.021400
	Momento flexionante (Tonf – m)	225.174000	1.600000
	Fuerza cortante (Tonf)	53.967300	0.852100
Carga muerta	Deflexión (m)	0.009547	0.003600
	Momento flexionante (Tonf – m)	285.719500	0.081000
	Fuerza cortante (Tonf)	63.584100	0.492600
Factor de capacidad	RF por Momento Flector	0.810000	3.420000
	RF por Fuerza Cortante	0.830000	1.500000

De la tabla 11, se observa que en **estado límite de servicio y bajo carga vehicular**, el puente viga losa de concreto armado se deforma menos que el puente modular, es decir, las deflexiones del puente viga losa de concreto armado son menores que las deflexiones del puente modular; **siendo así más rígido el puente viga losa de concreto armado que el puente modular**.

Además, bajo **peso propio**, el puente viga losa de concreto armado presenta mayor deformación que el puente modular, puesto que el puente modular es fabricado de acero estructural y es más liviano que un puente convencional de concreto armado.

Concerniente al factor de capacidad de carga, el puente modular es más eficiente, en momento flexionante y en fuerza cortante, que el puente viga losa de concreto armado.

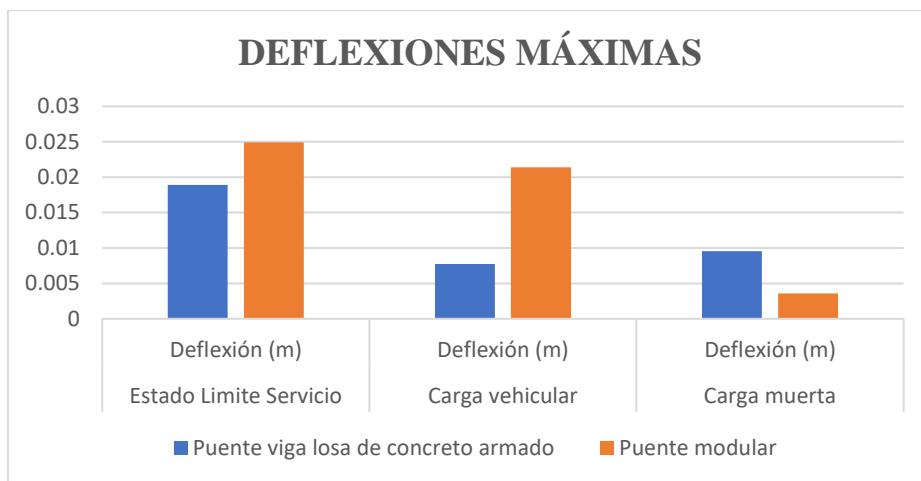


Figura 102. Deflexiones máximas producidas en los puentes

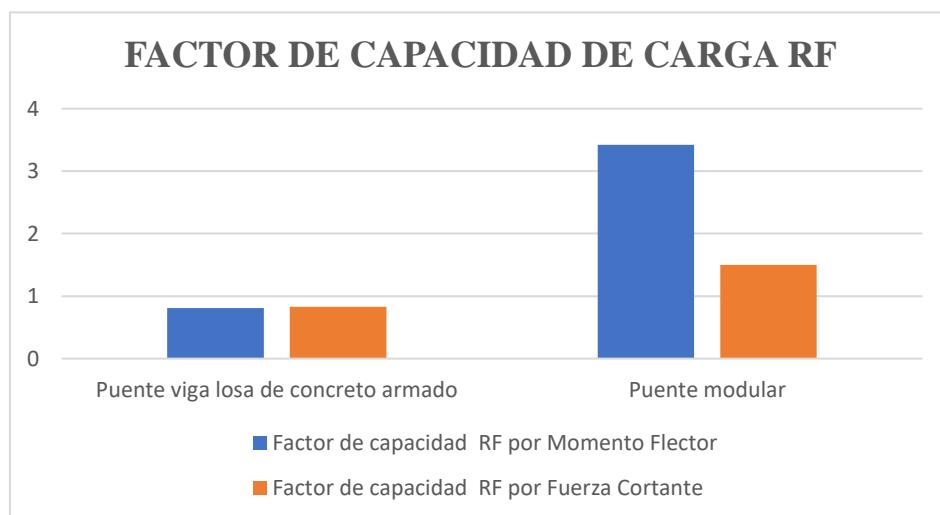


Figura 103. Factores de Capacidad de Carga (RF) de los Puentes

- Costo para la ejecución de puentes

Tabla 12. Resultados del Costo de Ejecución de los puentes viga losa de concreto armado y modular

	Puente viga losa de concreto armado	Puente modular
Costo de ejecución	S/ 169,063.87	S/ 406,164.00
Diferencia de costo	S/ 237,100.13	

De la tabla 12, se observa que el puente modular presenta mayor costo de ejecución que el puente viga losa de concreto armado. Así, se tiene que el importe para la ejecución del puente viga losa de concreto armado es de S/ 169,063.87, mientras que el costo de ejecución del puente modular es de S/ 406,164.00. Siendo el costo de ejecución del puente modular S/ 237,100.13 mayor al costo de ejecución del puente viga losa de concreto armado.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Para el análisis de comparación del comportamiento estructural, se obtuvieron los principales parámetros: las deflexiones que se obtienen por carga viva (camión HL-93), carga muerta y estado límite de servicio, y además el cálculo del factor de capacidad de carga RF. En base a los resultados para la deflexión por carga viva, el puente viga losa de concreto armado se muestra el desplazamiento vertical de 0.007729 m en el centro de luz, y el puente modular presenta un desplazamiento vertical de 0.0214 m en el centro de luz. Esto quiere decir que la superestructura del puente de concreto armado tiene mayor rigidez a flexión, bajo igual carga vehicular, que la superestructura del puente modular. En lo que respecta a la deflexión por carga muerta, el puente viga losa de concreto armado expone un desplazamiento vertical de 0.009547 m en el centro de luz, y el puente modular muestra un desplazamiento vertical de 0.0036 m en el centro de luz. Esto quiere decir que la superestructura del puente de concreto armado tiene menor rigidez a flexión, por peso propio, en comparación a la superestructura del puente modular. Respecto a la deflexión al estado límite de servicio, el puente viga losa de concreto armado presenta un desplazamiento vertical de 0.0189 m en el centro de luz, y el puente modular presenta un desplazamiento vertical de 0.0249 m en el centro de luz. Esto quiere decir que la superestructura del puente de concreto armado es más rígido a flexión, por estado límite de servicio, que la superestructura del puente modular. En lo que respecta al factor de capacidad de carga RF prevista en relación al momento flector, el puente viga losa de concreto armado presenta un factor con capacidad de 0.81, y el puente modular presenta un factor de capacidad de 3.42. Esto quiere decir que la superestructura del puente de concreto armado tiene menor capacidad resistente prevista a flexión, que la superestructura del puente modular. En lo que respecta al factor de capacidad de carga RF prevista en relación a fuerza cortante, el puente viga losa de concreto armado presenta un factor de capacidad de 0.83, y el puente modular presenta un factor de capacidad de 1.50. Esto quiere decir que la superestructura del puente de concreto armado también tiene menor capacidad resistente prevista a flexión que la superestructura del puente modular.
- Calculando los costos de ejecución de cada tipo de puente, se determinó que la superestructura del puente modular es S/ 237,100.13 más costoso que la superestructura del puente viga losa de concreto armado.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se sugiere realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente modular con respecto a un puente viga losa de concreto armado, ubicado en una vía esencial.
- Se recomienda investigar el comportamiento estructural del puente modular y de un puente viga losa de concreto armado, tanto de la superestructura como de la subestructura.
- Se recomienda realizar investigaciones con respecto al análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente modular frente a un puente viga losa de concreto armado, para más de un tramo, considerando análisis sísmico.
- Se recomienda a las entidades públicas, considerar los puentes modulares en caminos vecinales y/o de bajo nivel de tránsito, para cubrir luces menores, por su eficiente capacidad de carga ante cargas vehiculares.

REFERENCIAS

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. SI Units. 4th Edition. 2007.
- AASHTO. The Manual for Bridge Evaluation 2018
- ABAD, JORGE. El Niño: 242 PUENTES SE CAYERON Y EL 70% POR ESTAR MAL DISEÑADO. Seminario de defensa rivereñas y control de inundaciones. San Isidro, 2017.
- A.M Agredo Chávez, S.J Sarmiento Nova, A. Viviescas Jaime. (2016) Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto presforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente La Parroquia vía La Renta - San Vicente de Chucurí.
- Aranis, César. Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado, Método AASHTO – LRFD. Ed. Estudiantes ACI de la UNI (Lima), 2006.
- Barrantes Troyes, Francisco. (2017). Análisis de la Vulnerabilidad Estructural del Puente de la Av. Pakamuros de la Ciudad de Jaén – Cajamarca
- Cabello Carlos, Catherine y Gonzales Martel, Edwin. (2021). Comportamiento Estructural de un Puente en Arco con Tablero Superior ante la Variación de la Relación flecha/luz del Puente - Huánuco 2021. Universidad Nacional Hermilio Valdizan.
- Cabezas Velastegui, Cristian Fabián y Zapata Gómez, Silvia Maribel. (2018). Evaluación, desmontaje y reubicación de un puente tipo Bailey, sobre el río Córdova, con diseño de infraestructura, ubicado en la parroquia de Chugá, cantón de Pimampiro, en la provincia de Imbabura. Universidad Central del Ecuador. Quito, Ecuador.
- Cain y Arcos. (2016). Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamote-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación.
- Csi.Computers & Structures [en línea]. [Consultado 18 de Diciembre de 2024]. Disponible en: <https://www.csiamerica.com/products/csibridge>
- Diaz, J. (2018). Deformaciones Producidas en el Puente Vehicular Motilones – Moyobamba – San Martin De 163.00 M De Luz, Considerando la Estructura Real y el Modelo Analítico (tesis pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Flores Huamán, Máximo. (2022). Evaluación y diseño estructural, rehabilitación del puente Bailey Huaycoloro, autopista Ramiro Prialé, distritos Lurigancho-San Juan de Lurigancho, Lima. Universidad Cesar Vallejo.

GARCÍA, Mario. Metodología para la inspección y mantenimiento de puentes de emergencia tipo Bailey, Tesis (Título en Ingeniería Civil). Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad en Ingeniería, 2014. 156pp.

Gómez Medrano P.J. y Moreno Gráu. (2018). Evaluación del puente Chuquicara, distrito de Macate, Ancash - propuesta de solución – 2018. Tesis (Ingeniero Civil). Chimbote. Universidad Cesar Vallejo.

Limache Flores, José N. (2019). Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural entre un Puente Extradosado y un Puente Atirantado de 220 metros de luz. Universidad Ricardo Palma.

LOAIZA, Vanessa. Puentes temporales se vuelven eternos porque son más baratos [en línea]. La Nación: Castella, Guatemala, 9 de Julio de 2012. [Fecha de consulta:23 de Febrero de 2024].

Macro, E. e. (2010). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Macro E.I.R.L.

Manual Técnico Acrow 700 XS Puente de Panel – Acrow Bridge Tercera Edición 2009

Martín, A. (2019). Estudio paramétrico del comportamiento estructural de puentes arco (tesis de pregrado). Universidad de Sevilla, Sevilla, España.

Millán Pérez, Luis J. (2013). Análisis del Comportamiento en Servicio de los Puentes de Fabrica ante las Nuevas Condiciones de Explotación. Universidad Politécnica de Madrid.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2018). Manual de diseño de puentes, directiva N° 19 - 2018 - MTC/14. Lima: MTC.

PERUVIAS. Puentes modulares, estructuras para la conectividad. Revista de puentes, (12), 2017.

RD N° 1069 -2010 –MTC/20 del 14 de octubre del 2010, Instructivo para la atención de emergencias viales en la red vial Nacional del Proyecto Nacional de transporte nacional – Proviñas Nacional.

Reglamento Nacional de Vehículos 2003. MTC

Rodríguez Serquén, Arturo. (2017). Puentes con AASHTO - LFRD 2014 (7th edition). Lima: s.n., 2017. ISBN: 9786124697494.

Rumiche, Mogollón P.V. (2018). Instalación de puente modular provisional Contumazá. trabajo de suficiencia profesional (Ingeniero civil). Piura. Universidad de Piura.

Rodríguez Hinostroza, Marilia K. (2019). Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017. Universidad Continental.

Santiago G. Análisis y Diseño de la Superestructura de un Puente Viga–Losa de Concreto Armado de 20 metros de Longitud Según las Normas de AASHTO-LRFD, Mediante la Aplicación del Software Csi Bridge, Guatemala mayo-2015.

ANEXO 01. DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

A.1. DISEÑO DEFINITIVO DE VIGAS PRINCIPALES:

PARÁMETROS DE DISEÑO:

MODIFICADORES:

- Ductilidad: $\eta_D = 1.05$ (Fuente: AASHTO y Manual de Puentes del MTC 2018)
- Redundancia: $\eta_R = 1.05$ (Fuente: AASHTO y Manual de Puentes del MTC 2018)
- Importancia: $\eta_L = 0.95$ (Fuente: AASHTO y Manual de Puentes del MTC 2018)

Modificador final: $\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_L = 1.047$

FACTORES DE MINORACIÓN:

- Flexión: $\phi_f = 0.9$ (Fuente: Manual de Puentes del MTC 2018) (5.7.2.1. AASHTO)
- Corte y Torsión: $\phi_c = 0.9$ (Fuente: para concreto de densidad normal según Manual de Puentes del MTC 2018)

FACTORES DE AMPLIFICACION PARA ESTADO LIMITE RESISTENCIA I:

- Carga muerta : $\Gamma_{DC} = 1.25$ (Según AASHTO LRFD)
- Carga de asfalto: $\Gamma_{DW} = 1.50$ (Según AASHTO LRFD)
- Carga móvil : $\Gamma_{LL} = 1.75$ (Según AASHTO LRFD)

MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO PARA ESTADO LIMITE RESISTENCIA I

Momento Ultimo: $M_u = \eta \cdot (\Gamma_{DC} \cdot M_{DC} + \Gamma_{DW} \cdot M_{DW} + \Gamma_{LL} \cdot M_{LL})$

$$M_u = 429.7089 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

Cortante Ultimo: $V_u = \eta \cdot (\Gamma_{DC} \cdot V_{DC} + \Gamma_{DW} \cdot V_{DW} + \Gamma_{LL} \cdot V_{LL})$

$$V_u = 109.1227 \text{ Tonf}$$

DATOS DE LA SECCION DE VIGA PRINCIPAL

- Ancho superior : $b_f = 2.585 \text{ m}$
- Espesor de la losa superior : $t_f = 0.25 \text{ m}$
- Ancho inferior : $b_w = 0.60 \text{ m}$
- Peralte total : $h = 1.35 \text{ m}$
- Peralte efectivo para momento positivo: $d = (h - 0.17) \text{ m}$
- Distancia al centro del acero superior : $d' = 0.065 \text{ m}$
- Recubrimiento inferior : $r = 0.05 \text{ m}$
- Recubrimiento superior : $r' = 0.05 \text{ m}$

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES POR FLEXION:

REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN:

Cálculo del momento de agrietamiento:

- Centroide e Inercia de la sección bruta de la viga Tee:

$$Y_t = \frac{b_f \cdot t_f \cdot \left(h - \frac{t_f}{2}\right) + b_w \cdot \frac{(h - t_f)^2}{2}}{b_f \cdot t_f + b_w \cdot (h - t_f)} = 0.8839 \text{ m}$$

$$I_g = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(Y_t - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - t_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - t_f) \cdot \left(Y_t - \frac{(h - t_f)}{2}\right)^2 = 0.2187 \text{ m}^4$$

- Módulo de ruptura para el concreto:

$$f_r = 0.24 * \text{ksi} * \sqrt{\frac{f'_{c1}}{\text{ksi}}} = 33.6777 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Momento de agrietamiento positivo:

$$M_{cr} = 1.1 * \frac{f_r * I_g}{Y_t} = 91.6602 \text{ Tonf-m}$$

- Momento ultimo:

$$\phi M_{n1} = M_{cr} = 91.6602 \text{ Tonf-m}$$

- Área de acero requerido:

$$\lambda = \frac{0.85 * f'_{c1} * b_f * d}{f_y} = 1728.5033 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo positivo:

$$A_{smin1} = \lambda \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \phi M_{n1}}{\phi_f \cdot \lambda \cdot f_y \cdot d}}\right) = 20.6734 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo inferior:

$$A_{s'} = 4 \cdot \#8 = 20.268 \text{ cm}^2$$

ACERO INFERIOR COLOCADO:

Distancia:

Área de acero:

Altura del bloque en comprensión:

$$X_s = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 1.000 \\ 3.048 \\ 5.096 \\ 6.096 \\ 9.144 \end{bmatrix} \text{ m} \quad A_{sc} = \begin{bmatrix} 7. \#8 \\ 7. \#8 \\ 13. \#8 \\ 17. \#8 \\ 19. \#8 \\ 19. \#8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 35.469 \\ 35.469 \\ 65.871 \\ 86.139 \\ 96.273 \\ 96.273 \end{bmatrix} \text{ cm}^2 \quad a_{ci} = \frac{A_{sc} * f_y}{0.85 * f'_{c1} * b_f} \quad a_c = \begin{bmatrix} 2.421 \\ 2.421 \\ 4.497 \\ 5.880 \\ 6.572 \\ 6.572 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Se observa que la altura de la losa (25 cm) es mayor que todas las alturas en comprensión calculadas, por lo tanto, la viga de sección Tee se comporta como viga rectangular.

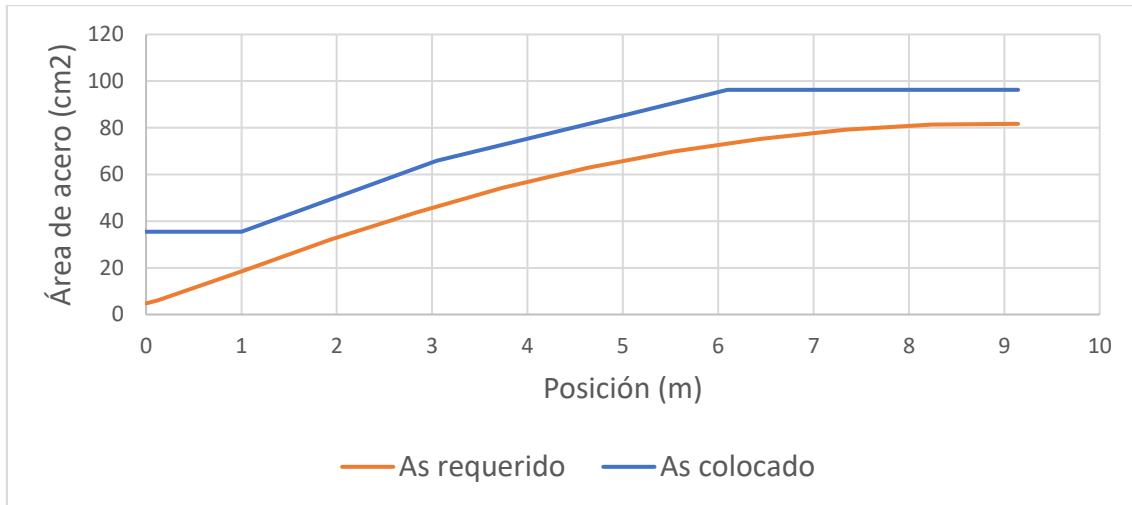


Figura 1. 1. Acero colocado versus acero requerido para viga principal

DESARROLLO DEL REFUERZO PARA FLEXION

Cálculo del corte de acero

- Diámetro de la varilla del bastón:

$$\phi = 1 \text{ in}$$

- Extensión más allá del punto teórico:

$$\lambda = \max\left(15 * \phi, d, \frac{L}{20}\right) = 1.18 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo:

- Longitud de desarrollo:

$$l_d = 2.4 * \phi \cdot \text{in} * \frac{f_y \cdot \text{ksi}}{\sqrt{f'_{c1} \cdot \text{ksi}}} = 71.833877 \text{ in} = 1.825 \text{ m}$$

- Momentos nominales:

$$\phi M_{n_i} = \phi_f \cdot A_{SC_i} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{c_i}}{2}\right) \quad \phi M_n = \begin{bmatrix} 156.58 \\ 156.58 \\ 288.21 \\ 374.64 \\ 417.46 \\ 417.46 \end{bmatrix} \text{ Tonf - m}$$

- Búsqueda del punto de corte teórico:

$$\begin{bmatrix} M_u(1.82) \\ M_u(1.82) \\ M_u(4.02) \\ M_u(6.23) \\ M_u(6.12) \\ M_u(6.12) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 155.90 \\ 155.90 \\ 287.27 \\ 372.42 \\ 369.05 \\ 369.05 \end{bmatrix} \text{ Tonf - m}$$

- Distancia del centro de luz al punto de corte teórico:

$$X_{corte} = \begin{bmatrix} 1.82 \\ 1.82 \\ 4.02 \\ 6.23 \end{bmatrix} \text{ m} \quad L' = \frac{L}{2} - X_{corte} = \begin{bmatrix} 7.324 \\ 7.324 \\ 5.124 \\ 2.914 \end{bmatrix} \text{ m}$$

- Punto de corte final:

$$I' = L' + \lambda = \begin{bmatrix} 8.642 \\ 8.642 \\ 6.304 \\ 4.094 \end{bmatrix} \text{ m} \quad I' = \begin{bmatrix} 9 \\ 9 \\ 7 \\ 5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

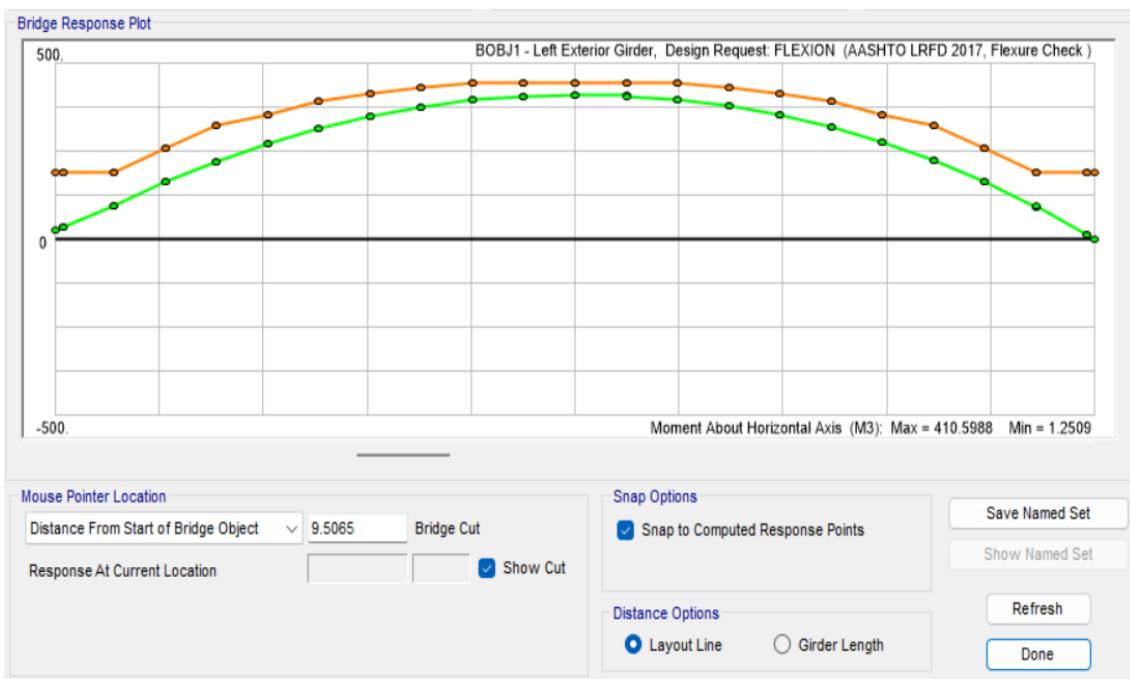


Figura 1. 2. Resistencia a flexión de la viga principal.

Armadura de contracción y temperatura

- Acero por temperatura:

$$A_{Stemp} = \frac{0.0018 * b_w * h}{2 * (b_w + h)} = 3.74 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 3.74 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Espacio libre:

$$s' = h - e_{losa} - 0.15 = 0.95 \text{ m}$$

- Área de acero requerido:

$$A's_{temp} = A_{temp} * s' = 3.553 \text{ cm}^2$$

- Área de acero requerido: 10% $A_{positivo}$:

$$A's_{temp} = 0.1 * 19 * \#8 = 9.63 \text{ cm}^2$$

- Área de acero colocado en las dos caras:

$$A_{lateral} = 6 * \#5 = 11.874 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento máximo:

$$S_{max} = 25 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES POR CORTANTE

Datos del refuerzo transversal:

- Diámetro del estribo:

$$\phi_e = \frac{1}{2} \text{ in}$$

- Área del estribo:

$$A_{sh} = \#4 = 1.267 \text{ cm}^2$$

- Número de ramas:

$$n_r = 2$$

- Cálculo de cortante que resiste el concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_{c1}} * b_w * d = 62.79 \text{ tonf}$$

- La longitud de confinamiento será:

$$L_c = 2 * h = 2.7 \text{ m}$$

- Separación de refuerzo transversal:

$$S_h = 10 \text{ cm}$$

- Estimación de número de estribos en la zona de confinamiento:

$$n_e = \text{redondear} \left(\frac{L_c - 5}{S_h} + 2 \right) = 29$$

- Cálculo de área colocada por cortante:

$$As_v = n_r * As_h = 2.534 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de cortante tomada por los estribos:

$$V_e = \frac{n_r * As_h * f_y * d}{S_h} = 125.585 \text{ Tonf}$$

- Cálculo de cortante nominal:

$$\Phi V_n = \Phi_c * (V_c + V_e) = 169.54 \text{ Tonf}$$

- Cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo:

$$V_{U1} = V_U * d = 71.70 \text{ Tonf}$$

- Verificando cortantes:

$$V_{U1} < \Phi V_n \text{ OK}$$

- Cálculo de área mínima por cortante:

$$As_{vmin} = 0.27 * \sqrt{f'_{c1}} * \frac{b_w * S_h}{f_y} = 0.6454 \text{ cm}^2$$

- Verificando áreas de acero:

$$As_{vmin} < As_v \text{ OK}$$

Entonces del diseño dentro de la zona de confinamiento se tendrá:

Estríbos de $\frac{1}{2}''$: 4 @ 5 cm

25 @ 10 cm

Diseño por corte fuera de zona de confinamiento

- Cálculo de cortante fuera de zona de confinamiento:

$$V_{U2} = V_U * L_c = 78.91 \text{ Tonf}$$

- Separación fuera de la zona de confinamiento:

$$S'_h = 30 \text{ cm}$$

- Cálculo de cortante tomada por los estribos:

$$V'_e = \frac{n_r * As_h * f_y * d}{S'_h} = 41.86 \text{ Tonf}$$

- Cálculo de cortante nominal:

$$\Phi V'_n = \Phi_c * (V_c + V'_e) = 94.19 \text{ Tonf}$$

- Verificando cortante:

$$V_{U2} < \phi V'_{n} \quad \text{OK}$$

- Cálculo de área mínima por cortante:

$$As_{vmin} = 0.27 * \sqrt{f'_{c1}} * \frac{b_w * S'_h}{f_y} = 1.936 \text{ cm}^2$$

- Área colocada por cortante:

$$As_v = n_r * As_h = 2.534 \text{ cm}^2$$

- Verificando áreas de acero:

$$As_{vmin} < As_v \quad \text{OK}$$

Entonces del diseño por corte fuera de la zona de confinamiento se tendrá:

Estriplos de $\frac{1}{2}''$: 5 @ 20 cm

Resto @ 30 cm

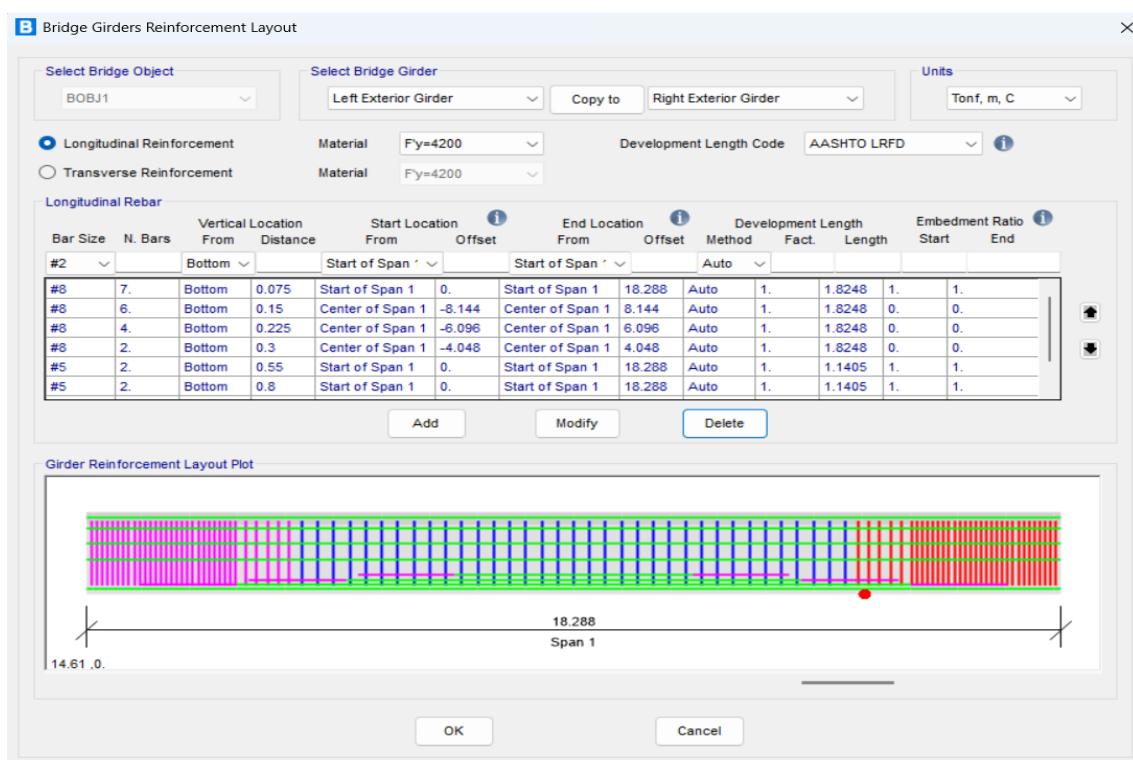


Figura 1. 3. Disposición de acero longitudinal

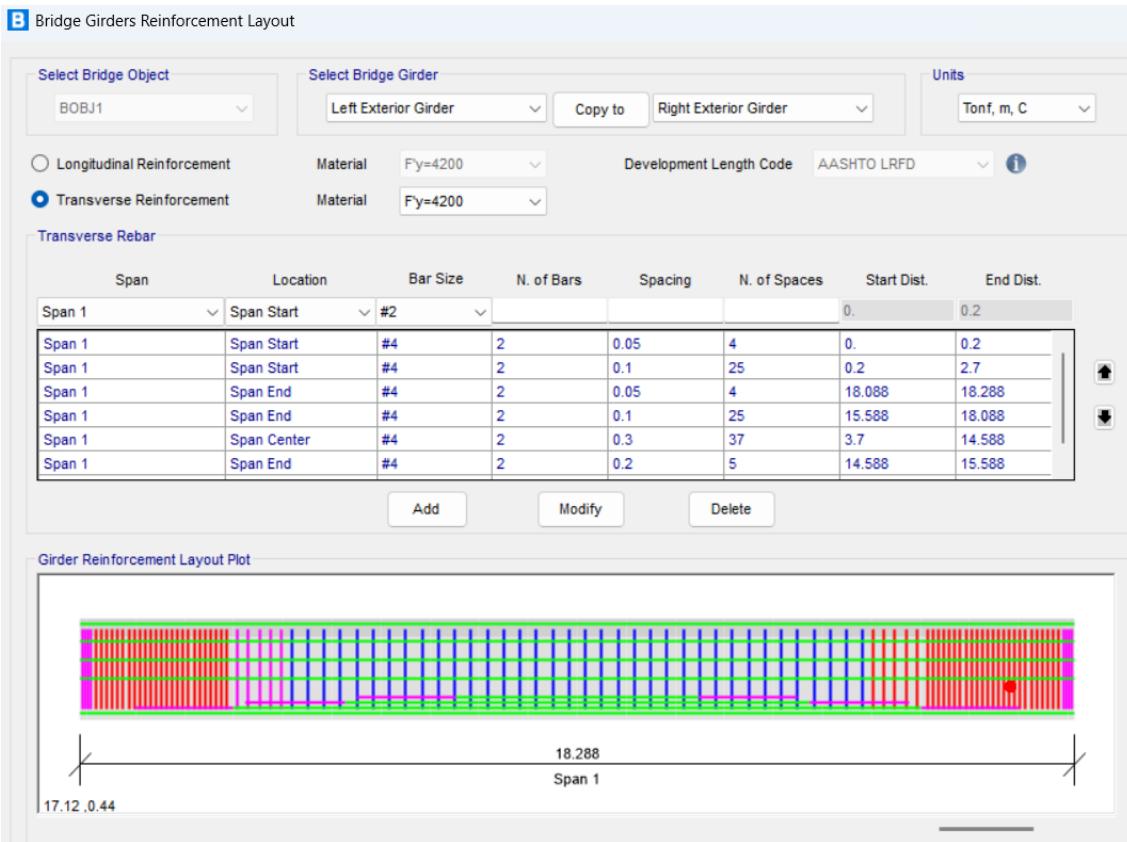


Figura 1. 4. Disposición de acero transversal

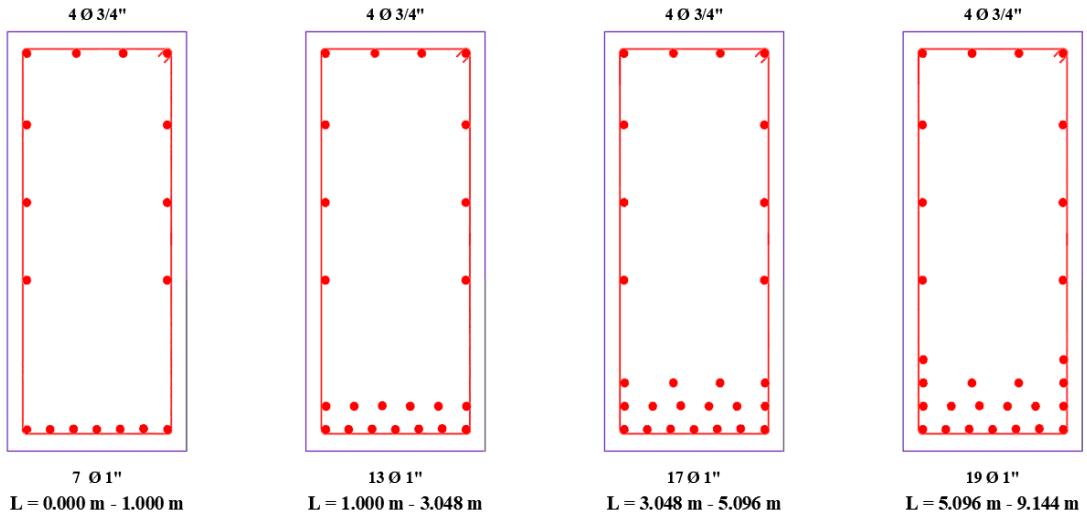


Figura 1. 5. Secciones transversales de la viga principal

Acero de temperatura: $6 \text{ Ø } 5/8"$ (3 en cada cara cada 25 cm)

Estriplos $\text{Ø } 1/2"$: 4@5 cm, 25 @ 10 cm, 5 @ 20 cm, resto @ 30 cm

RESULTADOS DEL DISEÑO DEFINITIVO DE VIGAS PRINCIPALES

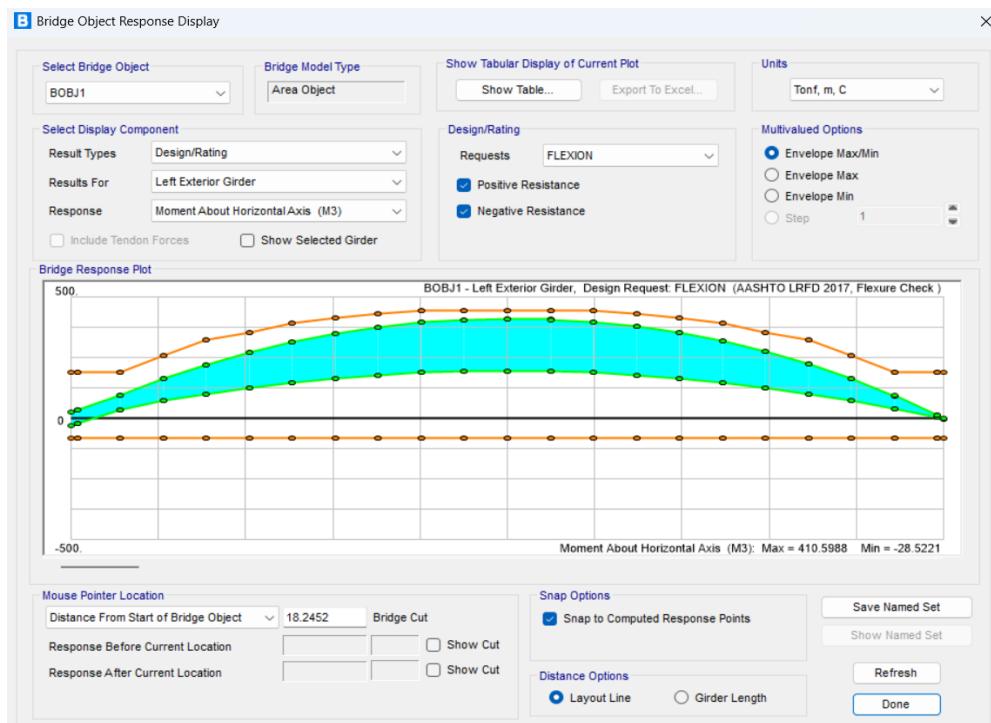


Figura 1. 6. Resultados del diseño de vigas principales por flexión

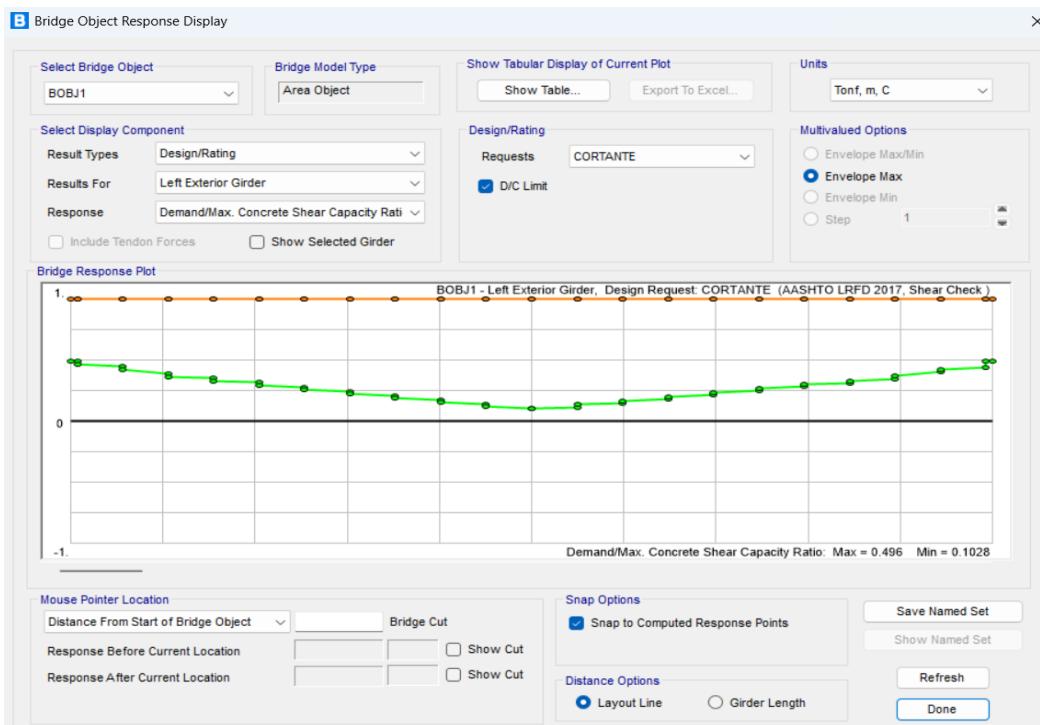


Figura 1. 7. Resultados del diseño de vigas principales por corte

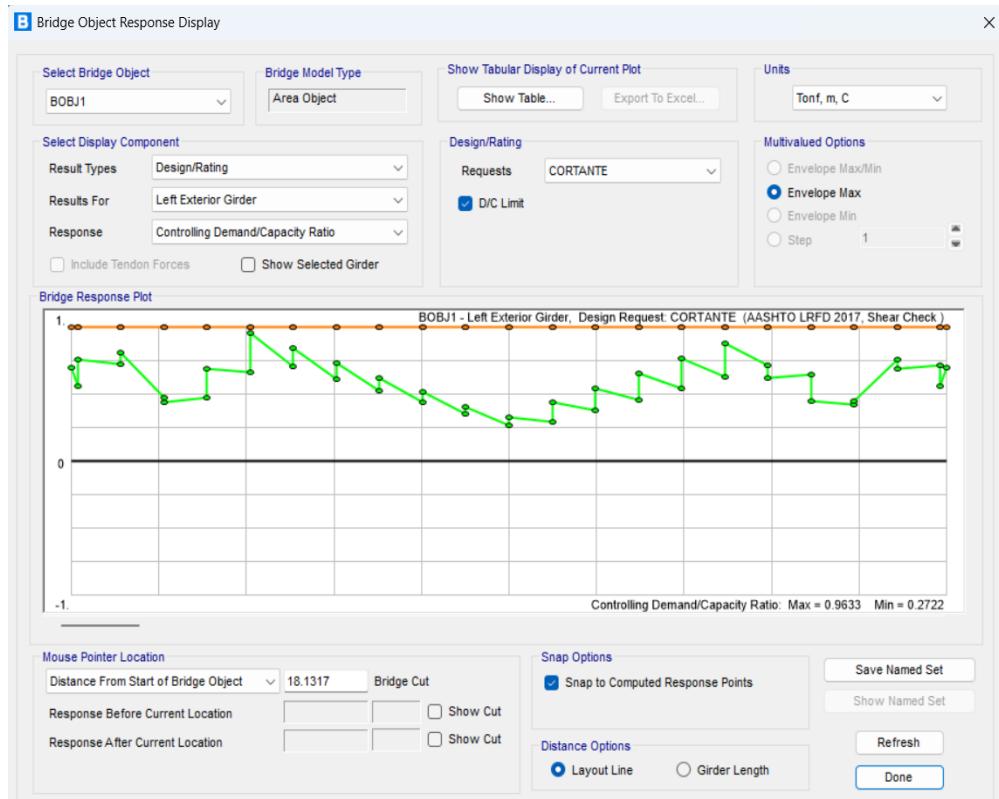


Figura 1. 8. Resultados del diseño de vigas principales por corte

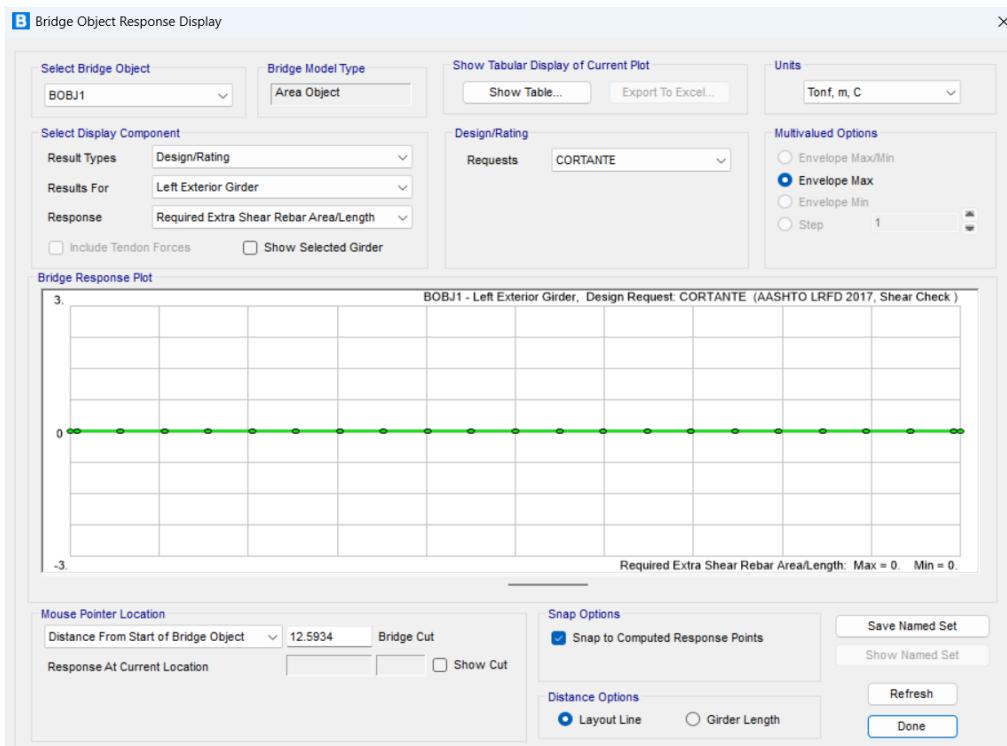


Figura 1. 9. Resultados del diseño de vigas principales por corte

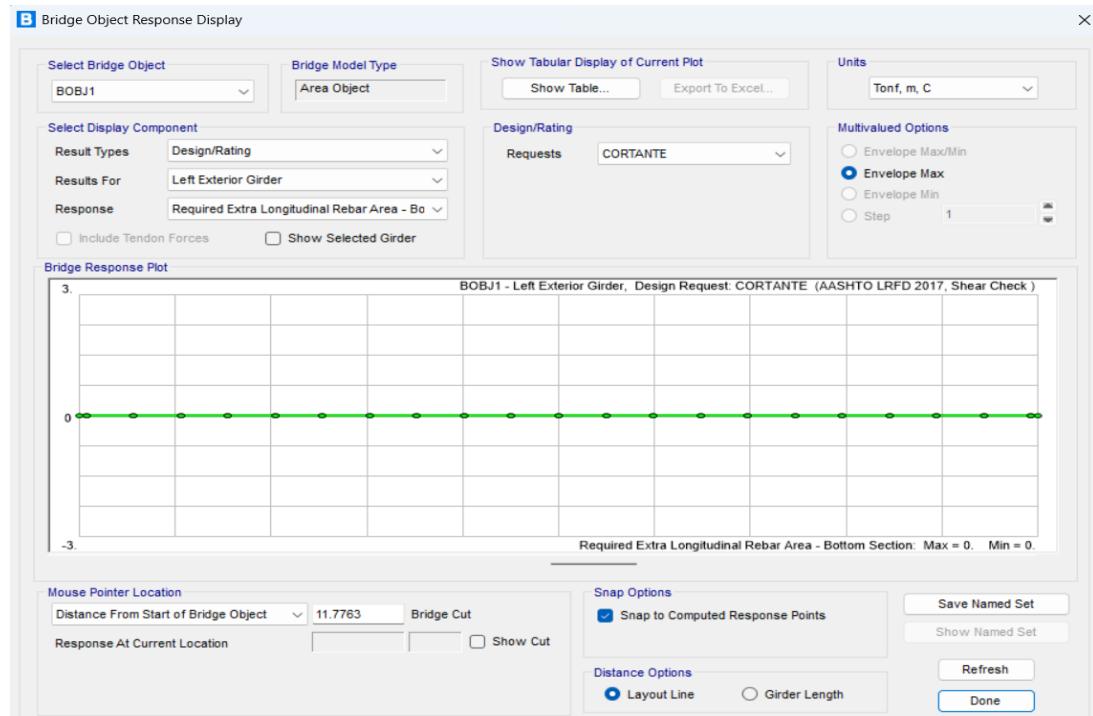


Figura 1. 10. Resultados del diseño de vigas principales por corte

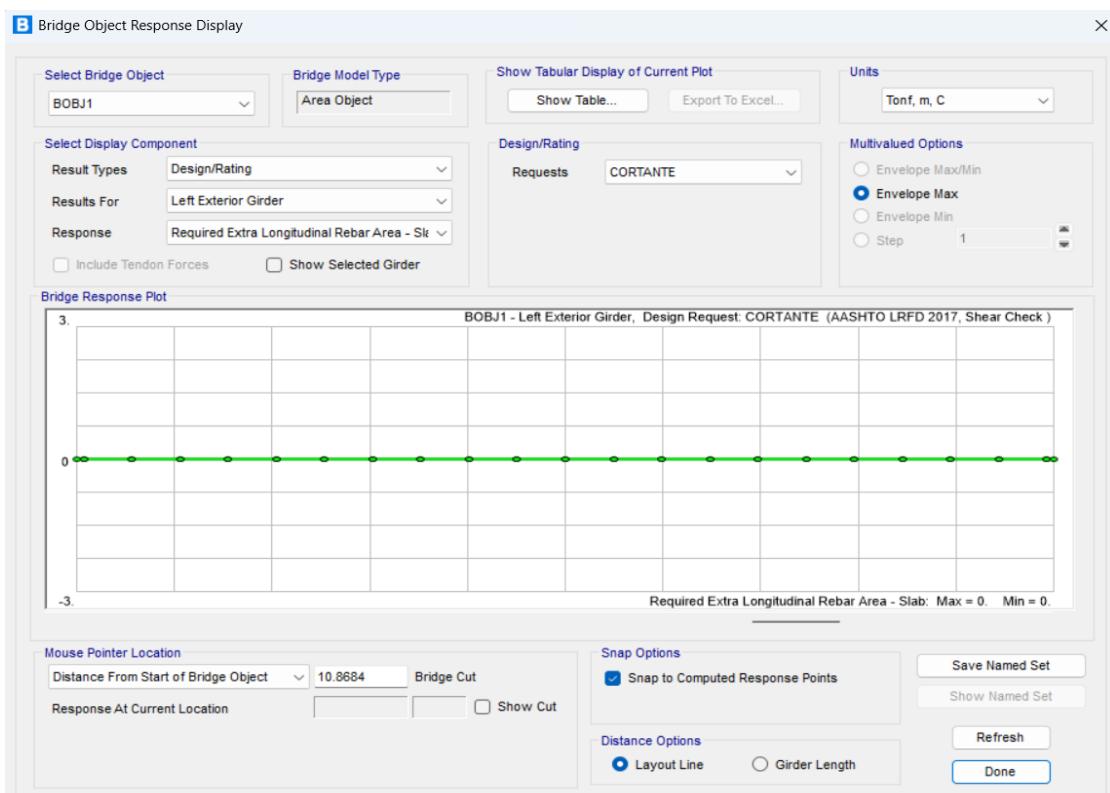


Figura 1. 11. Resultados del diseño de vigas principales por corte

CALCULO DE CONTRAFLECHA

Las contraflechas para las vigas principales del puente, serán de igual valor en sentido opuesto, al de las deflexiones por peso propio a largo plazo.

- Inercia y área de la sección transversal total del puente viga losa de concreto armado:

$$A_{st} = 2.6125 \text{ m}^2 \quad I_{st} = 0.4374 \text{ m}^2$$

- Deflexión máxima por peso propio:

$$\Delta_{DC} = 0.0095 \text{ m}$$

DETERMINACION DEL EJE NEUTRO EN LA SECCION TRANSFORMADA

Suponiendo que el eje neutro cae dentro del ala de la viga Tee, utilizamos la siguiente ecuación:

$$c^+ = \frac{-[As_1 * (2n - 1) + As_2 * 2n] + \sqrt{[As_1 * (2n - 1) + As_2 * 2n]^2 + 2b_f * [As_1 * (2n - 1) * d_1 + As_2 * nd_2]}}{b_f}$$

- Área de acero superior:

$$As_{sup} = 4 * \#6 + 13 * \#3 = 20.669 \text{ cm}^2$$

- Área de acero inferior:

$$As_{inf} = 19 * \#8 = 96.273 \text{ cm}^2$$

- Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_{c1}} = \frac{204000}{300201.994} = 6.795$$

$$c_1 = \frac{-[As_{sup} * (2n - 1) + As_{inf} * n] + \sqrt{[As_{sup} * (2n - 1) + As_{inf} * n]^2 + 2b_f * [As_{sup} * (2n - 1) * d' + As_{inf} * n * d]}}{b_f}$$

- Obtención de altura del eje neutro:

$$c_1 = 0.2119 \text{ m}$$

Observamos que la altura del eje neutro es menor que el espesor de la losa (25 cm), por lo tanto, se considera viga Tee simple, en la que toda la sección está aportando resistencia a la flexión.

Y la contraflecha será 0.98 cm

CONTROL DE FISURACION EN LAS VIGAS PRINCIPALES

- Determinación del centroide del bloque en compresión:

$$y_c = \frac{c_1}{2} = 0.10595 \text{ m}$$

- Cálculo del esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$j_d = d - y_c = 1.18 - 0.10595 = 107.4 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento en condiciones de servicio:

$$M_{serv} = M_{DCvp} + M_{DWvp} + M_{LLvp} = 142.8598 + 11.2172 + 122.8678$$

$$M_{serv} = 276.9448 \text{ Tonf} - \text{m}$$

$$f_{sserv} = \frac{M_{serv}}{j_d * A_{sinf}} = 2678.455 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > f_s = 0.6 * f_y = 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Condición de exposición normal:

$$Y_e = 1 \quad \beta_s = 1 + \frac{d'}{0.7 * (h - d')} = 1.074$$

- Separación máxima de la armadura:

$$s_{max} = \frac{125000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} * Y_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d' = 33.19 \text{ cm}$$

- Número total de barras:

$$n_{bt} = 19$$

- Número de capas:

$$n_c = 4$$

- Número de barras por capa:

$$n_{bc} = 4.75$$

- Recubrimiento, diámetro de estribo y acero longitudinal:

$$r = 5 \text{ cm} \quad \phi_e = 1/2" \quad \phi_l = 1"$$

- Separación entre varillas:

$$s = \frac{(b - 2 * (r + \phi_e) - n_{bc} * \phi_l)}{n_{bc} - 1} = 9.4387 \text{ cm}$$

- Verificando separación:

$$s < s_{max} \quad \text{OK}$$

A.2. DISEÑO DEFINITIVO DE LOSA DE TABLERO

DISEÑO DE LOSA DE TABLERO POR FLEXION

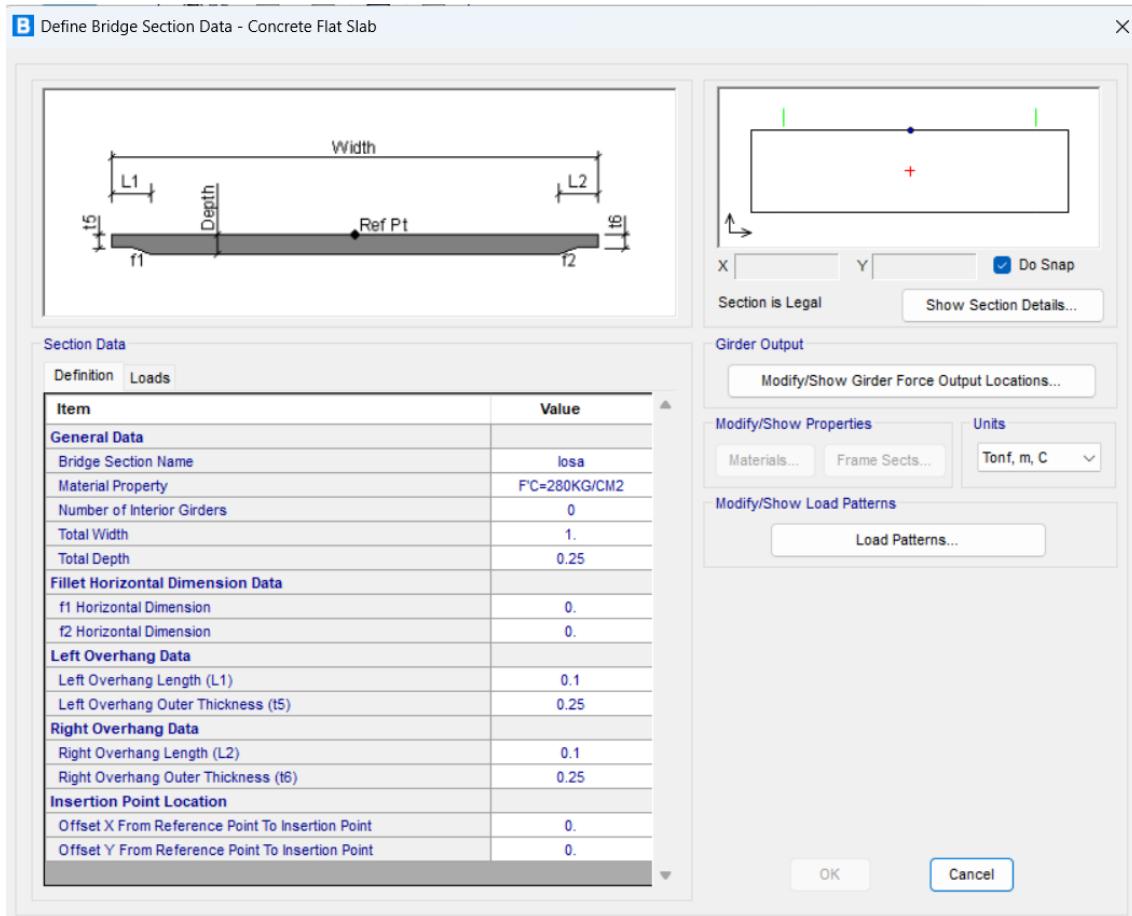


Figura 1. 12. Sección transversal de la franja de losa de 1 metro

REFUERZO MINIMO:

- Ancho de diseño:

$$b_{\text{diseño}} = 100 \text{ cm}$$

- Distancia peralte efectivo:

$$d_{\text{ef}} = e_{\text{losa}} - r_{\text{sup}} = 22 \text{ cm}$$

- Distancia a la fibra en tensión:

$$Y_t = \frac{e_{\text{losa}}}{2} = 0.125 \text{ m}$$

- Inercia de la sección de losa:

$$I_g = \frac{b_{\text{diseño}} * e_{\text{losa}}^3}{12} = 0.001302 \text{ m}^4$$

- Momento de agrietamiento positivo:

$$M_{\text{cr}} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{33.677 * 100 * 25 * 25}{6} \text{ kg} - \text{cm} = 3.508 \text{ Tonf} - \text{m}$$

- Momento ultimo:

$$\phi M_{n1} = 1.1 * M_{\text{cr}} = 3.8588 \text{ Tonf} - \text{m}$$

- Área de acero requerido:

$$\lambda = \frac{0.85 * f'_{c1} * b_w * d_{\text{ef}}}{f_y} = 124.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Smin1}} = \lambda * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \phi M_{n1}}{\phi_f * \lambda * f_y * d_{\text{ef}}}} \right) = 4.73 \text{ cm}^2$$

SOLICITACIONES MAXIMAS:

Cálculo de Momentos negativos por peso propio:

- Peso propio de la losa:

$$w_{\text{losa}} = e_{\text{losa}} * b_{\text{diseño}} * \gamma_c = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

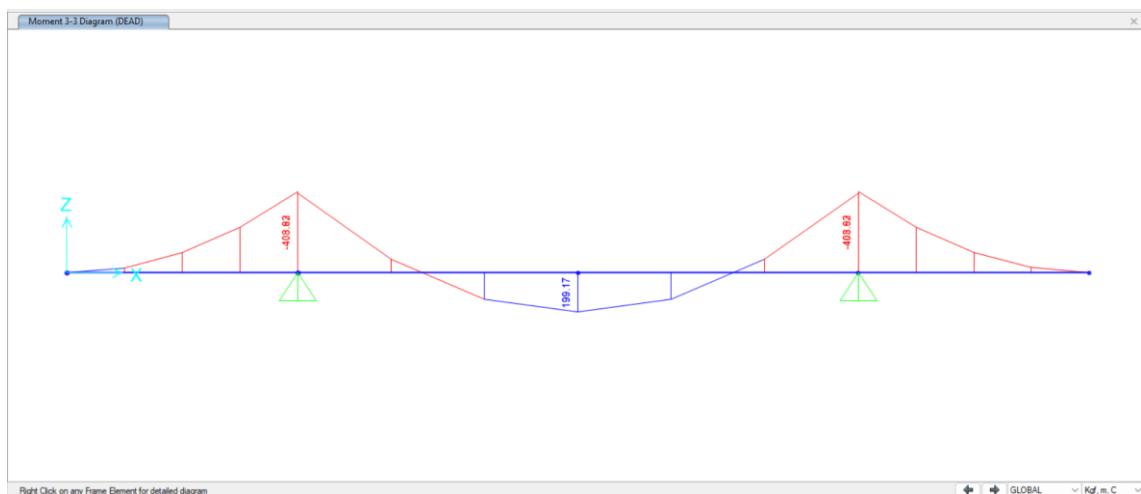


Figura 1. 13. Diagrama de momento por peso propio de la losa en el CSI Bridge

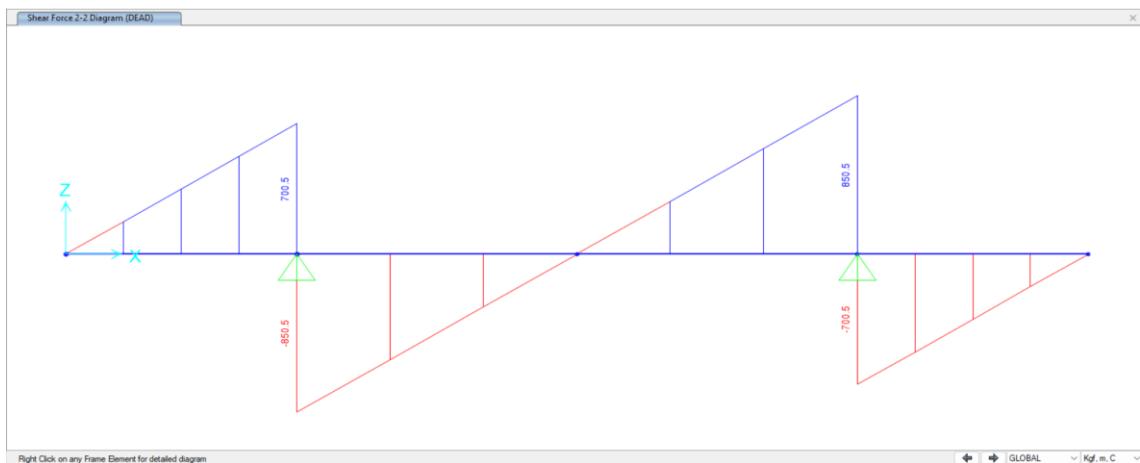


Figura 1. 14. Diagrama de cortante por peso propio de la losa en el CSI Bridge.

- Peso de las guarderas:

$$w_{\text{guardera}} = h_{\text{guardera}} * b_{\text{diseño}} * \gamma_c = 1440 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

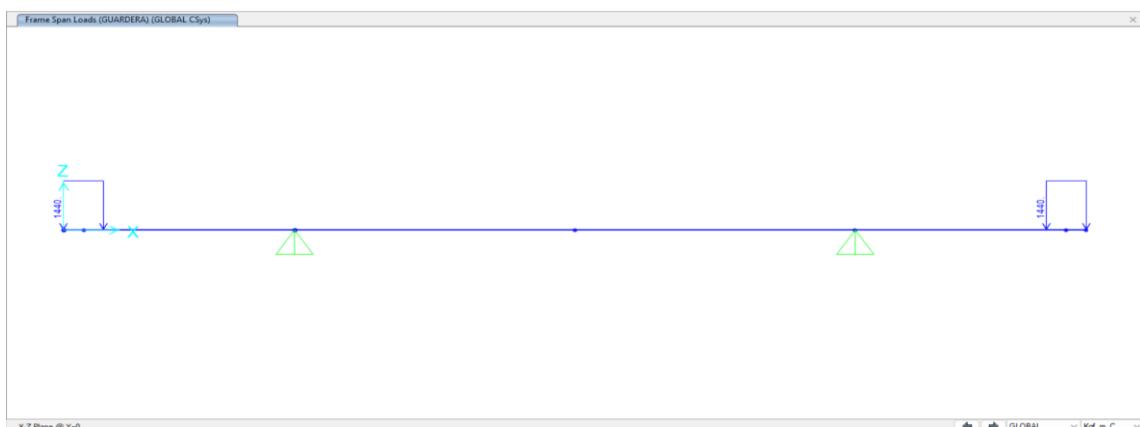


Figura 1. 15. Idealización de aplicación de peso de guarderas sobre la losa

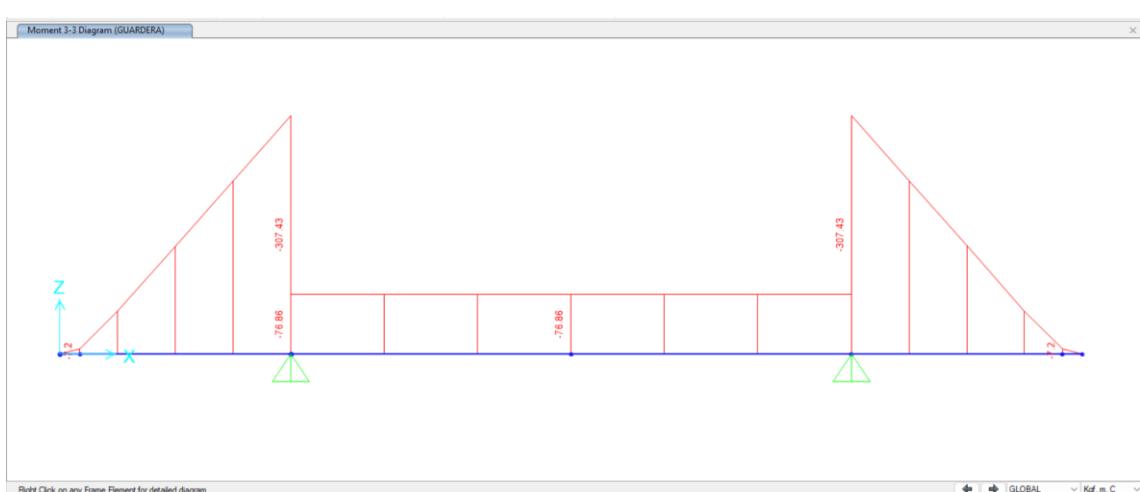


Figura 1. 16. Diagrama de momento por guarderas sobre la losa



Figura 1. 17. Diagrama de cortante por guarderas sobre la losa

- Peso de las barandas:

$$w_{\text{baranda}} = 15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

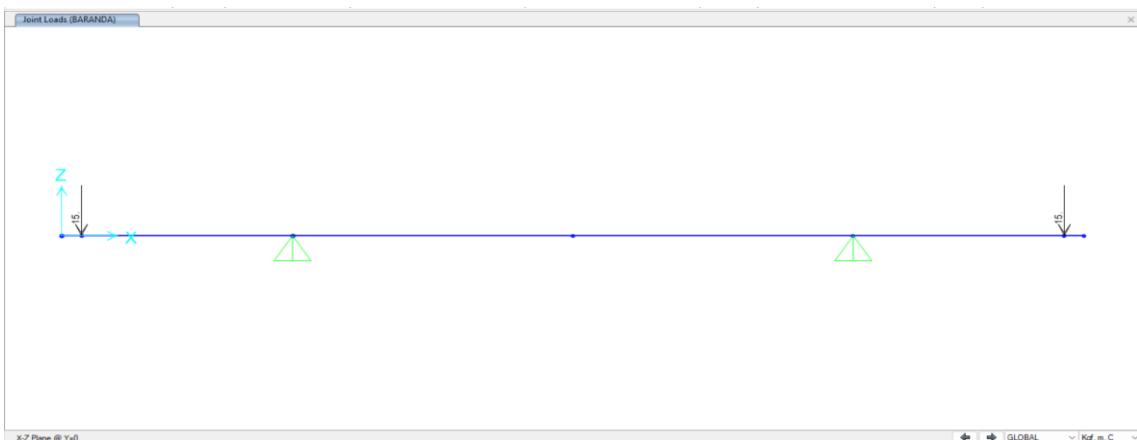


Figura 1. 18. Idealización de peso de las barandas sobre la losa

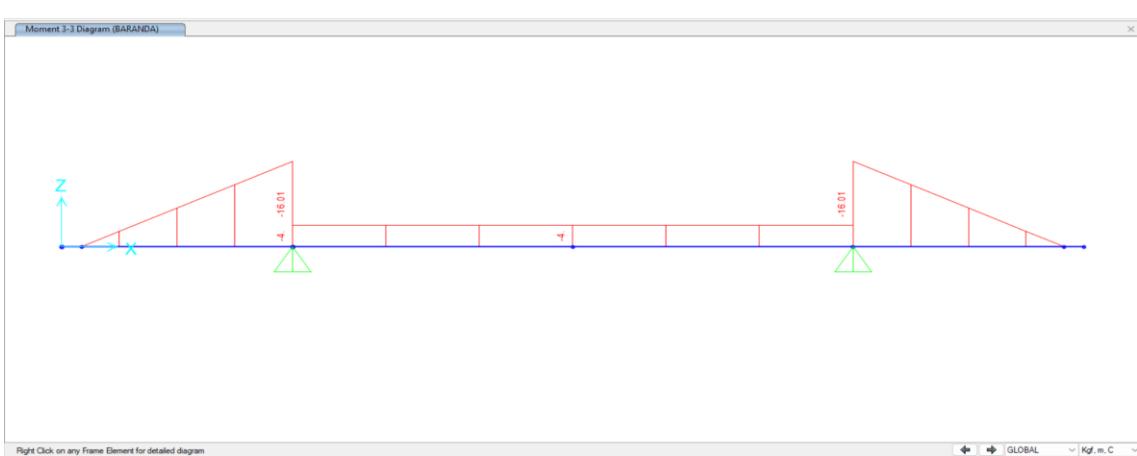


Figura 1. 19. Diagrama de momento por peso de barandas sobre la losa

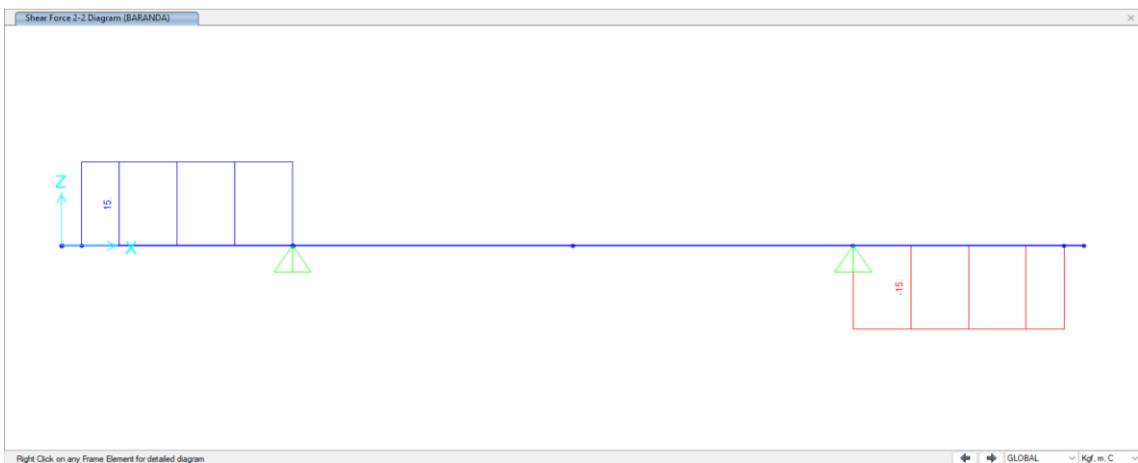


Figura 1. 20. Diagrama de cortante por peso de barandas sobre la losa

$$M_{DClosa1} = (w_{guardera} * 0.2m + w_{baranda} * b_{diseño}) * 0.7675m + w_{losa} * 0.8675m * 0.43375m$$

$$M_{DClosa1} = 458.32 \text{ kgf} - \text{m}$$

Cálculo de momento negativo por carpeta de rodadura en cara exterior de viga:

- Peso de asfalto:

$$\gamma_{asfalto} = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$w_{asfalto} = e_{asfalto} * e_{diseño} * \gamma_{asfalto} = 0.05 * 1 * 2250 = 112.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{DWlosa1} = w_{asfalto} * 0.3825m * 0.1925m$$

$$M_{DWlosa1} = 8.2835 \text{ Kgf} - \text{m}$$

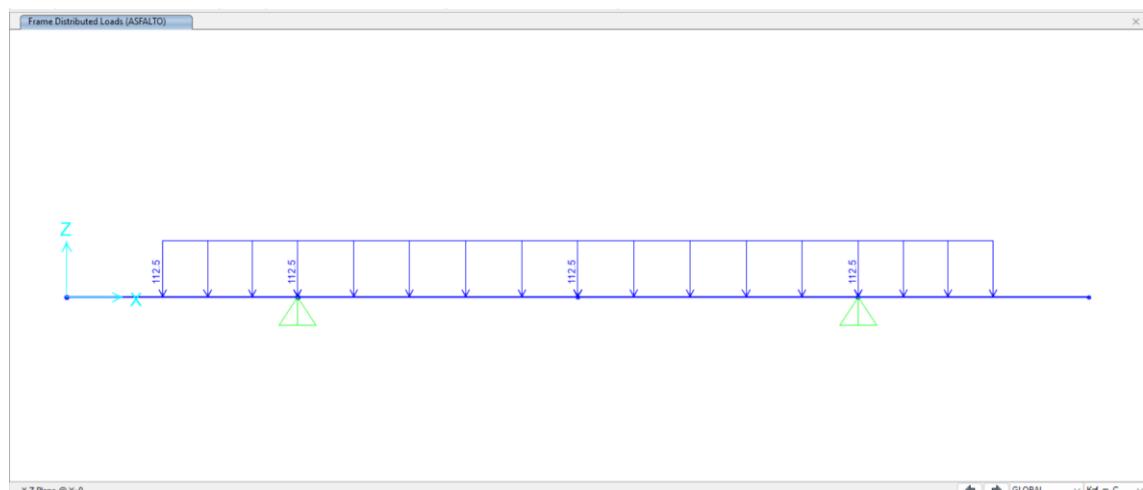


Figura 1. 21. Idealización de peso de asfalto sobre losa en CSI Bridge

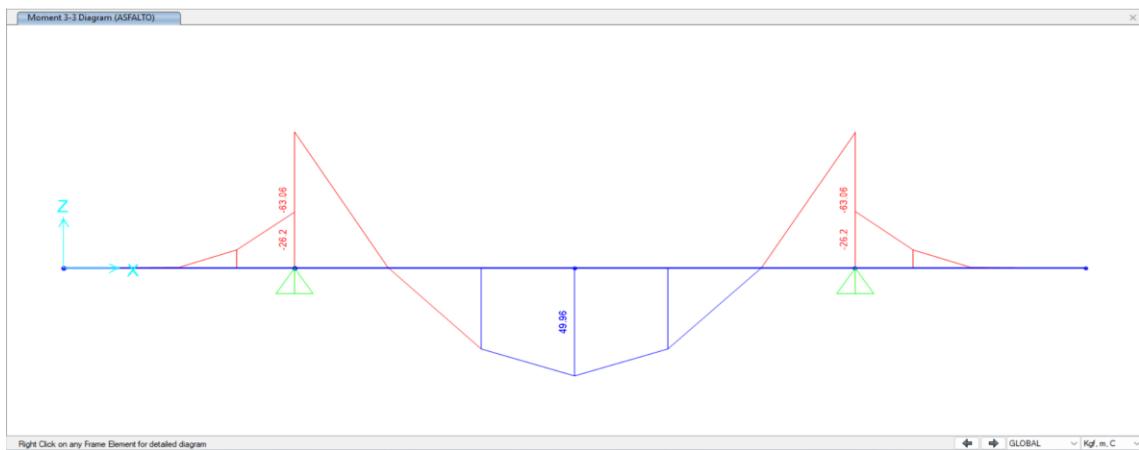


Figura 1. 22. Diagrama de momento por peso de asfalto sobre losa

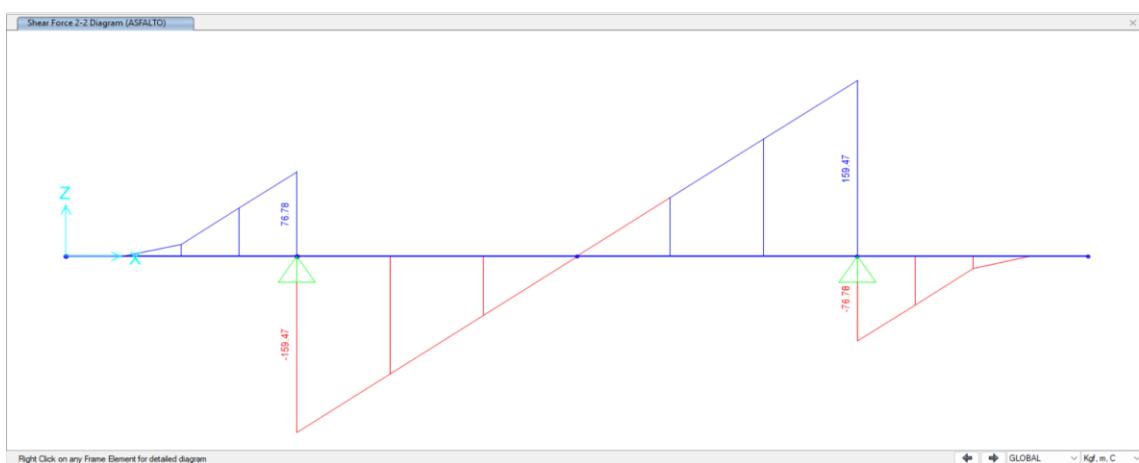


Figura 1. 23. Diagrama de cortante por peso de asfalto sobre losa

EVALUACION DE RESISTENCIA POR CARGAS PERMANENTES

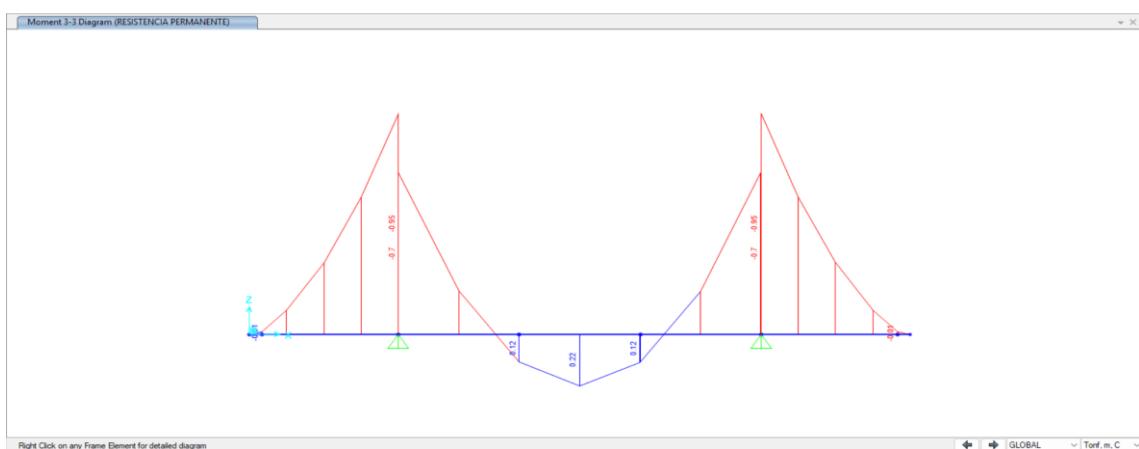


Figura 1. 24. Diagrama de momento por RESISTENCIA bajo cargas permanentes

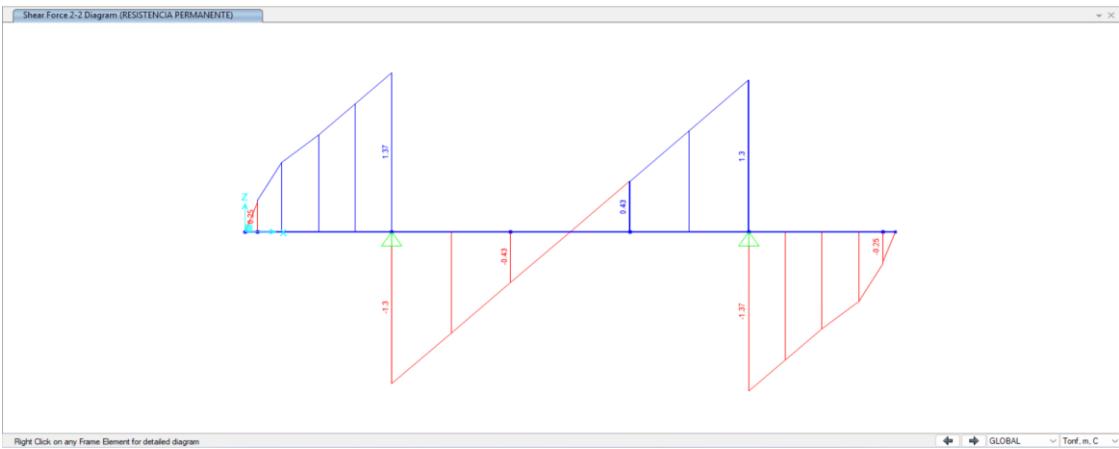


Figura 1. 25. Diagrama de cortante por RESISTENCIA bajo cargas permanentes

Momento negativo debido a la rueda a 30 cm en cara exterior de viga:

- Ancho equivalente de la franja para momento negativo:

$$x = 0.3675 \text{ m}$$

$$E_{volado} = 1.14m + 0.833m * x = 1.4461 \text{ m}$$

- Factor de presencia múltiple:

$$01 \text{ carril cargado: } m_1 = 1.2$$

- Carga de rueda + impacto:

$$P_{vol} = \frac{P_{tra}}{2} * (1 + IM) * \frac{m_1 b_{diseño}}{E_{volado}} = 8.0098 * 10^3 \text{ kgf}$$

Donde,

$$P_{tra} = 14.515 \text{ Tonf} \quad (\text{carga trasera del camión HL-93})$$

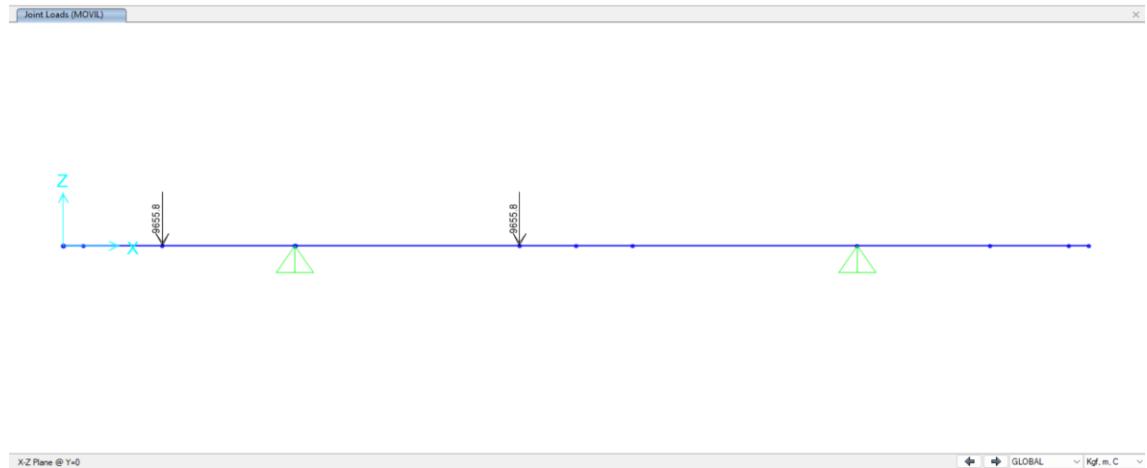


Figura 1. 26. Idealización de posición de camión HL-93 a 30 cm de baranda sobre losa

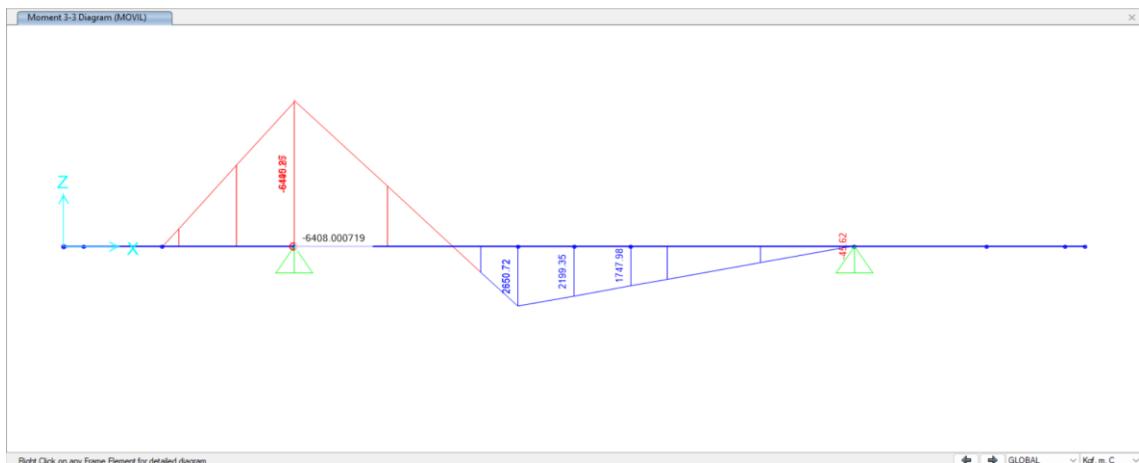


Figura 1. 27. Diagrama de momento por carga de camión HL-93 a 30 cm de baranda, sobre la losa.

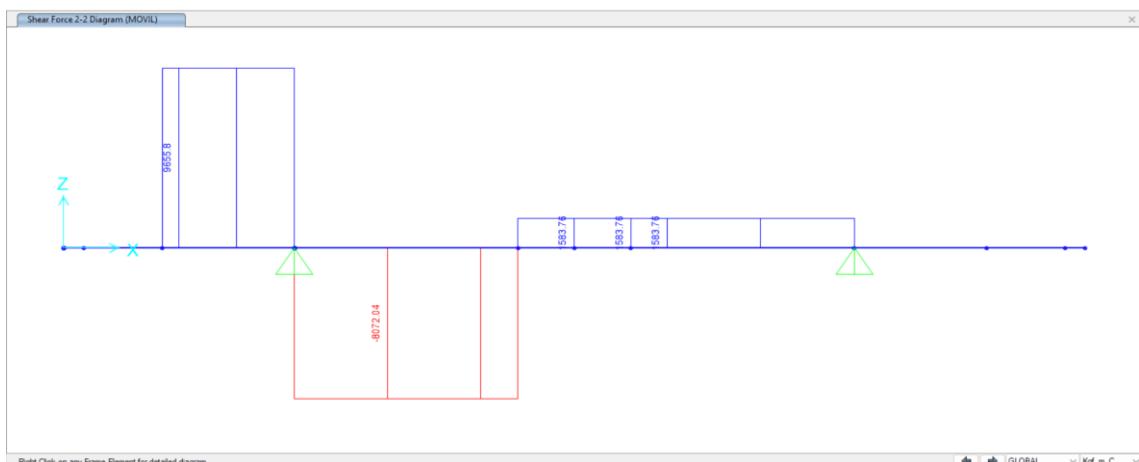


Figura 1. 28. Diagrama de cortante por carga de camión HL-93 a 30 cm de baranda, sobre la losa

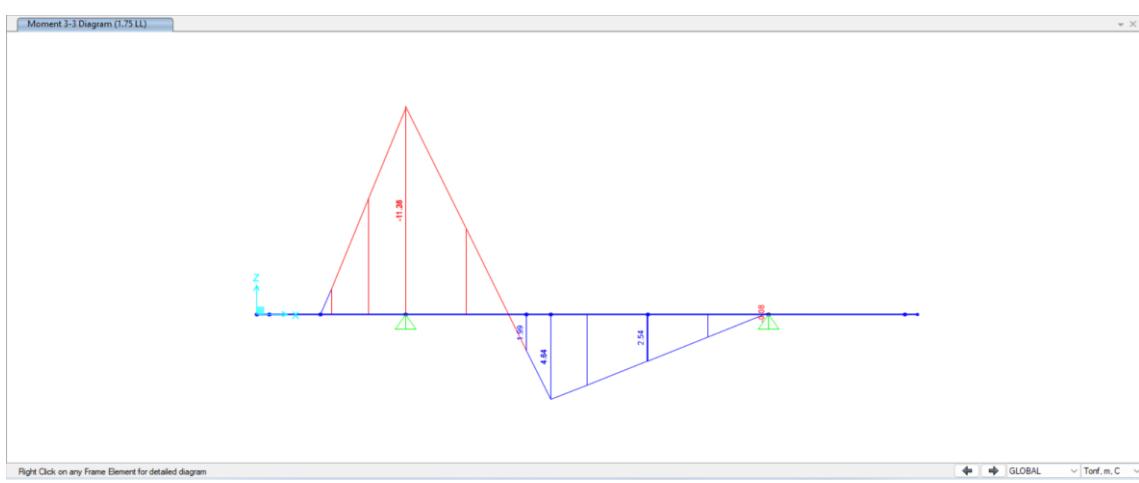


Figura 1. 29. Diagrama de momento por RESISTENCIA bajo cargas transistorias

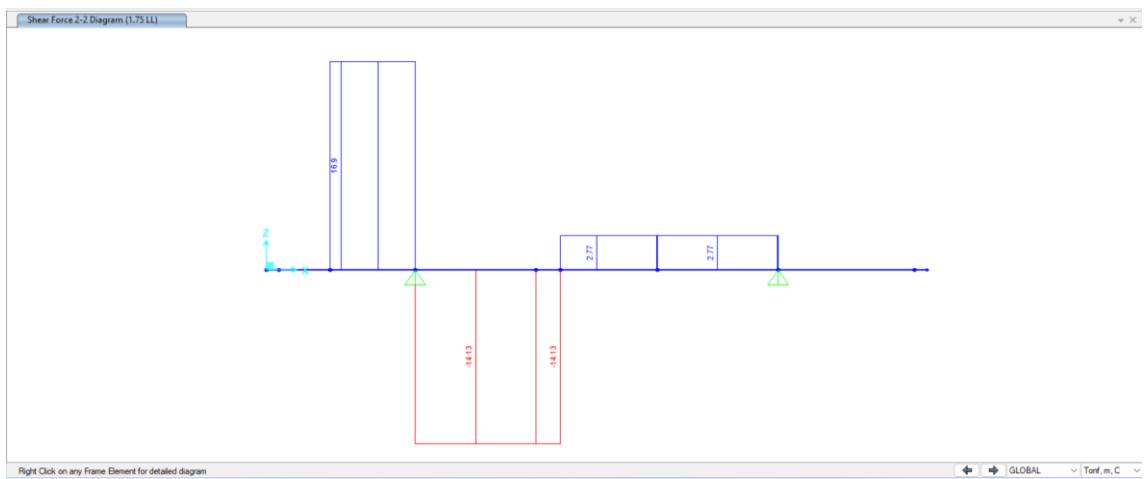


Figura 1. 30. Diagrama de cortante por RESISTENCIA bajo cargas transistorias

$$M_{LLlosa2} = P_{vol} * x = 2.9436 * 10^3 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momentos positivos por peso propio

- Espaciamientos entre ejes de las vigas:

$$s = 2.835 \text{ m}$$

- Momento positivo por peso propio de la losa:

$$M_{DClosa2} = \frac{(w_{losa} * s^2)}{8} = 602.79 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- Momento positivo por la carga de carpeta de rodadura:

$$M_{DWlosa2} = \frac{(w_{asfalto} * s^2)}{8} = 113.023 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

CALCULO DEL MOMENTO MAXIMO POSITIVO POR CARGA MOVIL

- Cálculo de ancho de la franja para momento positivo:

$$E_{pos} = 660 \text{ mm} + 0.55 * s = 2.219 \text{ m}$$

- Ancho de la carga de carril:

$$A_{sc} = 3 \text{ m}$$

- Cálculo de sobrecargas en carril:

$$S_{Cpos} = \frac{w_{carril}}{A_{sc}} * b_{diseño} = \frac{954}{3} * 1 = 318 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

- Fator de presencia múltiple:

$$1 \text{ carril cargado, } m_1 = 1.2$$

- Cálculo de carga de rueda + impacto:

$$P_{r+i} = \frac{P_{tra}}{2} * (1 + IM) * \frac{m_1 b_{diseño}}{E_{pos}} = 5.22 * 10^3 \text{ kgf}$$

- Cálculo de reacción izquierda por la carga de carril:

$$R_1 = S_{Cpos} * \left(\frac{s}{2} + 0.6m \right) * \frac{(s - \left(\frac{s}{2} + 0.6m \right) * 0.5)}{s}$$

$$R_1 = 413.28 \text{ kgf}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS

- Cálculo de momento máximo positivo por carga muerta:

$$M_{DC} = M_{DClosa2} + M_{DClosa1} = 144.47 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de momento máximo positivo por carga de asfalto:

$$M_{DW} = M_{DWlosa2} + M_{DWlosa1} = 104.7395 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de momento máximo positivo por carga móvil:

$$M_{LL} = P_{r+i} * \frac{s}{8} + R_1 * \frac{s}{2} - S_{Cpos} * \frac{\left(\frac{s}{2} \right)^2}{2}$$

$$M_{LL} = 2116.18 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA MOMENTO POSITIVO Y ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

- Carga muerta:

$$\Gamma_{DC} = 0.9$$

- Carga de asfalto:

$$\Gamma_{DW} = 1.5$$

- Carga móvil:

$$\Gamma_{LL} = 1.75$$

MOMENTO POSITIVO ULTIMO PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

- Cálculo de momento último:

$$M_u = \eta * (\Gamma_{DC} * M_{DC} + \Gamma_{DW} * M_{DW} + \Gamma_{LL} * M_{LL})$$

$$M_u = 4.178 * Tonf - m$$

- Cálculo de acero mínimo en la cara en tracción:

$$As_{min1} = 0.0012 * b_{diseño} * e_{losa} = 3 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo por temperatura:

$$As_{min2} = 0.0016 * b_{diseño} * e_{losa} = 4 \text{ cm}^2$$

ACERO HORIZONTAL INFERIOR

- Acero a colocar:

$$bar_1 = \#5 @ s_1 = 25 \text{ cm}$$

- Área de acero propuesto a colocar:

$$As_1 = \left(\frac{bar_1}{s_1} \right) * b = \frac{1.979}{25} * 100 = 7.916 \text{ cm}^2$$

- Altura del bloque de compresión:

$$a_1 = \frac{As_1 * f_y}{0.85 * f_{c1} * b} = 1.3969 \text{ cm}$$

- Momento resistente:

$$\Phi M_{n1} = \Phi * As_1 * f_y * \left(d_{ef} - \frac{a_1}{2} \right) = 6.374 \text{ Tonf - m}$$

- Verificación:

$$M_u < \Phi M_{n1} \quad \text{OK}$$

MOMENTOS MAXIMOS NEGATIVOS

- Momento máximo negativo por carga muerta:

$$M'_{DC} = M_{DClosa1} = 540.5175 \text{ kgf - m}$$

- Momento máximo negativo por carga de asfalto:

$$M'_{DW} = M_{DW\text{losa1}} = 37.592 \text{ Kgf} \cdot \text{m}$$

- Momento máximo negativo por carga móvil:

$$M'_{LL} = M_{LL\text{losa2}} = 3815.5 * \text{kgf} \cdot \text{m}$$

FACTORES DE AMPLIFICACION PARA MOMENTO NEGATIVO Y ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

- Carga muerta:

$$\Gamma_{DC} = 1.25$$

- Carga de asfalto:

$$\Gamma_{DW} = 1.5$$

- Carga móvil:

$$\Gamma_{LL} = 1.75$$

MOMENTO ULTIMO NEGATIVO PARA EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

- Momento último:

$$M_{u2} = \eta * (\Gamma_{DC} * M'_{DC} + \Gamma_{DW} * M'_{DW} + \Gamma_{LL} * M'_{LL})$$

$$M_{u2} = 7.757 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

ACERO HORIZONTAL SUPERIOR:

- Se propone la siguiente varilla:

$$\text{bar}_2 = \#8 \quad @ \quad s_2 = 10 \text{ cm}$$

- Área de acero colocado:

$$As_2 = \left(\frac{\text{bar}_2}{s_2} \right) * b = 50.67 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de altura del bloque a compresión:

$$a_2 = \frac{As_2 * f_y}{0.85 * f'_{c1} * b} = 8.94 \text{ cm}$$

- Cálculo de peralte efectivo:

$$d_{ef} = e_{losa} - r_{sup} = 22 \text{ cm}$$

- Cálculo de momento resistente:

$$\Phi M_{n2} = \Phi_f * A_s * f_y * \left(d_{ef} - \frac{a_2}{2} \right) = 33.57 \text{ Tonf-m}$$

- Verificando momentos:

$$M_{u2} < \Phi M_{n2} \quad \text{OK}$$

ACERO DE DISTRIBUCION

- Cálculo de distancia entre caras de vigas:

$$s' = s - b_w = 2.235 \text{ m}$$

$$\rho_{dis} = \min \left(\frac{121}{\sqrt{\frac{s'}{m}}}, 0.67 \right) = 0.67$$

$$A_{sdis} = \rho_{dis} * A_{s1} = 5.3 \text{ cm}^2$$

- Varilla a utilizar:

$$\phi_d = \left(\frac{1}{2}\right)'' \quad A_{vd} = \pi * \frac{\phi_d^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de separación entre varillas:

$$s_t = \frac{A_{vd} * b_{diseño}}{A_{sdis}} = 23.9 \text{ cm}$$

- Separación considerada:

$$s_t = 23 \text{ cm}$$

ACERO DE TEMPERATURA

- Ancho del tablero:

$$b_{tab} = 5.17 \text{ m}$$

- Cálculo de distribución de acero de temperatura:

$$A_{stemp} = \frac{(0.0018 * b_{tab} * e_{losa})}{2 * (b_{tab} + e_{losa})} = 2.146 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Varilla a utilizar:

$$\phi_{\text{temp}} = \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_{\text{vtemp}} = \pi * \frac{\phi_{\text{temp}}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

- Separación entre varillas:

$$s_{\text{temp}} = \frac{A_{\text{vtemp}}}{A_{\text{Stemp}}} = 33.22 \text{ cm}$$

- Separación considerada:

$$s_{\text{temp}} = 30 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LOSA DE TABLERO POR CORTANTE

- Cortante que resiste el concreto:

$$\phi V_c = \phi_c * 0.53 * \sqrt{f'_{c1}} * b_{\text{diseño}} * d_{\text{ef}} = 17.56 \text{ Tonf}$$

Se cumple en todos los casos posibles:

$$\phi V_c > V_{\text{posibles}}$$

En las siguientes imágenes, se observa el modelamiento paramétrico de la losa de tablero, y según los resultados del análisis estructural en el CSI Bridge V25.0.0, se está cumpliendo con la resistencia a todas las solicitudes máximas por cortante, lo cual nos permite concluir en que la losa diseñada no requiere refuerzo vertical.

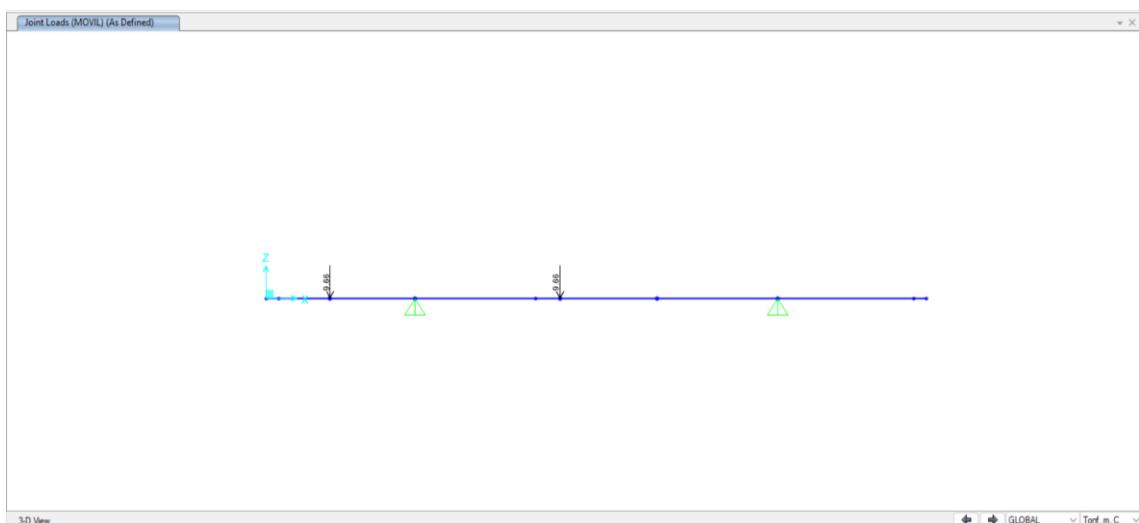


Figura 1. 31. Idealización de la franja para el análisis estructural en CSI Bridge.

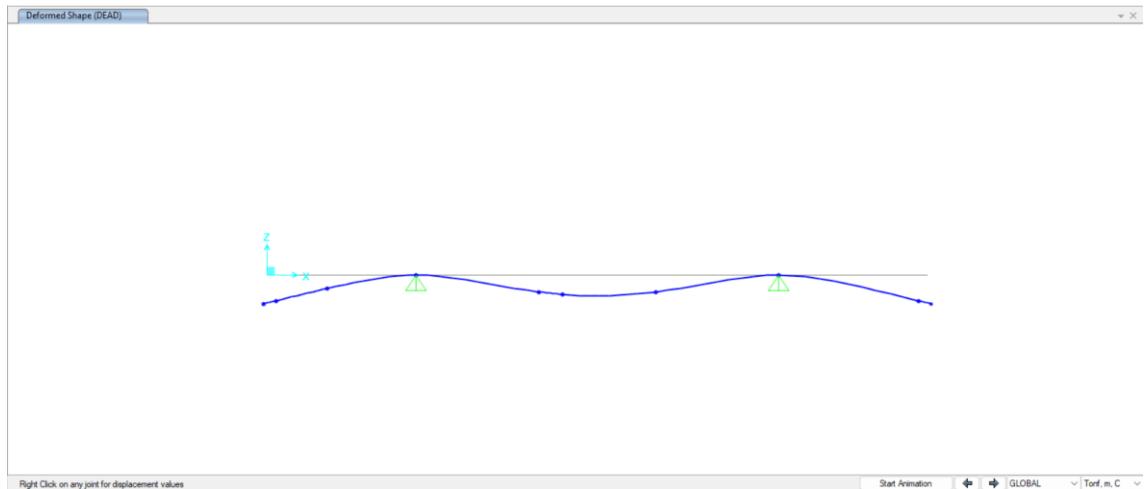


Figura 1. 32. Deformada de losa de tablero por peso propio

DISTRIBUCION DE ACERO EN LA LOSA DE TABLERO

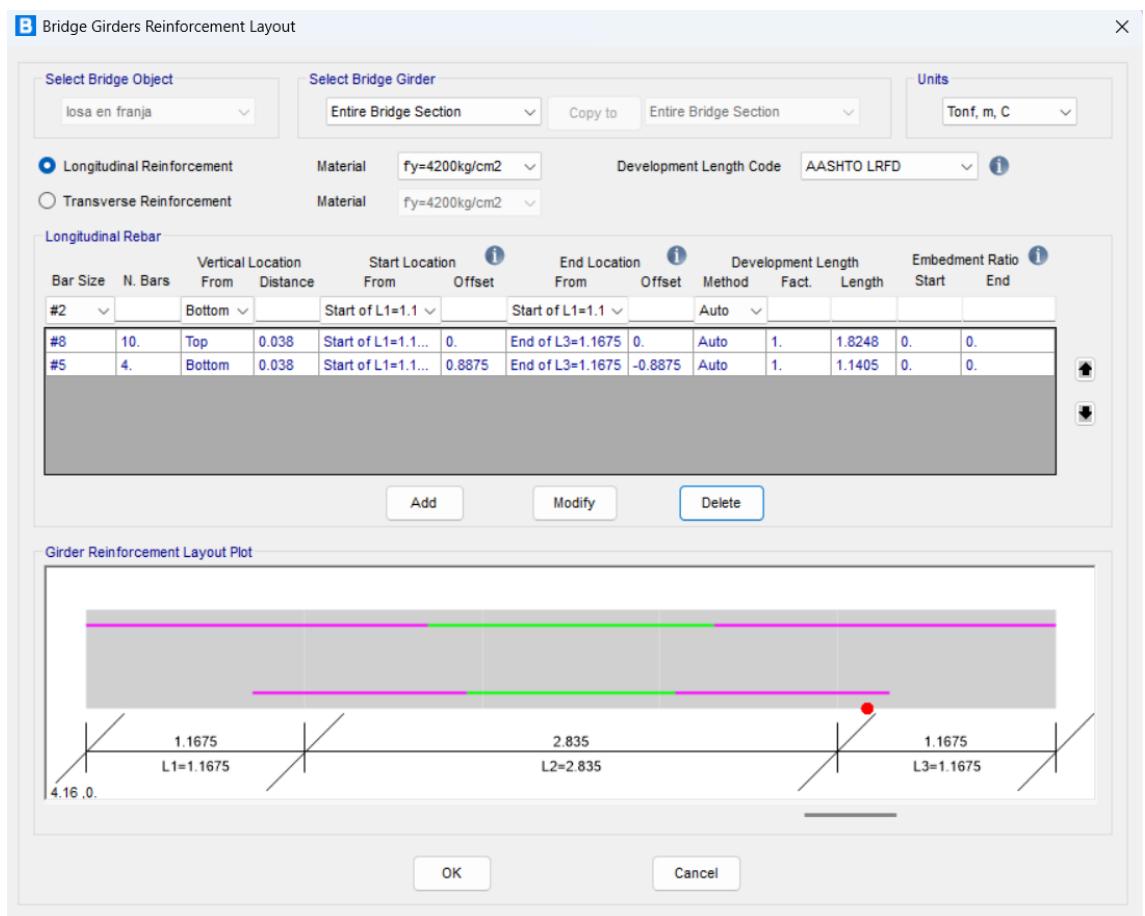


Figura 1. 33. Disposición de acero principal en losa de tablero

RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DEL TABLERO DISEÑADA, BAJO ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

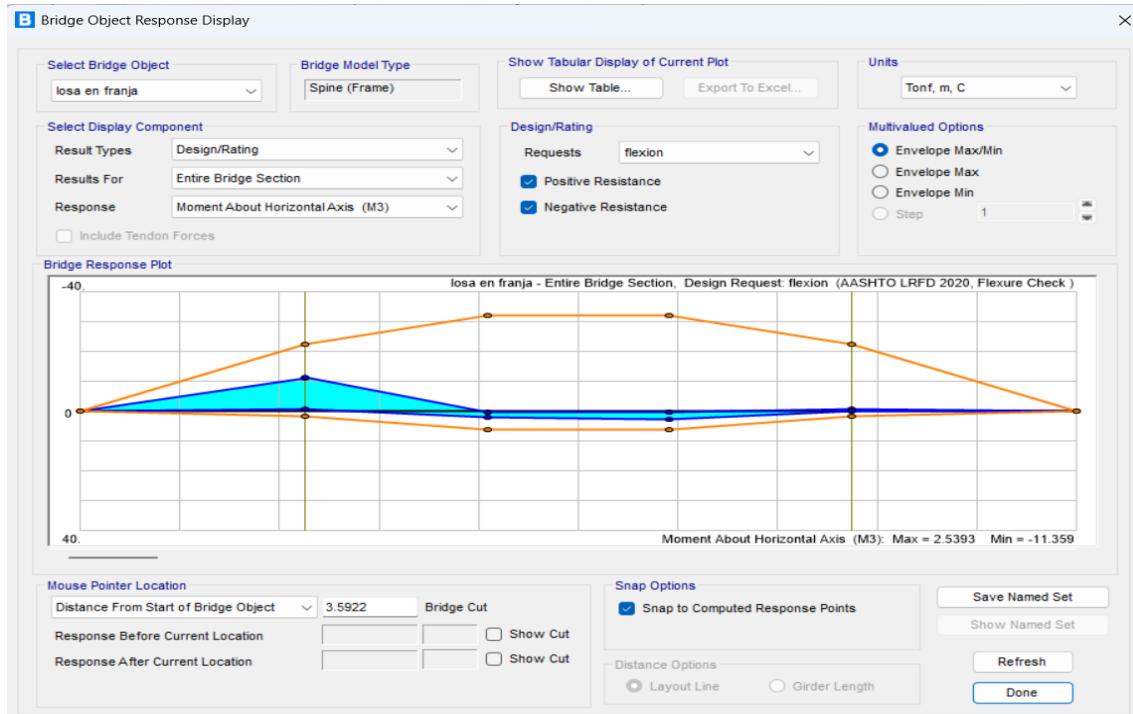


Figura 1. 34. Losa reforzada en flexión por resistencia cumple con requerimiento mínimo de refuerzo

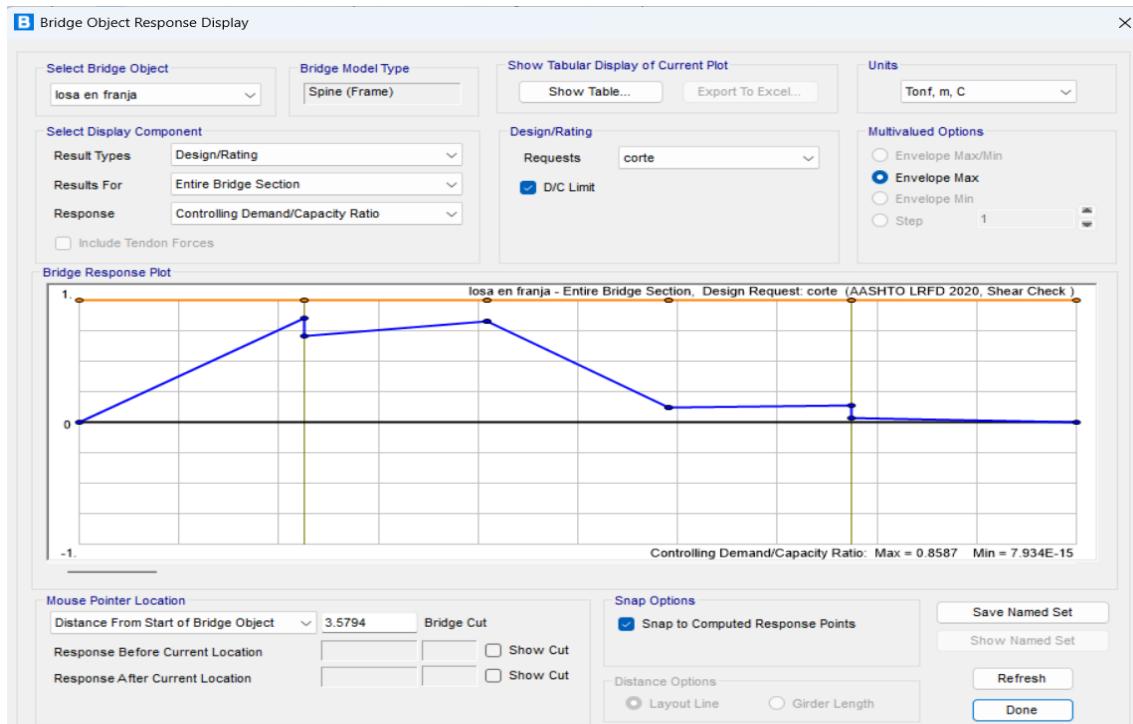


Figura 1. 35. La losa reforzada diseñada para resistir el máximo cortante.

A.3. DISEÑO DEFINITIVO DE VIGA DIAFRAGMA

Estas vigas colocadas transversalmente a las vigas principales y a la dirección del tránsito, son empleadas como riostras en los extremos de las vigas Tee, tanto en los apoyos como en el trayecto longitudinal del puente, ayudan a mantener la configuración geométrica del puente.

En el puente de la presente investigación se han colocado dos vigas diafragmas en los extremos y 4 en la zona intermedia del puente, ubicadas equidistantemente en todo el puente.

- Ancho de viga diafragma: 0.25 metros
- Peralte de viga diafragma: 0.50 metros

DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA POR FLEXION:

REFUERZO MINIMO:

- Peralte efectivo:

$$d_{ef} = h_{dia} - 0.05 = 0.45 \text{ m}$$

- Inercia:

$$Y_t = \frac{h_{dia}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$I_g = \frac{b_{dia} * h_{dia}^3}{12} = 0.0026 \text{ m}^4$$

- Momento de agrietamiento positivo:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = 3.508 \text{ Tonf - m}$$

- Momento ultimo:

$$\phi M_{n1} = 1.1 * M_{cr} = 3.86 \text{ Tonf - m}$$

- Acero mínimo requerido:

$$\lambda = \frac{0.85 * f'_{c1} * b_{dia} * d_{ef}}{f_y} = 63.75 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo positivo:

$$A_{smin1} = \lambda * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \phi M_{n1}}{\phi_f * \lambda * f_y * d_{ef}}} \right) = 2.31 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo colocado:

$$A_{s\text{col}} = 2 * \#4 = 2.534 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de altura del bloque en compresión:

$$a_{\text{comp}} = \frac{A_{s\text{col}} * f_y}{0.85 * f'_{c1} * b_{\text{dia}}} = 1.789 \text{ cm}^2$$

- Calculo de momento resistente con armadura mínima:

$$\phi M_n = \phi_f * A_{s\text{col}} * f_y * \left(d_{\text{ef}} - \frac{a_{\text{comp}}}{2} \right) = 4.225 \text{ Tonf-m}$$

- Verificando momentos:

$$\phi M_n > \phi M_{n1} \quad \text{OK}$$

METRADO DE CARGAS MUERTAS:

Metrado de cargas por ancho de diafragma:

- Cálculo de peso propio:

$$w_{\text{propio}} = b_{\text{dia}} * h_{\text{dia}} * \gamma_c = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

- Cálculo de peso de guarderas:

$$w_{\text{guardera}} = b_{\text{dia}} * w_{\text{guardera}} = 0.25 * 1440 = 360 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

- Cálculo de peso de barandas:

$$w_{\text{bar}} = w_{\text{baranda}} * b_{\text{dia}} = 3.75 \text{ kgf}$$

- Cálculo de peso de asfalto:

$$w_{\text{asfalto}} = e_{\text{asfalto}} * b_{\text{dia}} * \gamma_{\text{asfalto}} = 28.125 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

METRADO DE CARGAS MÓVILES:

- Ancho de carril:

$$A_{sc} = 3 \text{ m}$$

- Cálculo de sobrecarga:

$$S_{C_{pos}} = \frac{w_{carril}}{A_{sc}} * b_{dia} = 79.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

- Factor de presencia múltiple:

$$m_1 = 1.2$$

- Carga de rueda + impacto:

$$P_{r+i} = \frac{P_{tra}}{2} * (1 + IM) * m_1 = \frac{14515}{2} (1 + 0.33) * 1.2 = 11583 \text{ Kgf}$$

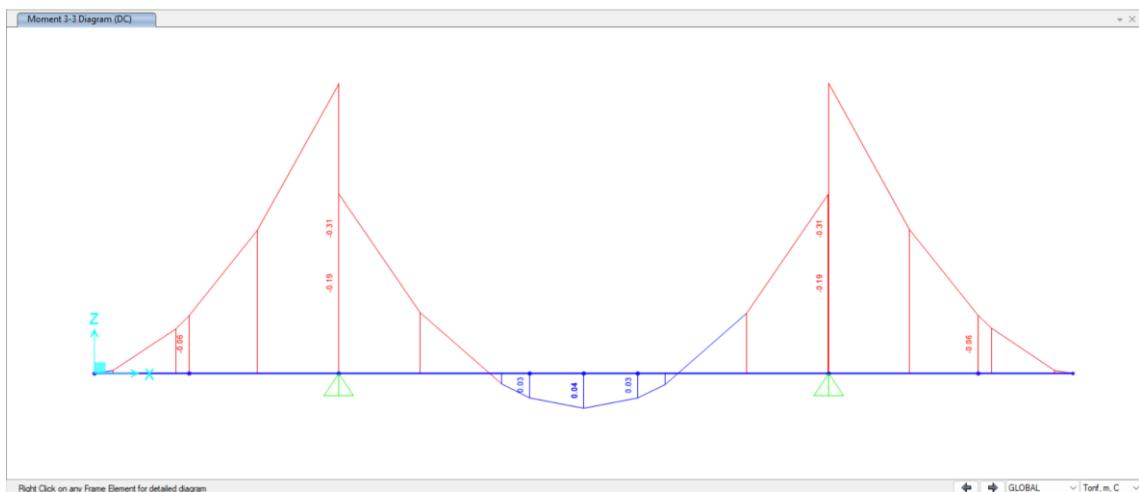


Figura 1. 36. Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga diafragma

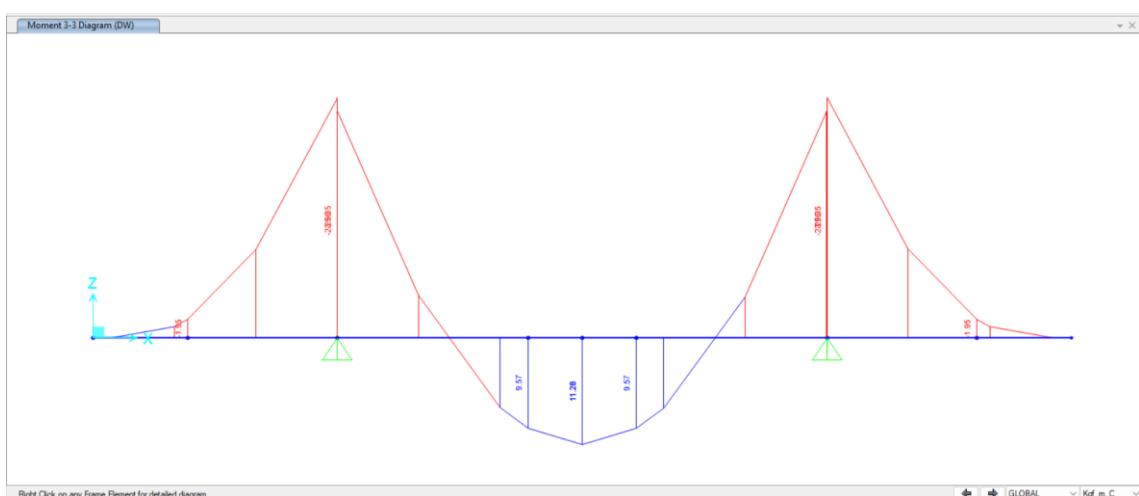


Figura 1. 37. Diagrama de momentos flectores por carga de asfalto en viga diafragma

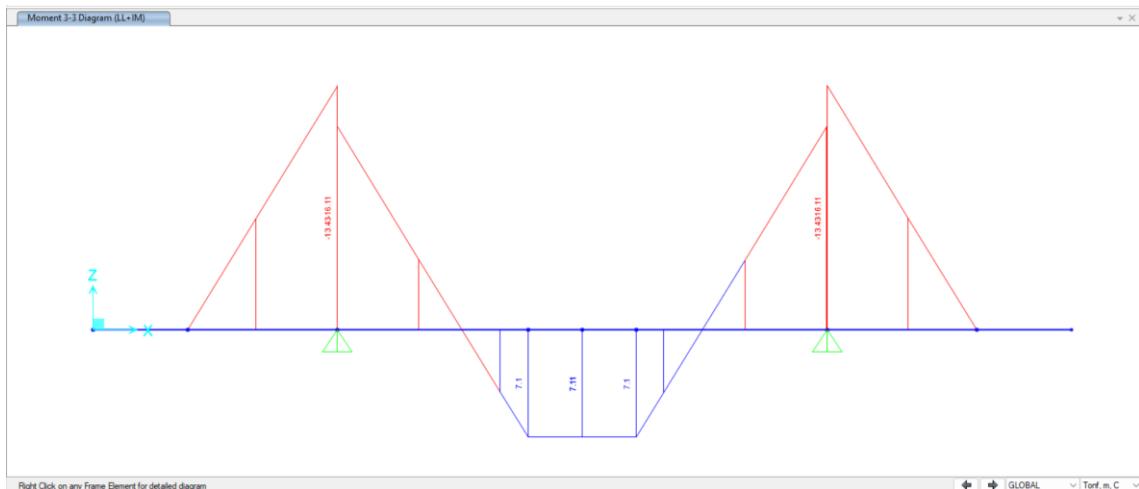


Figura 1. 38. Diagrama de momentos flectores por carga móvil en viga diafragma

MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS ULTIMOS

- Momento máximo por carga muerta:

$$M_{DCu} = 0.0364 \text{ Tonf-m}$$

- Momento máximo por carga de asfalto:

$$M_{DWu} = 0.0113 \text{ Tonf-m}$$

- Momento máximo por carga móvil:

$$M_{(LL+IM)u} = 7.1061 \text{ Tonf-m}$$

FACTORES DE AMPLIFICACION PARA MOMENTO POSITIVO EN ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

- Carga muerta:

$$\Gamma_{DC} = 0.9$$

- Carga de asfalto:

$$\Gamma_{DW} = 1.5$$

- Carga móvil:

$$\Gamma_{LL+IM} = 1.75$$

Cabe mencionar que estos factores de amplificación ya han sido considerados en el análisis de la viga diafragma en el CSI Bridge V25.0.0, por lo tanto, a continuación, se procederá a aplicar tan solamente el coeficiente modificador final " η ", para obtener el momento ultimo.

MOMENTO ULTIMO POSITIVO PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

$$M_u = \eta * (M_{DCu} + M_{DWu} + M_{(LL+IM)u}) = 7.49 \text{ Tonf-m}$$

MOMENTOS NEGATIVOS MAXIMOS ULTIMOS

- Momento máximo negativo por carga muerta:

$$M'_{DCu} = 0.1324 \text{ Tonf-m}$$

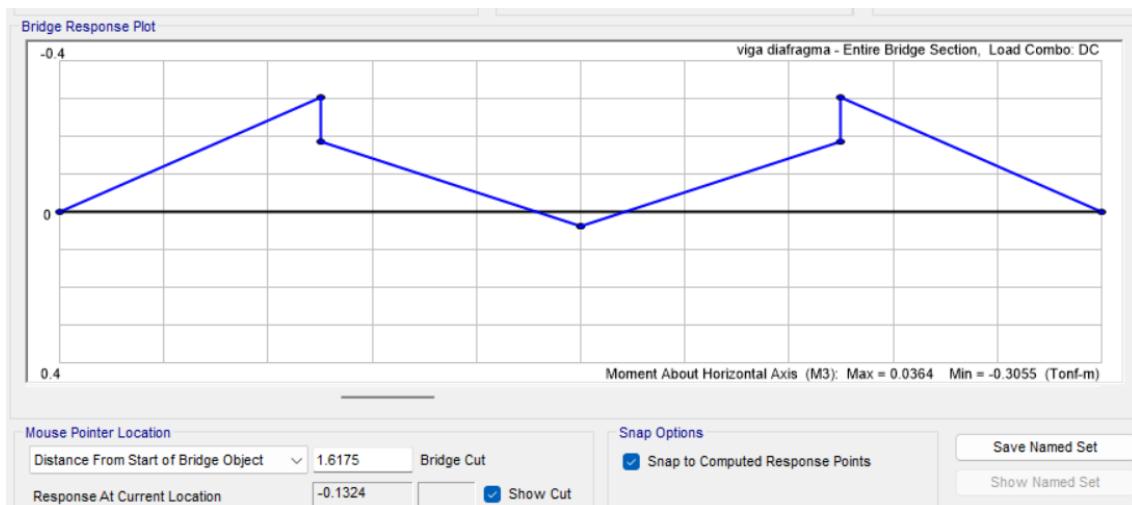


Figura 1. 39. Diagrama de momento máximo negativo por carga muerta en viga diafragma

- Momento máximo negativo por carga de asfalto:

$$M'_{DWu} = 0.0151 \text{ Tonf-m}$$

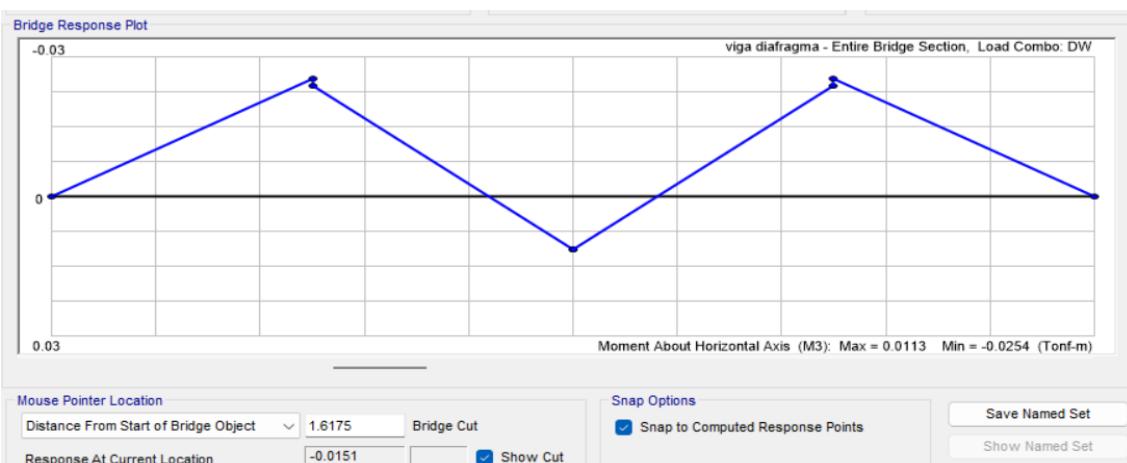


Figura 1. 40. Diagrama de momento máximo negativo por carga de asfalto en viga diafragma

- Momento máximo negativo por carga móvil:

$$M'_{(LL+IM)u} = 8.268 \text{ Tonf-m}$$

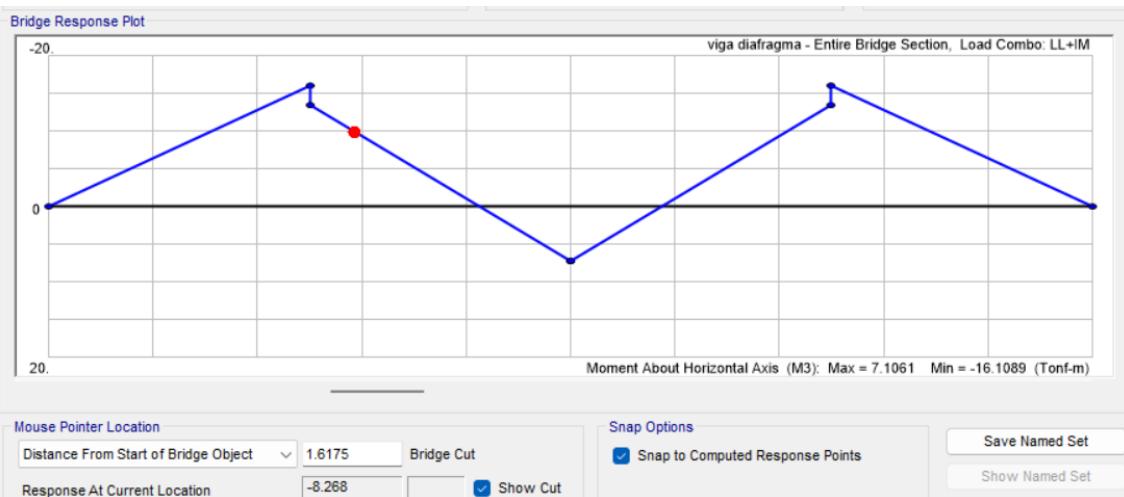


Figura 1. 41. Diagrama de momento máximo negativo por carga móvil en viga diafragma

FACTORES DE AMPLIFICACION PARA MOMENTO NEGATIVO PARA ESTADO LIMITE RESISTENCIA I

- Carga muerta:

$$\Gamma_{DC} = 1.25$$

- Carga de asfalto:

$$\Gamma_{DW} = 0.65$$

- Carga móvil:

$$\Gamma_{LL+IM} = 1.75$$

Cabe mencionar que estos factores de amplificación ya han sido considerados en el análisis de la viga diafragma en el CSI Bridge V25.0.0, por lo tanto, a continuación, se procederá a aplicar tan solamente el coeficiente modificador final " η ", para obtener el momento ultimo negativo.

MOMENTO ULTIMO NEGATIVO PARA EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

$$M_{u2} = \eta * (M'_{DCu} + M'_{DWu} + M'_{(LL+IM)u}) = 8.811 \text{ Tonf-m}$$

RESULTADOS DEL DISEÑO Y DISTRIBUCION DE ACERO EN LA VIGA DIAFRAGMA

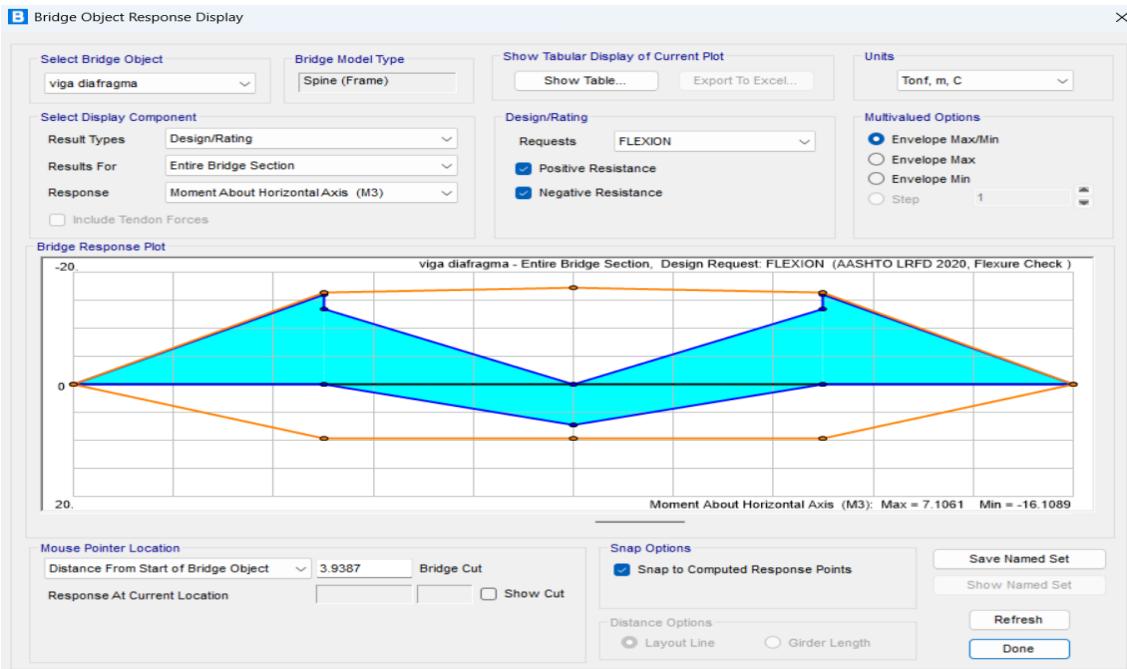


Figura 1. 42. La distribución de acero longitudinal, cumple con el requerimiento mínimo

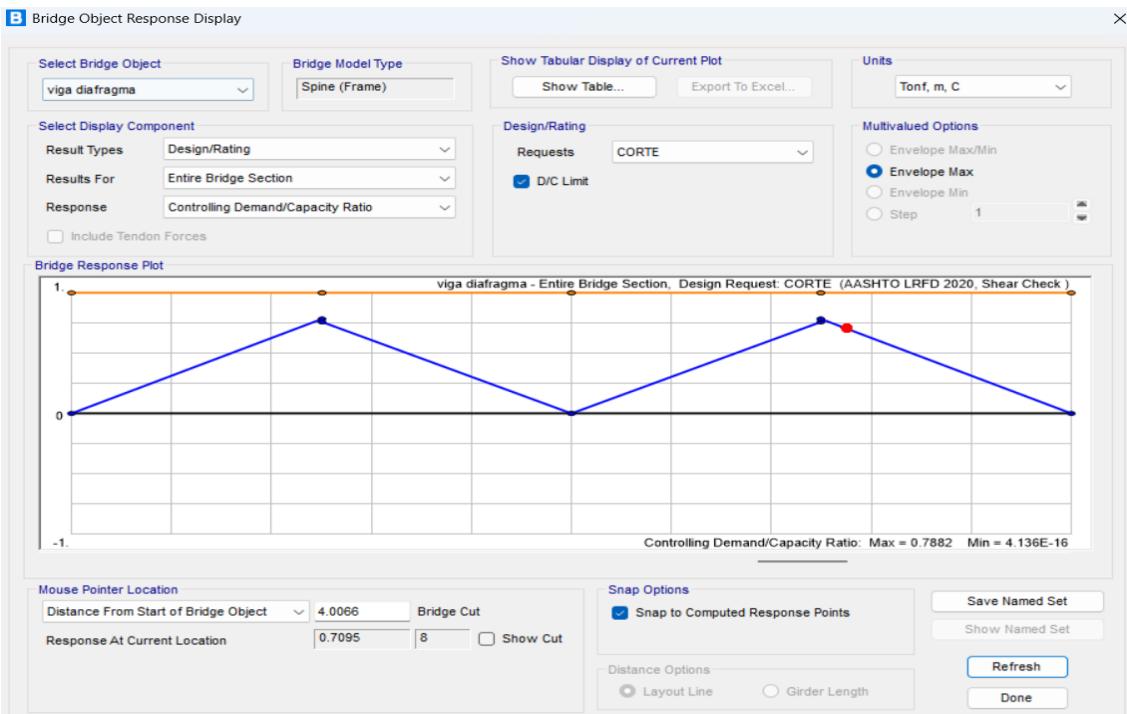


Figura 1. 43. La distribución de acero transversal, cumple con el requerimiento mínimo

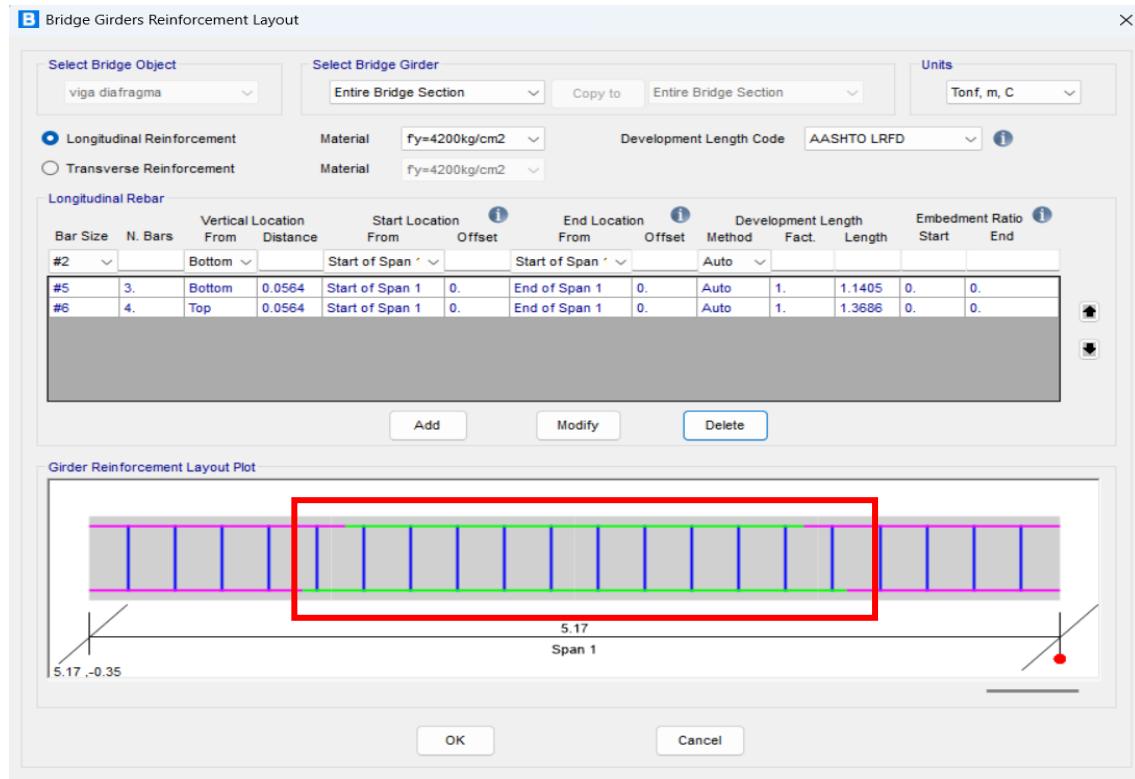


Figura 1. 44. Disposición de acero longitudinal en viga diafragma

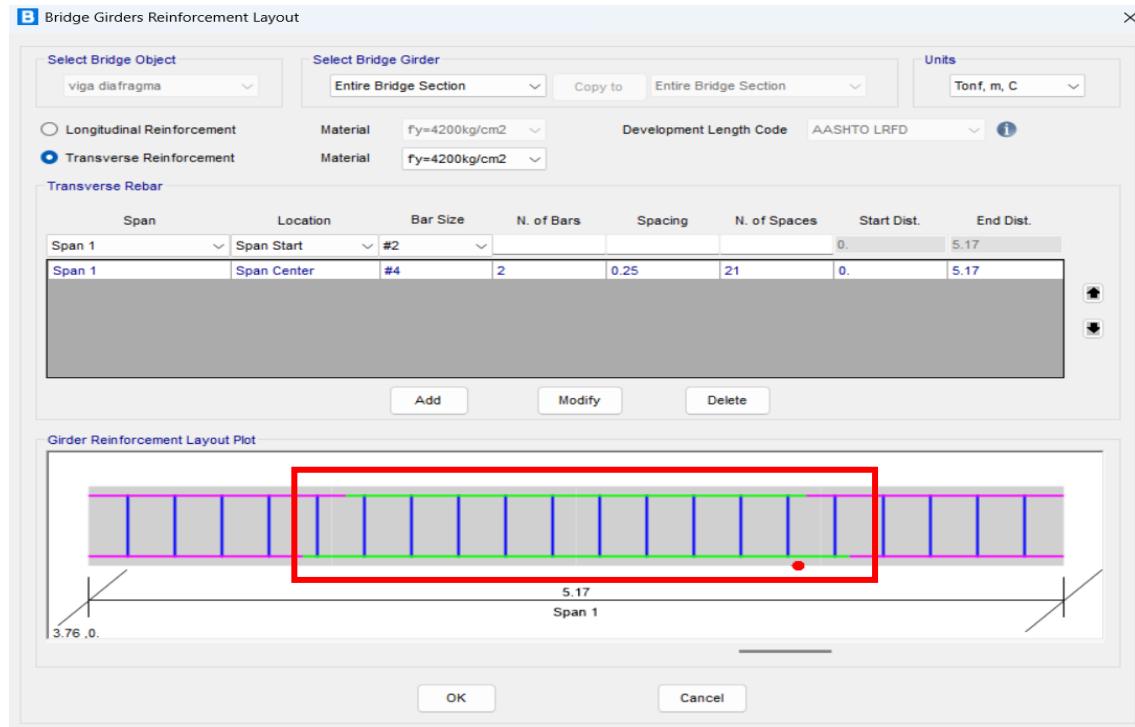


Figura 1. 45. Disposición de acero transversal en viga diafragma

ARMADURA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA:

- Acero de temperatura:

$$As_{temp} = \frac{0.0018 * b_{dia} * h_{dia}}{2 * (b_{dia} + h_{dia})} = 1.5 \frac{cm^2}{m}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < 1.5 \frac{cm^2}{m} < 12.7 \frac{cm^2}{m}$$

- Espacio libre:

$$s' = h_{dia} - e_{losa} - 10 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

- Acero requerido:

$$A's_{temp} = As_{temp} * s' = 0.3 \text{ cm}^2$$

- Área de acero colocado en las dos caras:

$$2 * \#4 = 2.534 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento máximo:

$$s_{max} = 15 \text{ cm}$$

ANEXO 02. PRESUPUESTO DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO

Para calcular el presupuesto del puente viga losa de concreto armado, previamente se ha calculado el costo del flete hasta el lugar de emplazamiento del proyecto, el cual se detalla a continuación, en la Tabla 1.1.

Tabla 1. 1. Cálculo del Flete de materiales para ejecución de superestructura de puente viga losa de concreto armado

CALCULO DEL FLETE				
Recurso	Unidad	Cantidad	Peso parcial	Peso total
Asfalto rc-250	gal	2.4700	3.77	9.31
Neoprene e=1/2"	m2	2.0800	1.00	2.08
Soldadura cellocord punto azul 3/16"	kg	11.6450	1.00	11.65
Alambre negro recocido N° 8	kg	79.6050	1.00	79.61
Alambre negro recocido N° 16	kg	649.6240	1.00	649.62
Acero de refuerzo f'y = 4200 kg/cm2	kg	11,182.9098	1.00	11,182.91
Acero EG-24, e=3/8"	kg	226.8000	1.00	226.80
Clavos de 2 1/2"	kg	12.0477	1.00	12.05
Clavos de 4"	kg	57.9455	1.00	57.95
Clavos de 3"	kg	17.0000	1.00	17.00
Tubería PVC SAP CL 7.5 d=2"	m	3.7080	0.50	1.85
Piedra chancada de 3/4"	m3	28.7790	2,500.00	71,947.50
Arena fina	m3	0.9656	1,700.00	1,641.52
Arena gruesa de río	m3	28.2897	1,800.00	50,921.46
Hormigón de río	m3	3.8800	1,800.00	6,984.00
Tubo fierro galvanizado de 1 1/2" x 3.3 mm	m	54.8700	5.00	274.35
Tecnopor e=2"	m2	24.3801	0.50	12.19
Cemento portland tipo i (42.5 kg)	bol	660.4915	42.50	28,070.89
Pernos 5/8"x12"	und	24.0000	0.10	2.40
Madera eucalipto (p2)	p2	138.7000	2.00	277.40
Madera eucalipto cepillada	p2	1,189.6625	2.00	2,379.33
Viga rolliza de 6" de eucalipto	m	24.0000	75.00	1,800.00
Madera rolliza d=5"x5m, de eucalipto	und	8.0000	300.00	2,400.00
Madera rolliza d=5"x4.5m, de eucalipto	und	24.0000	270.00	6,480.00
Madera rolliza d=4"x4.8m, de eucalipto	und	18.0000	200.00	3,600.00
Pintura esmalte	gal	11.3407	3.88	44.00
Base imprimante	kg	16.4625	1.00	16.46
Pintura anticorrosiva	gal	0.7316	5.10	3.73
Thinner	gal	9.8775	3.23	31.90
Lija	und	4.3900	0.20	0.88
TOTAL				57,644.35
FLETE TERRESTRE CAJAMARCA – PUENTE HUACADAY				24,979.22
		Costo viaje	Costo por kilo	
Carro de 15 ton- costo por viaje (S/)		6,500.00	0.43	24,979.22
FLETE RURAL (CARGUIO Y DESCARGUIO)				576.44
		Costo viaje	Costo por kilo	
Capacidad de una persona 50 kg		0.50	0.01	576.44
COSTO TOTAL DE FLETE (S/)				25,555.66

A continuación, utilizando el programa de presupuestos S10 2005, se ha obtenido el presupuesto que se muestra en la Tabla 1.2.

Tabla 1. 2. Presupuesto de ejecución de superestructura de puente viga losa de concreto armado

PRESUPUESTO DE PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO - SUPERESTRUCTURA					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (\$/)	Parcial (\$/)
01	TRABAJOS PRELIMINARES				26,131.66
01.01	Movilización y desmovilización de equipo	glb	1.00	576.00	576.00
01.02	Flete terrestre	glb	1.00	25,555.66	25,555.66
02	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				112,144.74
02.01	ESTRUCTURA: VIGAS PRINCIPALES				51,498.03
02.01.01	Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ - vigas principales	m3	29.63	608.98	18,044.08
02.01.02	Encofrado y desencofrado de vigas principales	m2	106.07	63.48	6,733.32
02.01.03	Acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, en vigas principales	kg	4,394.84	6.08	26,720.63
02.02	ESTRUCTURA: VIGAS DIAFRAGMA				5,663.97
02.02.01	Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ - vigas diafragma	m3	2.13	608.98	1,297.13
02.02.02	Encofrado y desencofrado de vigas diafragma	m2	21.26	63.48	1,349.58
02.02.03	Acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, en vigas diafragma	kg	496.26	6.08	3,017.26
02.03	ESTRUCTURA: LOSA				54,982.74
02.03.01	Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ - losa	m3	22.54	608.98	13,726.41
02.03.02	Encofrado y desencofrado de losa	m2	125.64	63.48	7,975.63
02.03.03	Acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, en losa	kg	5,473.80	6.08	33,280.70
03	FALSO PUENTE				6,971.97
03.01	Falso puente de madera rolliza	glb	1.00	6,971.97	6,971.97
04	REVOQUES ENLUCIDOS				6,599.29
04.01	Frotachado de losa	m2	87.23	32.69	2,851.55
04.02	Tarajeo de vereda y parapeto: mortero 1:3; $e=1.5 \text{ cm}$	m2	60.35	62.10	3,747.74
05	DISPOSITIVOS DE APOYO				2,318.19
05.01	Apoyo fijo	und	1.00	584.20	584.20
05.02	Apoyo móvil	und	1.00	1,733.99	1,733.99
06	VARIOS				14,898.02
06.01	JUNTAS DE DILATACION				707.90
06.01.01	Juntas de dilatación con Tecnopor; $e=2"$	m2	23.67	26.84	635.30
06.01.02	Juntas de dilatación asfáltica; $e=2"$	m	10.74	6.76	72.60
06.02	DRENAGE EN LOSA				45.97
06.02.01	Drenaje PVC SAP clase 7.5; $d = 2"$ en losa	m	3.60	12.77	45.97
06.03	CURADO DEL CONCRETO				1,001.65
06.03.01	Curado de obras de concreto	glb	1.00	1,001.65	1,001.65
06.04	BARANDAS METALICAS				11,862.16
06.04.01	Baranda de tubo Fº Gº pasamano + parante 1 1/2", inc. pintado	m	36.58	324.28	11,862.16
06.05	PINTURA				1,280.34
06.05.01	Pintado interior de parapetos y sardinel vereda	m2	21.95	58.33	1,280.34
COSTO TOTAL DE EJECUCION DEL PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO (\$/)					169,063.87

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Partida	01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : glb	576.00
Código		Descripción Recurso Subcontratos	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 576.00 576.00
0424010009		MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	glb		1.0000	576.00
Partida	01.02	FLETE TERRESTRE				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : glb	25,555.66
Código		Descripción Recurso Materiales	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 25,555.66 25,555.66
0203010007		FLETE TERRESTRE	glb		1.0000	25,555.66
Partida	02.01.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 - VIGAS PRINCIPALES				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000		Costo unitario directo por : m3	608.98
Código		Descripción Recurso Mano de Obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 11.40 8.96 64.83 85.19
0101010003	OPERARIO		hh		1.0000	28.49
0101010004	OFICIAL		hh		1.0000	22.39
0101010005	PEON		hh		8.0000	20.26
		Materiales				
0207010015	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"		m3		0.5300	208.00
02070200010003	ARENA GRUESA DE RIO		m3		0.5200	208.00
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.7300	25.00
0290130021	AGUA		m3		0.1860	2.50
						512.12
		Equipos				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	85.19
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2"		hm		1.0000	10.18
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3		hm		1.0000	12.60
						5.04
						11.67
Partida	02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS PRINCIPALES				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000		Costo unitario directo por : m2	63.48
Código		Descripción Recurso Mano de Obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 16.28 12.79 8.68 37.75
0101010003	OPERARIO		hh		1.0714	28.49
0101010004	OFICIAL		hh		1.0714	22.39
0101010005	PEON		hh		0.8036	20.26
		Materiales				
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.1000	4.50
0204120003	CLAVOS DE 4"		kg		0.1500	5.00
0231230015	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA		p2		4.5000	5.20
						23.40
						24.60
		Equipos				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	37.75
						1.13

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				Fecha presupuesto	06/04/2025
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO					
Partida	02.01.03	ACERO F'y = 4200 kg/cm2, EN VIGAS PRINCIPALES					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : kg		6.08	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0267	28.49	0.76
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0267	22.39	0.60
							1.36
	Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0600	4.80	0.29
0204030002	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	4.10	4.39
							4.68
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.36	0.04
							0.04
Partida	02.02.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 - VIGAS DIAFRAGMA					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		608.98	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.4000	28.49	11.40
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.4000	22.39	8.96
0101010005	PEON		hh	8.0000	3.2000	20.26	64.83
							85.19
	Materiales						
0207010015	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"		m3		0.5300	208.00	110.24
02070200010003	ARENA GRUESA DE RIO		m3		0.5200	208.00	108.16
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.7300	25.00	293.25
0290130021	AGUA		m3		0.1860	2.50	0.47
							512.12
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	85.19	2.56
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2"		hm	1.0000	0.4000	10.18	4.07
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3		hm	1.0000	0.4000	12.60	5.04
							11.67
Partida	02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DIAFRAGMA					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m2		63.48	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0714	0.5714	28.49	16.28
0101010004	OFICIAL		hh	1.0714	0.5714	22.39	12.79
0101010005	PEON		hh	0.8036	0.4286	20.26	8.68
							37.75
	Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.1000	4.50	0.45
0204120003	CLAVOS DE 4"		kg		0.1500	5.00	0.75
0231230015	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA		p2		4.5000	5.20	23.40
							24.60
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	37.75	1.13
							1.13

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				Fecha presupuesto	06/04/2025
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO					
Partida	02.02.03	ACERO F'y = 4200 kg/cm2, EN VIGAS DIAFRAGMA					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : kg		6.08	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0267	28.49	0.76
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0267	22.39	0.60
							1.36
	Materiales						
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0600	4.80	0.29
0204030002	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	4.10	4.39
							4.68
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.36	0.04
							0.04
Partida	02.03.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 - LOSA					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		608.98	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.4000	28.49	11.40
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.4000	22.39	8.96
0101010005	PEON		hh	8.0000	3.2000	20.26	64.83
							85.19
	Materiales						
0207010015	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"		m3		0.5300	208.00	110.24
02070200010003	ARENA GRUESA DE RIO		m3		0.5200	208.00	108.16
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		11.7300	25.00	293.25
0290130021	AGUA		m3		0.1860	2.50	0.47
							512.12
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	85.19	2.56
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2"		hm	1.0000	0.4000	10.18	4.07
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3		hm	1.0000	0.4000	12.60	5.04
							11.67
Partida	02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m2		63.48	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0714	0.5714	28.49	16.28
0101010004	OFICIAL		hh	1.0714	0.5714	22.39	12.79
0101010005	PEON		hh	0.8036	0.4286	20.26	8.68
							37.75
	Materiales						
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.1000	4.50	0.45
0204120003	CLAVOS DE 4"		kg		0.1500	5.00	0.75
0231230015	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA		p2		4.5000	5.20	23.40
							24.60
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	37.75	1.13
							1.13

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO			Fecha presupuesto	06/04/2025
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Partida	02.03.03	ACERO F'y = 4200 kg/cm ² , EN LOSA				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000		Costo unitario directo por : kg	6.08
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 0.76
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0267	28.49
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0267	22.39
						0.60
						1.36
	Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0600	4.80
0204030002	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm ² GRADO 60		kg		1.0700	4.10
						4.39
						4.68
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.36
						0.04
						0.04
Partida	03.01	FALSO PUENTE DE MADERA ROLLIZA				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : glb	6,971.97
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 455.84
0101010003	OPERARIO		hh	2.0000	16.0000	28.49
0101010004	OFICIAL		hh	2.0000	16.0000	22.39
0101010005	PEON		hh	10.0000	80.0000	20.26
						1,620.80
						2,434.88
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		54.2000	4.50
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		26.7300	4.80
0204120002	CLAVOS DE 2 1/2"		kg		10.7200	4.24
0204120003	CLAVOS DE 4"		kg		20.0000	5.00
0204120004	CLAVOS DE 3"		kg		17.0000	4.24
02070300010001	HORMIGON DE RIO		m3		3.8800	182.00
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		12.1300	25.00
0231230003	MADERA EUCALIPTO (p2)		p2		138.7000	4.50
0231230016	VIGA ROLLIZA DE 6" DE EUCALIPTO		m		24.0000	10.00
0231230018	MADERA ROLLIZA D=5"X5m, DE EUCALIPTO		und		8.0000	30.00
0231230019	MADERA ROLLIZA D=5"X4.5m, DE EUCALIPTO		und		24.0000	41.00
0231230020	MADERA ROLLIZA D=4"X4.8m, DE EUCALIPTO		und		18.0000	42.50
0290130021	AGUA		m3		4.7000	2.50
						11.75
						4,464.04
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2,434.88
						73.05
						73.05
Partida	04.01	FROTACHADO DE LOSA				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por : m2	32.69
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 28.49
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.0000	28.49
0101010005	PEON		hh	0.1000	0.1000	20.26
						2.03
						30.52
	Materiales					
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		0.0500	25.00
						1.25
						1.25
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	30.52
						0.92
						0.92

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO			Fecha presupuesto	06/04/2025
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Partida	04.02	TARAJEJO DE VEREDA Y PARAPETO: Mortero 1:3; E=1.5 CM				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000		Costo unitario directo por : m2	62.10
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 49.44
0101010003	OPERARIO		hh	4.0000	1.2800	28.49 36.47
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.6400	20.26 12.97
	Materiales					
0204120002	CLAVOS DE 2 1/2"		kg		0.0220	4.24 0.09
02070200010001	ARENA FINA		m3		0.0160	234.00 3.74
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		0.1170	25.00 2.93
0231230015	MADERA EUCALIPTO CEPILLADA		p2		0.8500	5.20 4.42
						11.18
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	49.44 1.48
Partida	05.01	APOYO FIJO				
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : und	584.20
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 407.04
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	8.0000	28.49 227.92
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	8.0000	22.39 179.12
	Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		1.0000	4.80 4.80
0204030002	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		39.0600	4.10 160.15
						164.95
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	407.04 12.21
Partida	05.02	APOYO MOVIL				
Rendimiento	und/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000		Costo unitario directo por : und	1,733.99
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/. 244.04
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	4.0000	28.49 113.96
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	4.0000	22.39 89.56
0101010005	PEON		hh	0.5000	2.0000	20.26 40.52
	Materiales					
0201050008	NEOPRENE E=1/2"		m2		2.0800	82.10 170.77
0201050009	SOLDADURA CELLOCORD PUNTO AZUL 3/16"		kg		2.5000	15.00 37.50
0204030003	ACERO EG-24, E=3/8"		kg		226.8000	4.10 929.88
0218020003	PERNOS 5/8"X12"		und		24.0000	11.02 264.48
						1,402.63
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	244.04 7.32
0301500002	SOLDADORA ELECTRICA DE 295 AMPERIOS		hm	1.0000	4.0000	20.00 80.00
						87.32

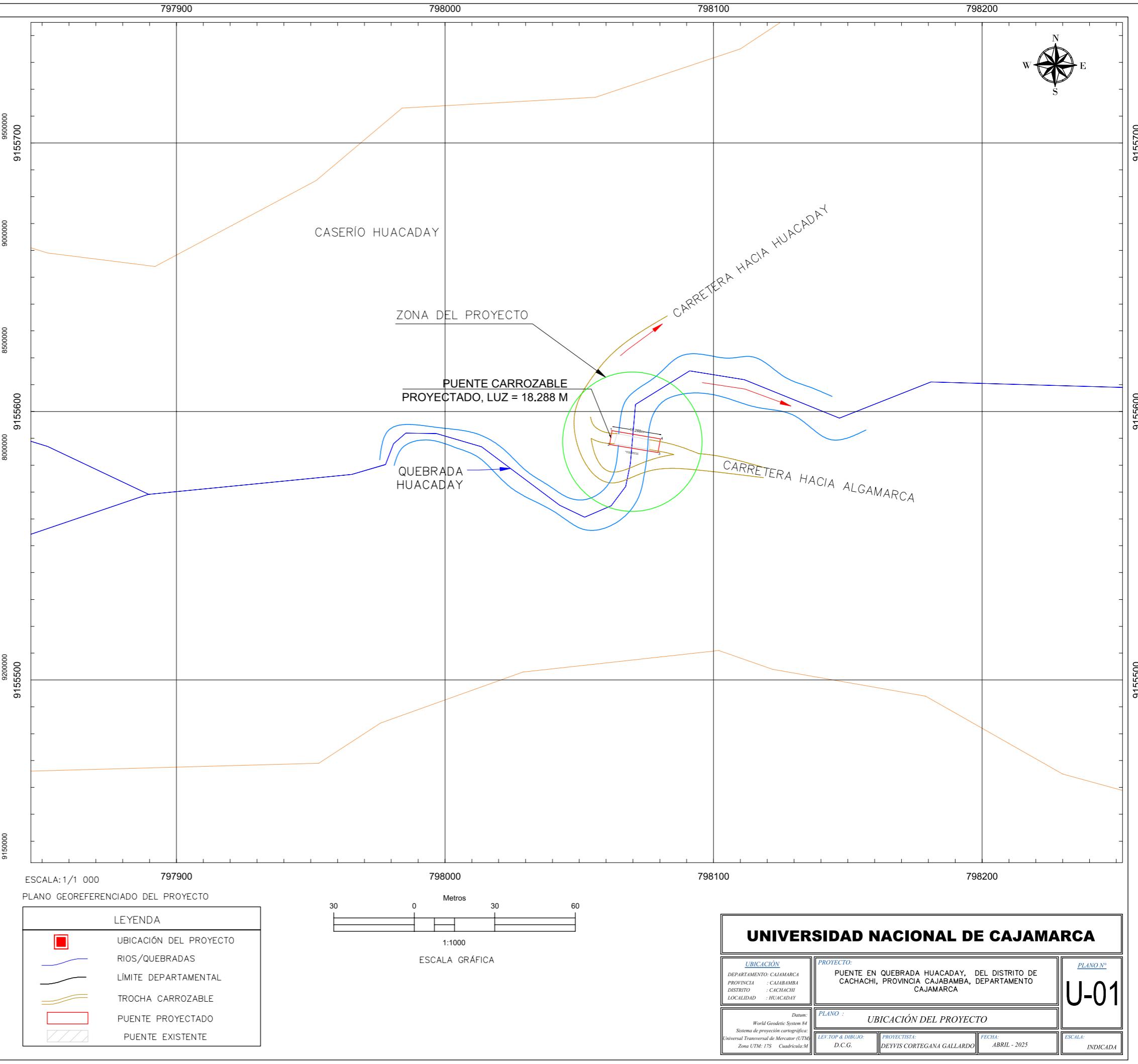
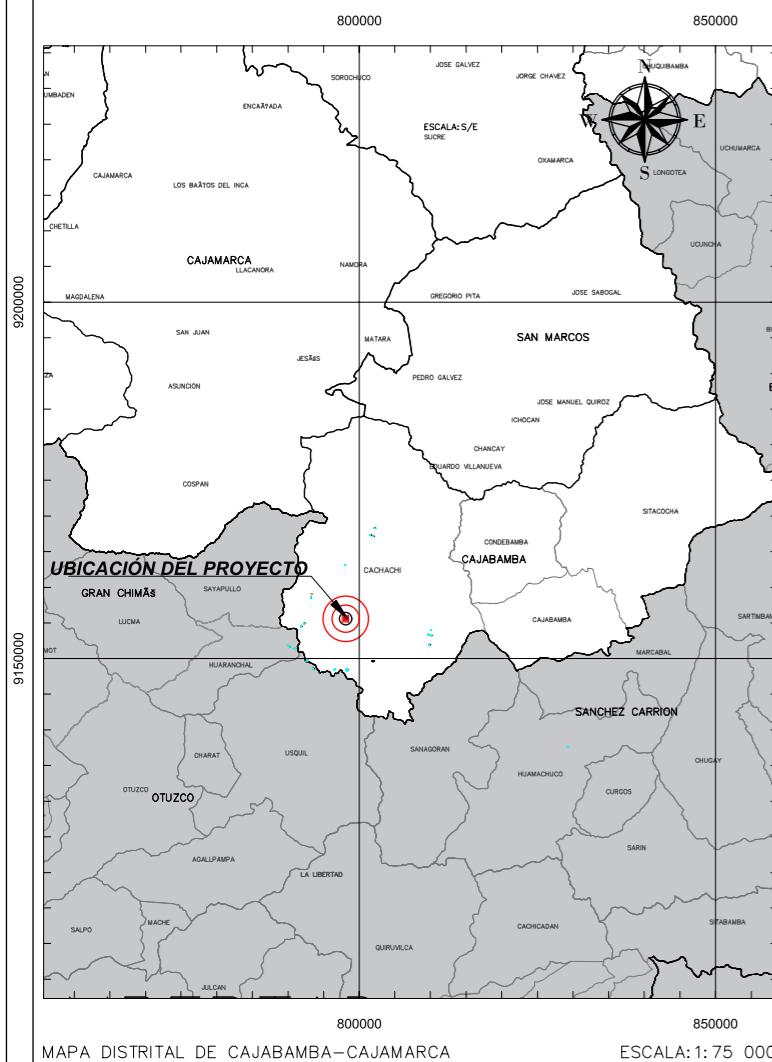
Análisis de precios unitarios

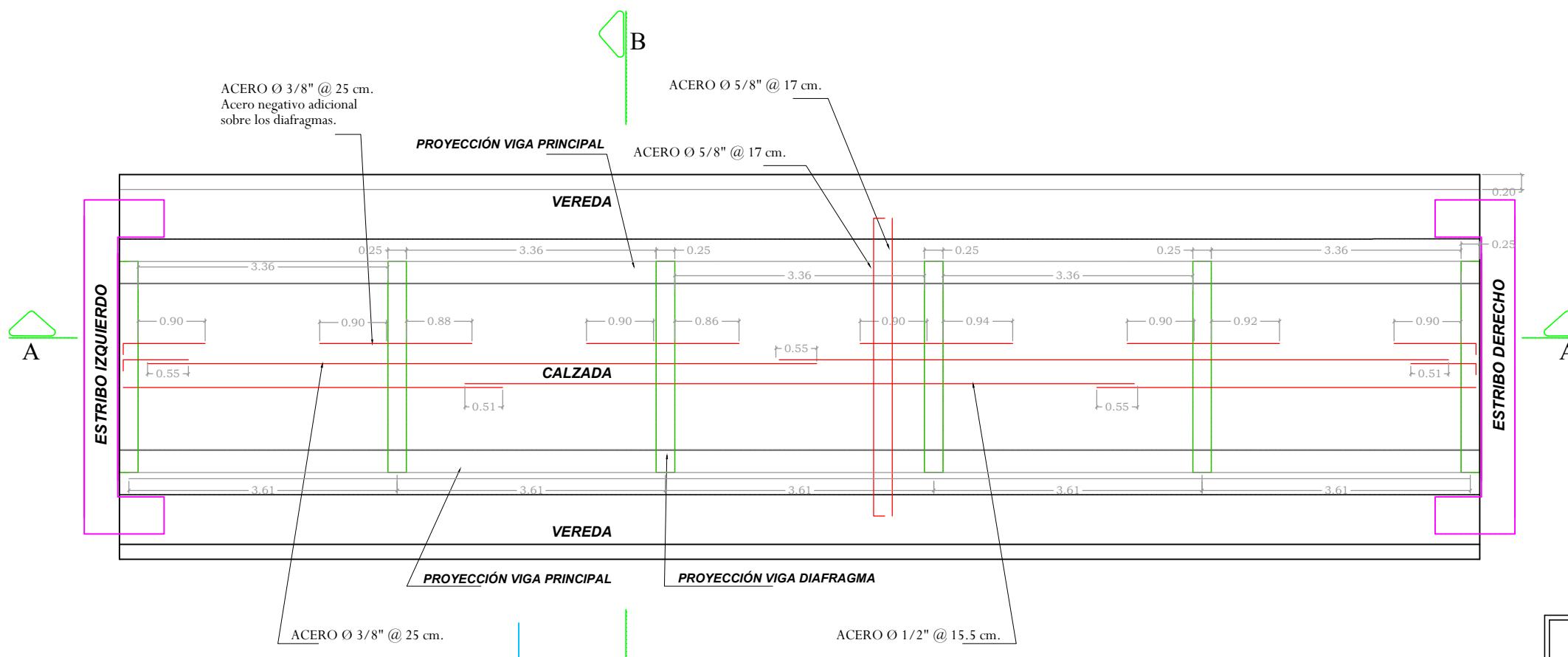
Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Partida	06.01.01	JUNTAS DE DILATACION CON TEKNOPORT; E=2"				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000		Costo unitario directo por : m2	26.84
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010004	OFICIAL		hh	0.5000	0.4000	22.39 8.96
0101010005	PEON		hh	0.5000	0.4000	20.26 8.10 17.06
	Materiales					
02100400010010	TECKNOPOR E=2"		m2		1.0300	9.00 9.27 9.27
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	17.06 0.51 0.51
Partida	06.01.02	JUNTAS DE DILATACION ASFALTICA; E=2"				
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000		Costo unitario directo por : m	6.76
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010003	OPERARIO		hh	0.5000	0.0400	28.49 1.14
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.0800	20.26 1.62 2.76
	Materiales					
02010500010001	ASFALTO RC-250		gal		0.2300	12.50 2.88
02070200010003	ARENA GRUESA DE RIO		m3		0.0050	208.00 1.04 3.92
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2.76 0.08 0.08
Partida	06.02.01	DRENAJE PVC SAP CLASE 7.5; D = 2" EN LOSA				
Rendimiento	m/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000		Costo unitario directo por : m	12.77
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.1600	28.49 4.56
0101010005	PEON		hh	0.1000	0.0160	20.26 0.32 4.88
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.0300	4.50 0.14
0206010006	TUBERIA PVC SAP CL 7.5 D=2"		m		1.0300	7.38 7.60 7.74
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	4.88 0.15 0.15
Partida	06.03.01	CURADO DE OBRAS DE CONCRETO				
Rendimiento	glb/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : glb	1,001.65
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010005	PEON		hh	6.0000	48.0000	20.26 972.48 972.48
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	972.48 29.17 29.17

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202005	TESIS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO				
Partida	06.04.01	BARANDA DE TUBO F° G° PASAMANO + PARANTE 1 1/2", INC PINTADO			Fecha presupuesto	06/04/2025
Rendimiento	m/DIA	MO. 6.0000	EQ. 6.0000		Costo unitario directo por : m	324.28
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.3333	28.49 37.99
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	1.3333	22.39 29.85
0101010005	PEON		hh	0.5000	0.6667	20.26 13.51 81.35
	Materiales					
0201050009	SOLDADURA CELLOCORD PUNTO AZUL 3/16"		kg		0.2500	15.00 3.75
0204030002	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.4600	4.10 5.99
0209020003	TUBO FIERRO GALVANIZADO DE 1 1/2" X 3.3 MM		m		1.5000	18.98 28.47
0240020001	PINTURA ESMALTE		gal		0.0400	37.00 1.48
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA		gal		0.0200	40.00 0.80 40.49
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	81.35 2.44
0301500003	MOTOSOLDADORA DE 250 AMPERIOS		hm	1.0000	1.3333	150.00 200.00 202.44
Partida	06.05.01	PINTADO INTERIOR DE PARAPETOS Y SARDINEL VEREDA				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000		Costo unitario directo por : m2	58.33
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.8000	28.49 22.79 22.79
	Materiales					
0240020001	PINTURA ESMALTE		gal		0.4500	37.00 16.65
0240020002	BASE IMPRIMANTE		kg		0.7500	1.00 0.75
0240080023	THINNER		gal		0.4500	37.90 17.06
02902400010031	LIJA		und		0.2000	2.00 0.40 34.86
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	22.79 0.68 0.68

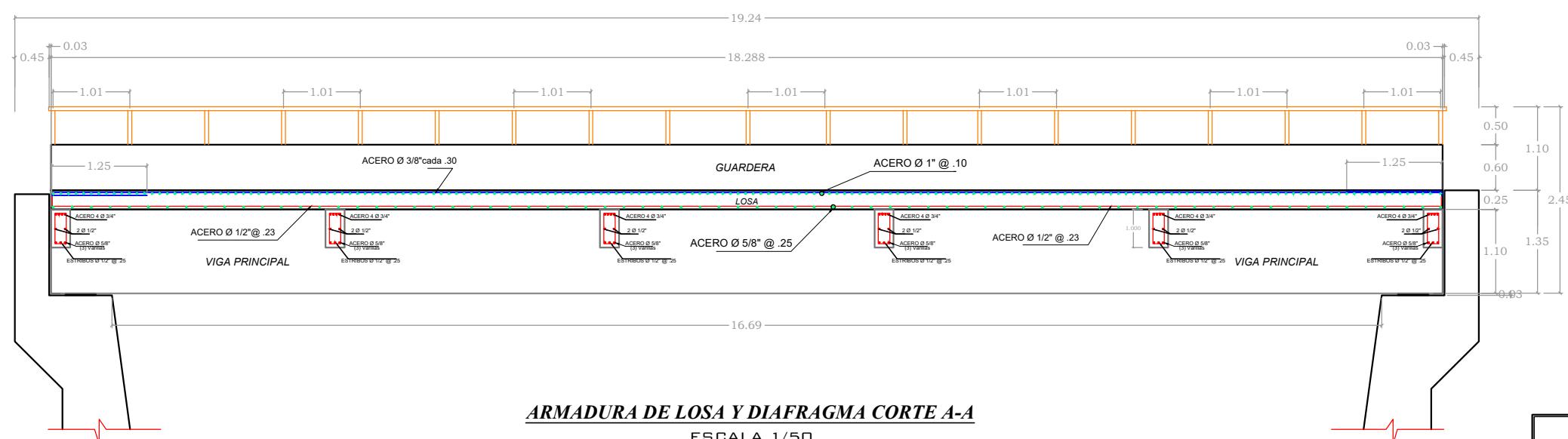
ANEXO 03. PLANOS PUENTE VIGA LOSA DE CONCRETO ARMADO





VISTA EN PLANTA DEL PUENTE

ESCALA: 1/5

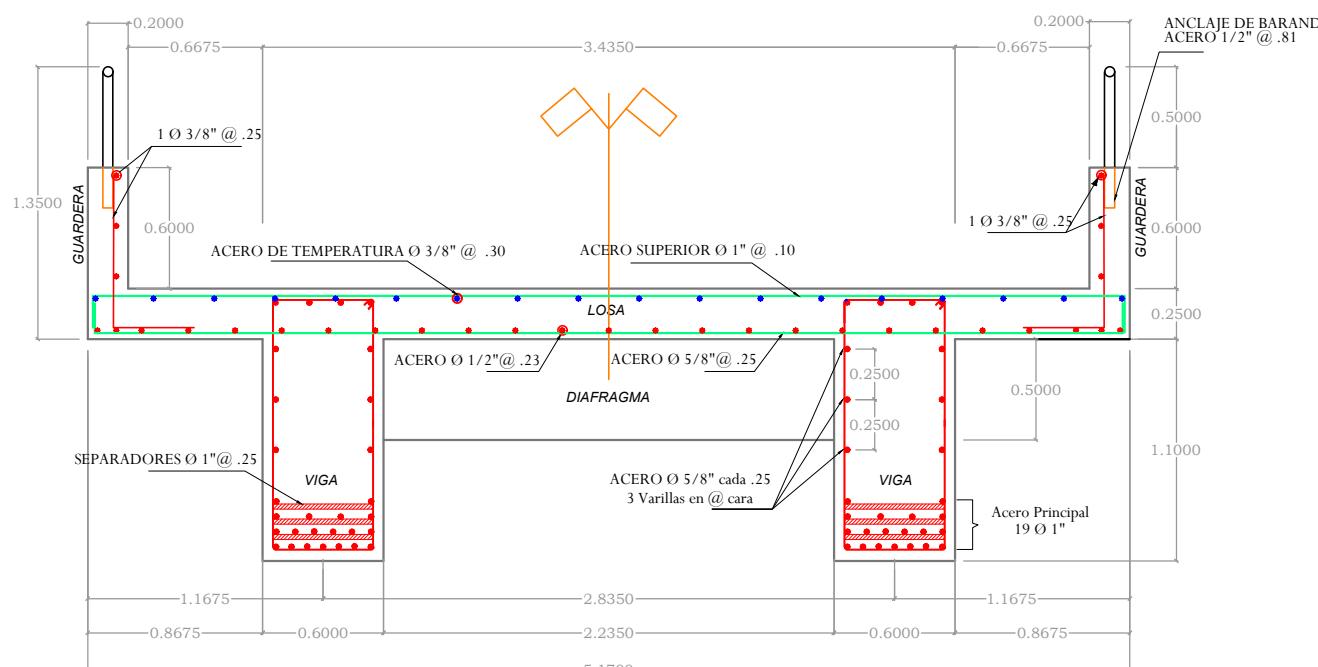
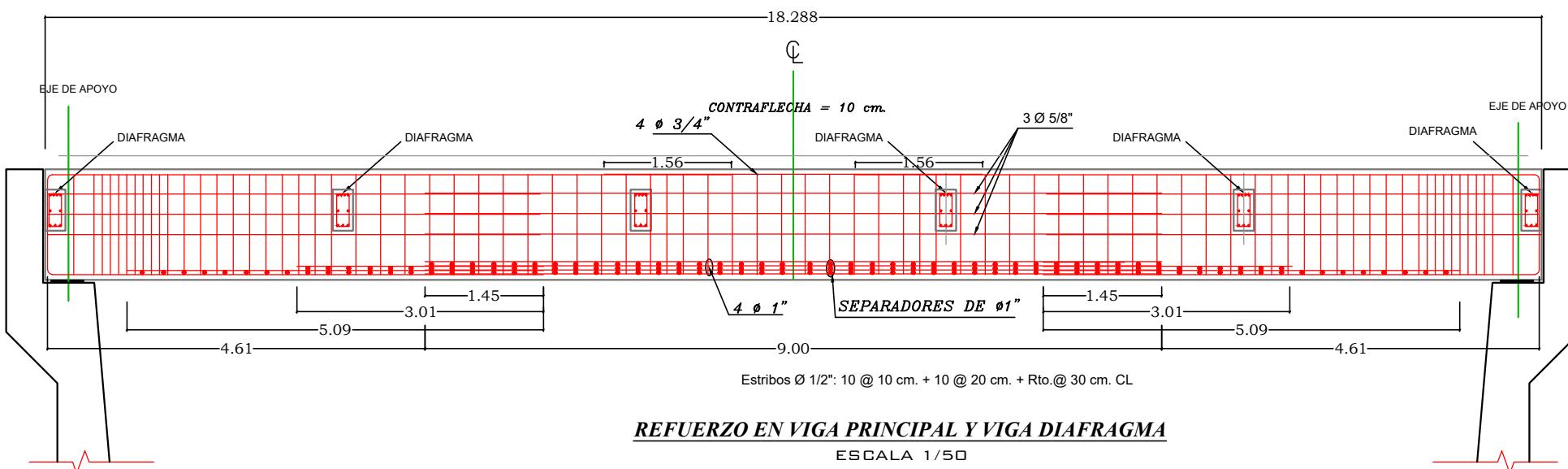


ARMADURA DE LOSA Y DIAFRAGMA CORTE A-A

ESCALA 1/50

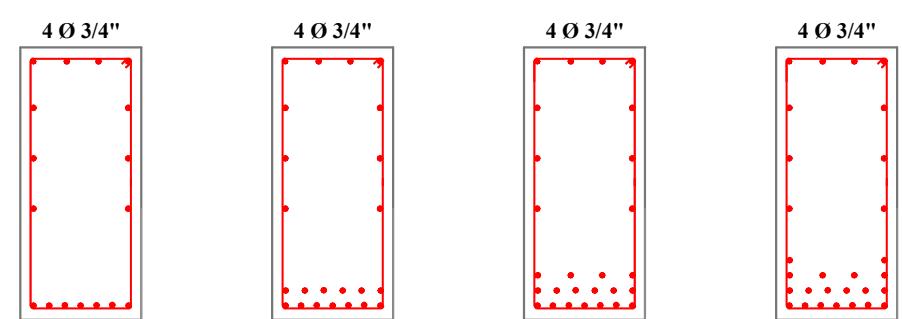
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

<u>UBICACIÓN</u>	<u>PROYECTO:</u> REPARACIÓN DE PUENTE DE CARRETERA EN EL(LA) PUENTE HUACADAY, C.P. ALGAMARCA DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA CAJABAMBA, DEPARTAMENTO CAJAMARCA		<u>PLANO N°</u>
PARTAMENTO: CAJAMARCA	PROVINCIA : CAJABAMBA	DISTRITO : CACHACHI	P-01
CAJADAY			
<u>Datos:</u> World Geodetic System 84 Sistema de proyección cartográfica: Sud Transversal de Mercator (UTM Zona UTM: 17S Cuadrícula: M		<u>PLANO :</u> SUPER ESTRUCTURA - PLANTA Y SECCIÓN LONGITUDINAL	
<u>LEÍT, TOP & DIBUJO:</u> D.C.G.	<u>ELABORADO POR:</u> DEYVIS CORTEGANA GALLARDO	<u>FECHA:</u> ABRIL - 2025	<u>ESCALA:</u> 1:50



CORTE TRANSVERSAL B-B DE LOSA Y VIGAS PRINCIPALES

ESCALA 1/25



SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS PRINCIPALES

ESCALA 1/25

VIGA DIAFRAGMA

TECNICAS

- **ANCHO DE LA VIA** = 3.60 m.
- **ANCHO DE VEREDAS** = 0.50 m.
- **GUARDERIA** = $15 \times 40\text{ cm.}$
- **TREN DE CARGAS** = $HL-93.$
- **capacidad máx de carga pth** = 20 Ton
- **S/C PEATONAL** = $400\text{ Kg/m}^2.$
- **ANCHO DE CAJUELA (C)** = 60 m.
- **DRENAJE DE LA LOSA** = **TUBO PVC.** $S.A.P.f = 2'' @ 3.00\text{ m.}$
- **BARANDA:**
 - . Pasamano y columnetas de tubo de $f''g = 2''$, $f_s = 80\text{ Kg/cm}^2.$
- **SUPERESTRUCTURA: LOSA, VIGAS Y DIAFRAGMAS**
 - . **Concreto:** $f_c = 280\text{ Kg/cm}^2.$
 - . **Alero estructural:** $f_y = 4,200\text{ Kg/cm}^2.$
- **RECUBRIMIENTO LIBRE:**
 - . **Vigas y diafragmas** = 5 cm.
 - . **Losa** = 3.0 cm.

VEREDAS Y GUARDERA

SUBESTRUCTURA:

- . **Concreto Estribos:** $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- . **Acero estructural:** $fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$.
- . **Concreto Ciclopéo Alas:** $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- . **Solado Estribos y Alas:** $e = 40 \text{ cm}$; $C:H = 1:8$.
- . **Profundidad de Cimentación Estribos:** 2.00 m .
- . **Profundidad de Cimentación Alas:** 2.00 m .
- . **Resistencia del Terreno (st):** 2.45 Kg/cm^2
- . **Drenaje de Estribos y Alas:** Tubo PVC .
- S.A.P.f = 3° @ 2.00 m .

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

<u>UBICACIÓN</u>	<u>PROYECTO:</u> REPARACIÓN DE PUENTE DE CARRETERA; EN EL(LA) PUENTE HUACADAY, C.P. ALGAMCARA DEL DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA CAJABAMBA, DEPARTAMENTO CAJAMARCA			<u>PLANO N°</u>
PARTAMENTO : CAJAMARCA PROVINCIA : CAJABAMBA DISTRITO : CACHACHI CALIDAD : HUACADAY				P-02
Datum: World Geodetic System 84 Sistema de proyección cartográfica: Universal Transversal de Mercator (UTM) Zona UTM: 17S Cuadricula:M	<u>PLANO :</u> SUPER ESTRUCTURA - ACERO EN VIGA Y LOSA			
<u>LEF. TOP & DIBUJO:</u> D.C.G.	<u>PROYECTISTA:</u> DEYVIS CORTEGANIA GALLARDO	<u>FECHA:</u> ABRIL - 2025	<u>ESCALA:</u> INDICADA	

ANEXO 04. PRESUPUESTO DEL PUENTE MODULAR

Para calcular el presupuesto de la superestructura del puente modular en estudio, se necesitan conocer los elementos componentes de la misma, los cuales se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4. 1. Lista de componentes del puente modular de 18.288 metros de luz, 4.20 metros de ancho de vía, configuración DSR2, sin pasarelas peatonales, carga viva AASHTO HL – 93 LRFD. (Fuente: ACROW CORPORATION)

LISTADO DE ELEMENTOS DE PUENTE MODULAR ACROW 18.288 DSR2					
Nº	Codigo	Descripcion	Peso Unitario (Kg)	Cantidad Requerido	Peso Parcial (Kg)
1	AB051	PASADOR DE PANEL	2.70	50.00	135.00
2	AB052	PRENSA DE SEGURIDAD	0.00	100.00	0.00
3	AB503	PLATO COJINETE HEMBRA	9.5	4	38.00
4	AB504	PLATO COJINETE MACHO	9.5	4	38.00
5	AB509	VIGA DE PISO PESADA	576.00	7.00	4,032.00
6	AB513	ABRAZADERA/ARRIESTRE DEL PUNTAL	6.80	18.00	122.40
7	AB514	ABRAZADERA/ARRIESTRE DE CORDON	6.80	20.00	136.00
9	AB518	ABRAZADERA/ARRIESTRE DE VIGA DE PISO	22.70	16.00	363.20
10	AB522	ARRIESTRE DIAGONAL	14.10	22.00	310.20
11	AB536A	PERNO, TUERCA Y ARANDELA	0.70	24.00	16.80
12	AB546	PERNO DE PANEL DE PISO, TUERCA Y ARANDELA	0.30	84.00	25.20
13	AB547A	PERNO DE VIGA, TUERCA Y ARANDELA	0.70	28.00	19.60
15	AB549A	PERNO DE ABRAZADERA, TUERCA Y ARANDELA	0.60	16.00	9.60
16	AB584	PERNO DE CORDON, TUERCA Y ARANDELA	1.30	64.00	83.20
17	AB587	COJINETE	29.00	4.00	116.00
20	AB591	ABRAZADERA TRANSVERSAL	44.00	12.00	528.00
21	AB602C	UNIDAD DE PISO EPOXICO	724.00	12.00	8,688.00
22	AB604C	UNIDAD INTERNA DE PISO EPOXICO	182.00	6.00	1,092.00
24	AB621	CORDON DE REFUERZO DE 20 PIES (6.10m)	165.00	16.00	2,640.00
25	AB701	PANEL	315.00	16.00	5,040.00
26	AB702	PANEL FINAL	407.00	8.00	3,256.00
27	AB703	PUNTAL/ARRIOSTRA DEL PANEL	17.00	14.00	238.00
28	AB705	POSTE TERMINAL MACHO	100.00	4.00	400.00
29	AB706	POSTE TERMINAL HEMBRA	100.00	4.00	400.00
30	AB720C	UNIDAD FINAL DE PUENTE	68.00	4.00	272.00
31	AB721C	UNIDAD INTERNA FINAL DE PUENTE	22.70	2.00	45.40
TOTAL					28,044.60

A continuación, en la Tabla 4.2. se presenta el cálculo del presupuesto que se obtenido con ayuda del programa de presupuestos S10 2005.

Tabla 4. 2. Presupuesto para la ejecución de la superestructura del puente modular

PRESUPUESTO DE PUENTE MODULAR						
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S.)	Parcial (S.)	
01	SUPERESTRUCTURA PUENTE MODULAR					391,342.80
01.01	ELEMENTOS PRINCIPALES					118,917.49
01.01.01	PANEL MODULAR AB701	und	16.00	4,130.95		66,095.20
01.01.02	PANEL MODULAR FINAL AB702	und	8.00	4,771.14		38,169.12
01.01.03	VIGA DE PISO PESADA AB509	und	7.00	2,093.31		14,653.17
01.02	ELEMENTOS SECUNDARIOS					238,064.79
01.02.01	ELEMENTOS DE UNIÓN O ARRIOSTRAMIENTO					84,415.33
01.02.01.01	ARRIOSTRA DE PUNTAL AB513 Y SOPORTE DEL CORDON AB514	und	24.00	318.09		7,634.16
01.02.01.02	SOPORTE DIAGONAL AB522	und	24.00	330.55		7,933.20
01.02.01.03	TORNAPUNTAS O PUNTAL DE PANEL AB703	und	14.00	212.06		2,968.84
01.02.01.04	BULON O PASADOR DE PANEL AB051	und	56.00	76.35		4,275.60
01.02.01.05	SEGURO DE BULON O PASADOR DE PANEL AB052	und	112.00	13.91		1,557.92
01.02.01.06	ARRIOSTRA DE VIGA DE PISO AB518	und	12.00	380.55		4,566.60
01.02.01.07	CRUCETA DE PISO AB591	und	12.00	530.55		6,366.60
01.02.01.08	PERNO, TUERCA Y ARANDELA AB536A	und	24.00	21.41		513.84
01.02.01.09	PERNO DE PANEL DE PISO, TUERCA Y ARANDELA AB546	und	84.00	28.06		2,357.04
01.02.01.10	PERNO DE VIGA, TUERCA Y ARANDELA AB547A	und	28.00	23.71		663.88
01.02.01.11	PERNO DE ABRAZADERA, TUERCA Y ARANDELA AB549A	und	123.00	22.71		2,793.33
01.02.01.12	PERNO DE CORDON, TUERCA Y ARANDELA AB584	und	64.00	46.20		2,956.80
01.02.01.13	POSTE TERMINAL MACHO AB705	und	4.00	3,477.17		13,908.68
01.02.01.14	POSTE TERMINAL HEMBRA AB706	und	4.00	3,759.28		15,037.12
01.02.01.15	UNIDAD FINAL DE PUENTE AB720C	und	4.00	2,046.12		8,184.48
01.02.01.16	UNIDAD INTERNA FINAL DE PUENTE AB721C	und	2.00	1,348.62		2,697.24
01.02.02	CALZADA VEHICULAR					104,998.50
01.02.02.01	UNIDAD DE PISO EPÓXICO AB602C	und	12.00	7,770.34		93,244.08
01.02.02.02	UNIDAD INTERNA DE PISO EPÓXICO AB604C	und	6.00	1,959.07		11,754.42
01.02.03	ELEMENTOS DE APOYO					9,236.24
01.02.03.01	APOYO DE COJINETE AB587	und	4.00	1,109.98		4,439.92
01.02.03.02	PLATO COJINETE HEMBRA AB503	und	4.00	623.60		2,494.40
01.02.03.03	PLATO COJINETE MACHO AB504	und	4.00	575.48		2,301.92
01.02.04	ELEMENTOS DE REFUERZO					39,414.72
01.02.04.01	CORDON DE REFUERZO DE 20 PIES (6.10m) AB621	und	16.00	2,463.42		39,414.72
01.03	MONTAJE Y LANZAMIENTO DE PUENTE MODULAR					34,360.52
01.03.01	MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	28.11	689.09		19,370.32
01.03.02	LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA	ton	28.11	306.94		8,628.08
01.03.03	MONTAJE Y DESMONTAJE DE NARIZ DE LANZAMIENTO	ton	6.53	527.09		3,441.90
01.03.04	LANZAMIENTO DE NARIZ DE LANZAMIENTO	ton	6.53	447.20		2,920.22
02	FLETE					14,821.20
02.01	TRANSPORTE DE ELEMENTOS DEL PUENTE MODULAR (INC. ESTIBA Y DESESTIBA)	GLB	1.00	10,119.60		10,119.60
02.02	TRANSPORTE DE NARIZ METÁLICA DE LANZAMIENTO (IDA-VUELTA) (INC. ESTIBA Y DESESTIBA)	GLB	1.00	4,701.60		4,701.60
COSTO DE EJECUCION DE PUENTE MODULAR (S)						406,164.00

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037	"PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"				
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR				
Partida	01.01.01	PANEL MODULAR AB701				
Rendimiento	und/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : und		4,130.95
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	4.0000
0147010004	PEON			hh	2.0000	4.0000
	Materiales					
0259000030	PANEL MODULAR AB701			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						151.24
						3,972.15
						3,972.15
						7.56
						7.56
Partida	01.01.02	PANEL MODULAR FINAL AB702				
Rendimiento	und/DIA	MO. 6.0000	EQ. 6.0000	Costo unitario directo por : und		4,771.14
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.6667
0147010004	PEON			hh	2.0000	2.6667
	Materiales					
0259000031	PANEL MODULAR FINAL AB702			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						100.82
						4,665.28
						4,665.28
						5.04
						5.04
Partida	01.01.03	VIGA DE PISO PESADA AB509				
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		2,093.31
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000
0147010004	PEON			hh	3.0000	3.0000
	Materiales					
0243400045	VIGA DE PISO PESADA AB509			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		2.0000
						91.48
						2,000.00
						2,000.00
						1.83
						1.83
Partida	01.02.01.01	ARRIOSTRA DE PUNTAL AB513 Y SOPORTE DEL CORDON AB514				
Rendimiento	und/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und		318.09
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.8000
	Materiales					
0243400035	BASTIDOR DE ARRIOSTRAMIENTO DE ACERO GALVANIZADO			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000
						17.56
						300.00
						300.00
						0.53
						0.53

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037 "PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"					Fecha presupuesto	23/09/2025
Subpresupuesto	001 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR						
Partida	01.02.01.02 SOPORTE DIAGONAL AB522						
Rendimiento	und/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und			330.55
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.8000	21.95 17.56
0147010004	PEON			hh	1.0000	0.8000	15.86 12.69
	Materiales						30.25
0243400046	SOPORTE DIAGONAL AB522			und		1.0000	300.00 300.00
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		1.0000	30.25 0.30
							0.30
Partida	01.02.01.03 TORNAPUNTAS O PUNTAL DE PANEL AB703						
Rendimiento	und/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : und			212.06
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.5333	21.95 11.71
	Materiales						11.71
0243400047	TORNAPUNTA O PUNTAL DE ACERO GALVANIZADO DE PANEL und AB703					1.0000	200.00 200.00
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000	11.71 0.35
							0.35
Partida	01.02.01.04 BULON O PASADOR DE PANEL AB051						
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und			76.35
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.2667	21.95 5.85
	Materiales						5.85
0243400048	BULÓN O PASADOR DE PANEL AB051			und		1.0000	70.32 70.32
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000	5.85 0.18
							0.18
Partida	01.02.01.05 SEGURO DE BULON O PASADOR DE PANEL AB052						
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und			13.91
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.2667	21.95 5.85
	Materiales						5.85
0243400049	SEGURO DE BULÓN O PASADOR DE PANEL AB052			und		1.0000	8.00 8.00
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		1.0000	5.85 0.06
							0.06

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037 "PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"					Fecha presupuesto	23/09/2025
Subpresupuesto	001 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR						
Partida	01.02.01.06 ARRIOSTRA DE VIGA DE PISO AB518						
Rendimiento	und/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und			380.55
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.8000	21.95 17.56
0147010004	PEON			hh	1.0000	0.8000	15.86 12.69
	Materiales						30.25
0262520053	ABRAZADERA DE VIGA DE PISO AB518			und		1.0000	350.00 350.00
	Equipos						350.00
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		1.0000	30.25 0.30
							0.30
Partida	01.02.01.07 CRUCETA DE PISO AB591						
Rendimiento	und/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und			530.55
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.8000	21.95 17.56
0147010004	PEON			hh	1.0000	0.8000	15.86 12.69
	Materiales						30.25
0211440023	CRUCETA DE PISO AB591			und		1.0000	500.00 500.00
	Equipos						500.00
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		1.0000	30.25 0.30
							0.30
Partida	01.02.01.08 PERNO, TUERCA Y ARANDELA AB536A						
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und			21.41
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.2667	21.95 5.85
	Materiales						5.85
0209330003	PERNO, TUERCA Y ARANDELA AB536A			und		1.0000	15.38 15.38
	Equipos						15.38
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000	5.85 0.18
							0.18
Partida	01.02.01.09 PERNO DE PANEL DE PISO, TUERCA Y ARANDELA AB546						
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und			28.06
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	1.0000	0.2667	21.95 5.85
	Materiales						5.85
0209330004	PERNO DE PANEL DE PISO, TUERCA Y ARANDELA AB546			und		1.0000	22.03 22.03
	Equipos						22.03
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000	5.85 0.18
							0.18

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037	"PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"					
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR					Fecha presupuesto
Partida	01.02.01.10	PERNO DE VIGA, TUERCA Y ARANDELA AB547A					23/09/2025
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und		23.71	
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh		1.0000	21.95 5.85
		Materiales					5.85
0209330005	PERNO DE VIGA, TUERCA Y ARANDELA AB547A			und		1.0000	17.68 17.68
		Equipos					17.68
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		3.0000	5.85 0.18
							0.18
Partida	01.02.01.11	PERNO DE ABRAZADERA, TUERCA Y ARANDELA AB549A					
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und		22.71	
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh		1.0000	21.95 5.85
		Materiales					5.85
0209330007	PERNO DE ABRAZADERA, TUERCA Y ARANDELA AB549A			und		1.0000	16.63 16.63
		Equipos					16.63
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		4.0000	5.85 0.23
							0.23
Partida	01.02.01.12	PERNO DE CORDON, TUERCA Y ARANDELA AB584					
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und		46.20	
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh		1.0000	21.95 5.85
		Materiales					5.85
0209330008	PERNO DE CORDON, TUERCA Y ARANDELA AB584			und		1.0000	40.12 40.12
		Equipos					40.12
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		4.0000	5.85 0.23
							0.23
Partida	01.02.01.13	POSTE TERMINAL MACHO AB705					
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		3,477.17	
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh		2.0000	21.95 43.90
0147010004	PEON			hh		2.0000	15.86 31.72
		Materiales					75.62
0259000032	POSTE TERMINAL MACHO AB705			und		1.0000	3,397.77 3,397.77
		Equipos					3,397.77
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	75.62 3.78
							3.78

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037 "PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"					
Subpresupuesto	001 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR					Fecha presupuesto
Partida	01.02.01.14 POSTE TERMINAL HEMBRA AB706					23/09/2025
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		3,759.28
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000
0147010004	PEON			hh	2.0000	2.0000
	Materiales					
0259000033	POSTE TERMINAL HEMBRA AB706			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						75.62
						3.78
						3.78
Partida	01.02.01.15 UNIDAD FINAL DE PUENTE AB720C					
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		2,046.12
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000
0147010004	PEON			hh	2.0000	2.0000
	Materiales					
0259000034	UNIDAD FINAL DE PUENTE AB720C			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						75.62
						3.78
						3.78
Partida	01.02.01.16 UNIDAD INTERNA FINAL DE PUENTE AB721C					
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und		1,348.62
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000
0147010004	PEON			hh	2.0000	2.0000
	Materiales					
0259000035	UNIDAD INTERNA FINAL DE PUENTE AB721C			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						75.62
						3.78
						3.78
Partida	01.02.02.01 UNIDAD DE PISO EPÓXICO AB602C					
Rendimiento	und/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : und		7,770.34
Código	Descripción Recurso Mano de Obra			Unidad	Cuadrilla	Cantidad
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	0.8000
0147010004	PEON			hh	1.0000	0.4000
	Materiales					
0209330009	UNIDAD DE PISO EPÓXICO AB602C			und		1.0000
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000
						23.90
						17.56
						6.34
						23.90
						7,745.24
						7,745.24
						1.20
						1.20

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037	"PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	23/09/2025
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR					
Partida	01.02.02.02	UNIDAD INTERNA DE PISO EPÓXICO AB604C					
Rendimiento	und/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : und			1,959.07
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	0.5333	21.95 11.71
0147010004	PEON			hh	1.0000	0.2667	15.86 4.23
		Materiales					15.94
0209330010	UNIDAD INTERNA DE PISO EPÓXICO AB604C			und		1.0000	1,942.33 1,942.33 1,942.33
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	15.94 0.80 0.80
Partida	01.02.03.01	APOYO DE COJINETE AB587					
Rendimiento	und/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : und			1,109.98
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	4.0000	21.95 87.80
0147010003	OFICIAL			hh	1.0000	2.0000	17.59 35.18
		Materiales					122.98
0202060009	APOYO DE COJINETE AB587			und		1.0000	980.85 980.85 980.85
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	122.98 6.15 6.15
Partida	01.02.03.02	PLATO COJINETE HEMBRA AB503					
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und			623.60
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000	21.95 43.90
		Materiales					43.90
0263010019	PLATO COJINETE HEMBRA AB503			und		1.0000	577.50 577.50 577.50
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	43.90 2.20 2.20
Partida	01.02.03.03	PLATO COJINETE MACHO AB504					
Rendimiento	und/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : und			575.48
Código		Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO			hh	2.0000	2.0000	21.95 43.90
		Materiales					43.90
0263010020	PLATO COJINETE MACHO AB504			und		1.0000	529.38 529.38 529.38
		Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	43.90 2.20 2.20

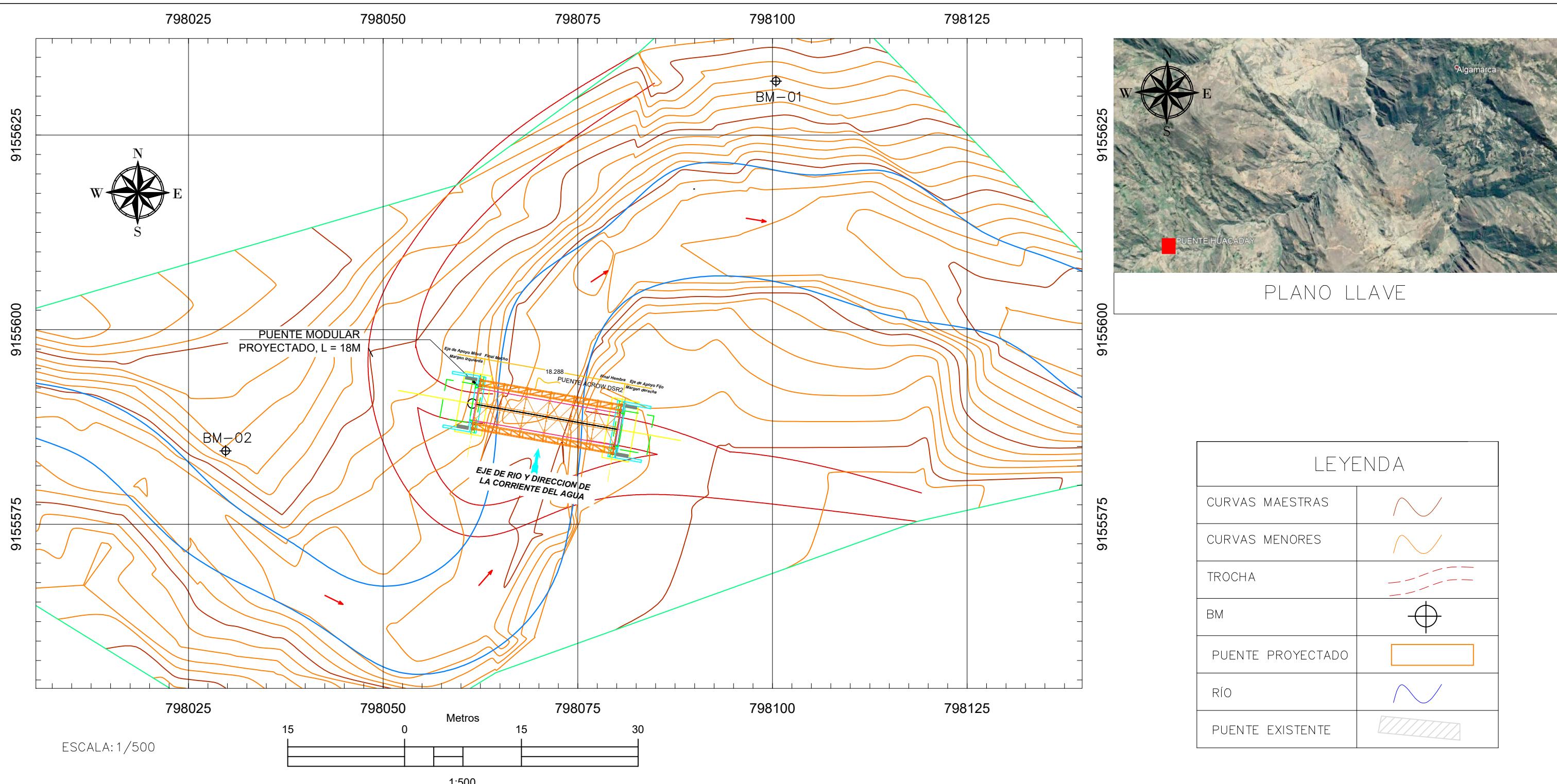
Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037	"PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"				
Subpresupuesto	001	SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR				
Partida	01.02.04.01	CORDON DE REFUERZO DE 20 PIES (6.10m) AB621				
Rendimiento	und/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : und		2,463.42
Código	Descripción Recurso Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0147010002	OPERARIO		hh	2.0000	1.0000	21.95 21.95
0263010021	Materiales CORDÓN DE REFUERZO DE 20 PIES (6.10m) AB621		und		1.0000	2,441.25 2,441.25
0337010001	Equipos HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.0000	21.95 0.22
Partida	01.03.01	MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ton		689.09
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010011	MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA		ton		1.0000	689.09 689.09
Partida	01.03.02	LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ton		306.94
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010012	LANZAMIENTO DE ESTRUCTURA METÁLICA		ton		1.0000	306.94 306.94
Partida	01.03.03	MONTAJE Y DESMONTAJE DE NARIZ DE LANZAMIENTO				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ton		527.09
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010013	MONTAJE Y DESMONTAJE DE NARIZ DE LANZAMIENTO		ton		1.0000	527.09 527.09
Partida	01.03.04	LANZAMIENTO DE NARIZ DE LANZAMIENTO				
Rendimiento	ton/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : ton		447.20
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010014	LANZAMIENTO DE NARIZ DE LANZAMIENTO		ton		1.0000	447.20 447.20
Partida	02.01	TRANSPORTE DE ELEMENTOS DEL PUENTE MODULAR (INCLUYE ESTIBA Y DESESTIBA)				
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB		10,119.60
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010009	TRANSPORTE DE ELEMENTOS DEL PUENTE METALICO (INCLUYE ESTIBA Y DESESTIBA)		ton		28.1100	360.00 10,119.60
						10,119.60

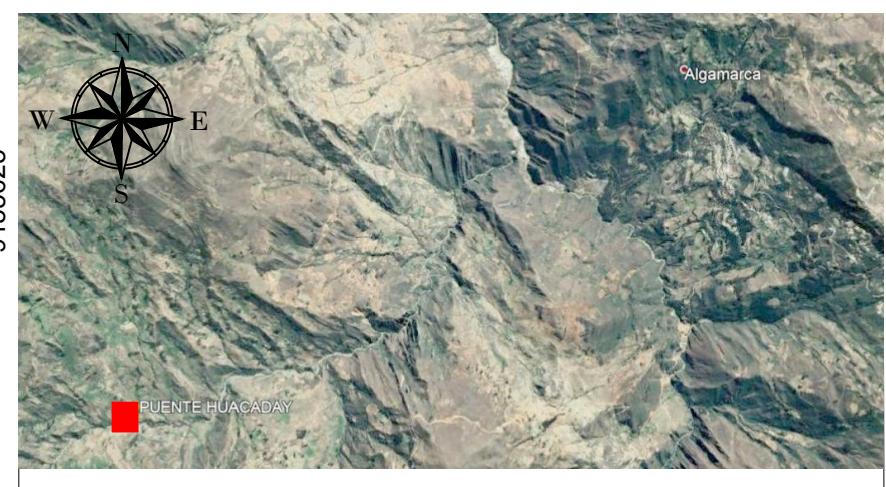
Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0502037 "PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA - DEPARTAMENTO CAJAMARCA"				Fecha presupuesto	23/09/2025
Subpresupuesto	001 SUPERESTRUCTURA DE PUENTE MODULAR					
Partida	02.02 TRANSPORTE DE NARIZ METÁLICA DE LANZAMIENTO (IDA-VUELTA) (INCLUYE ESTIBA Y DESESTIBA)					
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000		Costo unitario directo por : GLB	4,701.60
Código	Descripción Recurso Subcontratos		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S./.
0401010010	TRANSPORTE DE NARIZ METÁLICA DE LANZAMIENTO (IDA-VUELTA) (INCLUYE ESTIBA Y DESESTIBA)		ton		13.0600	360.00 4,701.60
						4,701.60

ANEXO 05. PLANOS PUENTE MODULAR

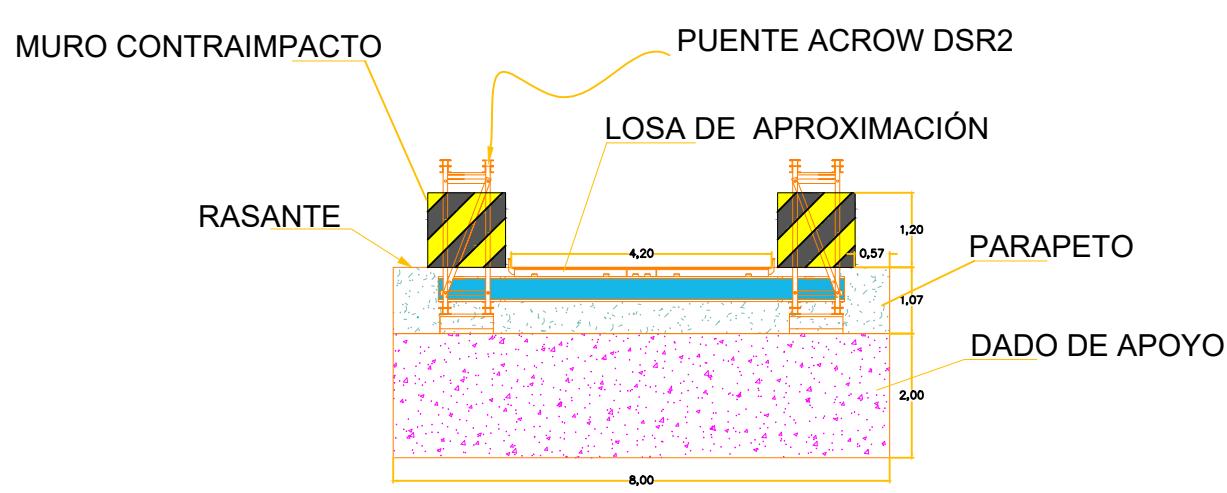
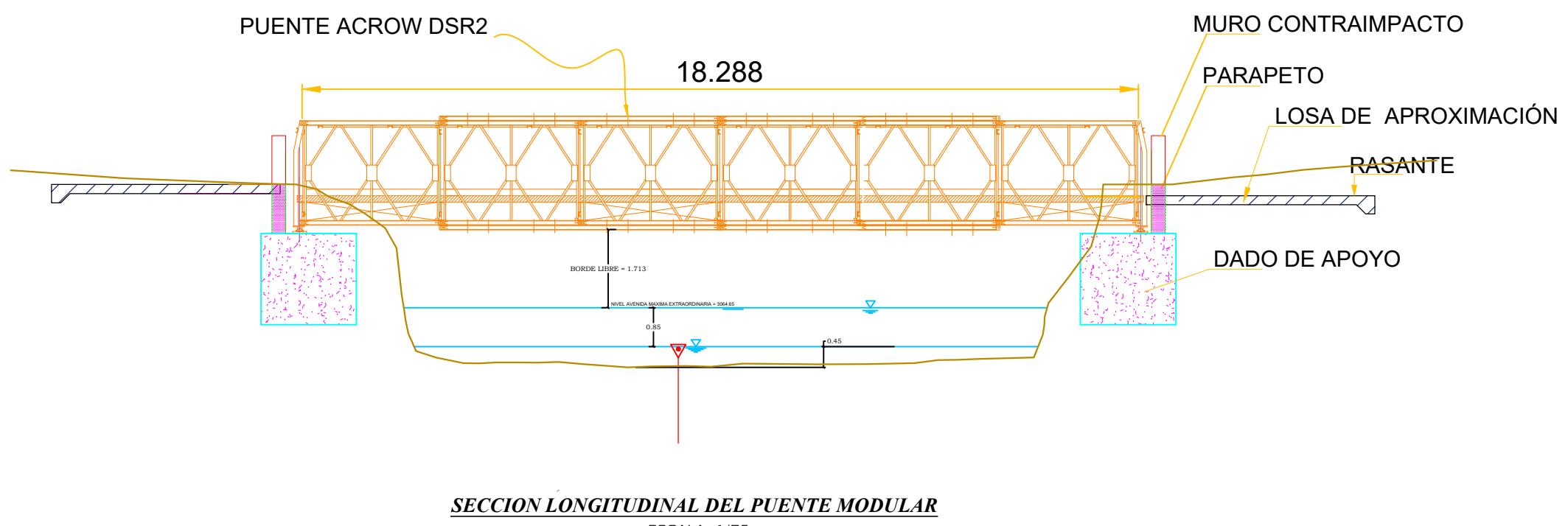
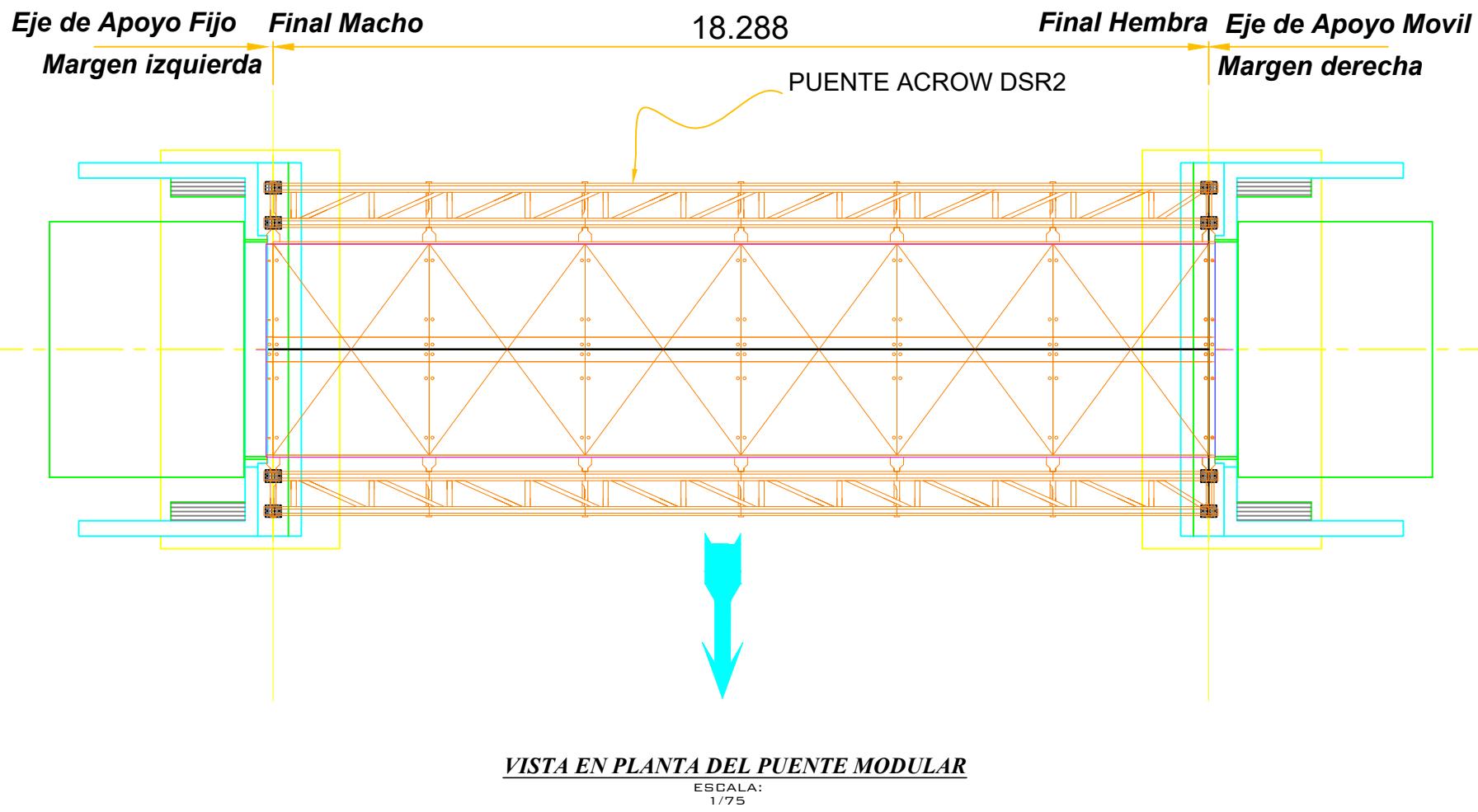


PUNTO	COORDENADAS UTM		
	ESTE	NORTE	ALTURA
BM-01	798100.4527	9155631.9271	3072.634
BM-02	798029.7634	9155584.4323	3072.905



LEYENDA	
CURVAS MAESTRAS	
CURVAS MENORES	
TROCHA	
BM	
PUENTE PROYECTADO	
Río	
PUENTE EXISTENTE	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
<u>UBICACIÓN</u>	<u>PROYECTO:</u>
DEPARTAMENTO: CAJAMARCA PROVINCIA: CAJABAMBA DISTRITO: CACHACHI LOCALIDAD: HUACADAY	INSTALACIÓN DEL PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, EN EL CASERIO DE HUACADAY, CENTRO Poblado ALGAMARCA, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA, REGION CAJAMARCA
Datum: World Geodetic System 84 Sistema de proyección cartográfica: Universal Transversal de Mercator (UTM) Zona UTM: 17S Cuadrícula: M	<u>PLANO:</u> PLANO CLAVE DEL PUENTE MODULAR
LEV. TOP & DIBUJO: D.D.C.G.	PROYECTISTA: DEYVIS CORTEGANIA GALLARDO
FECHA: ABRIL - 2025	ESCALA: 1:500



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

VISTA FRONTEL DEL PUENTE MODULAR
ESCALA: 1/75

UBICACIÓN DEPARTAMENTO: CAJAMARCA PROVINCIA: CACHABAMBA DISTRITO: CACHACHI LOCALIDAD: HUACADAY	PROYECTO: INSTALACION DEL PUENTE MODULAR EN LA QUEBRADA HUACADAY, EN EL CASERIO DE HUACADAY, CENTRO Poblado ALGAMARCA, DISTRITO DE CACHACHI, PROVINCIA DE CAJABAMBA, REGION CAJAMARCA	PLANO N° P-03
Datum: World Geodetic System 84 Sistema de proyección cartográfica: Universal Transversal de Mercator (UTM) Zona UTM: 17S Cuadrícula: M	PLANO : PLANTA Y PERFIL DE PUENTE MODULAR	