

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZÁN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL
PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

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

TESISTA:

Bach. Villanueva Rivera, Alicia

ASESOR:

Mg. Ing. Quintanilla Herrera, Elisa Raquel

HUÁNUCO – PERÚ

2023

DEDICATORIA

Con gratitud y reverencia, dedico esta tesis a Dios, fuente suprema de sabiduría y guía en nuestras vidas. Agradezco profundamente su presencia constante en cada paso para la realización de este proyecto académico.

A mis padres, Primitivo Villanueva S., le dedico un reconocimiento especial por apoyarme incondicionalmente lo largo de mi trayectoria. Su constante motivación y apoyo han sido un de gran ayuda en momentos difíciles y una inspiración para alcanzar mis metas. A mi madre, que en paz descansa, dedico esta tesis como un tributo a su amor incondicional. Aunque ya no esté físicamente presente, su espíritu perdura en cada página y en cada logro alcanzado.

AGRADECIMIENTO

Con gratitud y reverencia, agradezco a Dios por su inmensa ayuda y orientación, sin la cual nuestras acciones y esfuerzos carecerían de significado en este vasto mundo. Su presencia constante en mi vida y en la realización de este proyecto académico me ha brindado fortaleza y consuelo.

Agradezco especialmente padres, Primitivo Villanueva S., por apoyarme a lo largo de mi trayectoria. Su amor, sacrificio y dedicación han sido la base sólida sobre la cual he construido mi camino hacia el conocimiento.

Expreso mi más profundo agradecimiento a mi Madre, que en paz descansa. Aunque físicamente ya no esté presente, su espíritu y legado perduran en mi corazón. Desde el cielo, sé que ella sigue acompañándome y guiándome en cada paso de esta travesía académica. Su amor y sabiduría continúan siendo mi fuerza impulsora.

También quiero expresar mi gratitud a mis Asesores de Tesis por su valioso apoyo y orientación en la elaboración de este trabajo. Su experiencia y conocimientos han sido fundamentales para moldear y perfeccionar mis ideas. Por último, a mis amigos, cuyo apoyo incondicional me ha brindado fuerza y motivación en este camino académico.

RESUMEN

La falta de un plan de mantenimiento preventivo o correctivo post-construcción pueden traer como consecuencia que una estructura importante como un puente presente daños que afectan algunas propiedades fundamentales como la resistencia, y a consecuencia de ello sufra un acelerado deterioro afectando su nivel de seguridad. Por esta razón, es necesario conocer el nivel de seguridad estructural de los puentes a partir de su índice de Capacidad de Carga asociados a la deflexión de su estructura y la resistencia a la compresión de sus elementos de concreto, lo cual es el objetivo de este estudio. La investigación es de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo, nivel descriptivo y diseño no experimental transversal, utilizando el muestreo no probabilístico. Se evaluaron las variables Condición Global y Condición Estadística utilizando el Sistema Computarizado de Administración de Puentes SCAP, la Deflexión, la Resistencia a la compresión de sus elementos de concreto, el Índice de Capacidad de Carga para determinar el nivel de seguridad estructural. Los resultados obtenidos sobre la Condición global de los elementos del puente van de Bueno a Malo; la condición estadística alcanza un valor de 3.279 siendo calificada como Mala, la deflexión tiene un valor de 35.82 mm, la mediana de los valores de resistencia a la compresión de los elementos de concreto ($f'c$) es igual a 290 kg/cm², además se obtuvo el valor para el Índice de capacidad de carga de 1.78. Con estos valores se concluye que, el nivel de seguridad estructural del puente está dentro de los parámetros permitidos.

Palabras claves: Condición estadística, Deflexión, Resistencia a la compresión, Índice de capacidad de carga y Nivel de seguridad estructural

ABSTRAC

The lack of a preventive or corrective maintenance plan post-construction can result in an important structure such as a bridge presenting damages that affect some fundamental properties such as resistance, and as a result suffer an accelerated deterioration affecting its level of safety. For this reason, it is necessary to know the level of structural safety of bridges. This study aims to determine the level of structural safety of a bridge from its Load Capacity index associated with the deflection of its structure and the resistance to the understanding of its concrete elements. The research is applied, with a quantitative approach and cross-sectional non-experimental design, using non-probability sampling. The variables Global Condition and Statistical Condition within the SCAP Computerized Bridge Management System, Deflection, Resistance to the understanding of its concrete elements, the Load Capacity Index were evaluated to determine the level of structural safety. The results obtained on the global condition of the bridge reveal that it is Bad, the statistical condition reaches a value of 3.279 with a qualifier of Mala, the deflection has a value of 0.235 mm, the median values of the resistance to the understanding of the concrete elements ($f'c$) is equal to 290 kg / cm², in addition, the value for the Load Capacity Index of 1.78 was obtained. With these values it is concluded that the level of structural safety of the bridge is within what is allowed.

Keywords: Statistical condition, Deflection, Resistance to comprehension, Load capacity index and Structural safety level

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO	iv
RESUMEN	v
ABSTRAC.....	vi
ÍNDICE	vii
INDICE DE TABLAS.....	xi
INDICE DE FIGURAS	xii
INTRODUCCIÓN.....	xiv
CAPÍTULO I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Fundamentación del problema de investigación.....	1
1.2 Formulación del problema de investigación general y específicos.	2
1.3 Formulación de objetivos generales y específicos.....	3
1.4 Justificación	3
1.5 Limitaciones	5
1.6 Formulación de hipótesis generales y específicas	5
1.7 Variables	6
1.8 Definición teórica y operacionalización de variables.....	6
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 Antecedentes	8
2.2 Bases teóricas.....	13

2.2.1. Definición y Clasificación de Puentes	13
2.2.1.1 Definición de Puentes.	13
2.2.1.2 Componentes de Puentes.	14
2.2.1.2.1 Superestructura.....	15
2.2.2. Definición de Inspección Puentes.....	21
2.2.3. Tipos de Inspección de Puentes.....	22
2.2.4. Herramientas para la inspección.....	25
2.2.5. Seguridad Durante la Inspección.....	26
2.2.6. Actividades previas y durante los trabajos de campo.....	27
2.2.7. Metodología de inspección.....	28
2.2.8. Metodología de inspección	33
2.2.8.1 Seguridad estructural.....	37
2.2.8.2 Método de determinación de niveles de seguridad estructural.....	38
2.3. Bases conceptuales o definición de términos básicos.....	38
2.4. Bases epistemológicas, bases filosóficas y/o bases antropológicas.....	42
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	44
3.1 Ámbito.....	44
3.2 Población.....	44
3.3 Muestra	44
3.4 Nivel y tipo de estudio.....	44
3.5 Diseño de investigación	45
3.6 Métodos, Técnicas e instrumentos	45

3.7 Validación y confiabilidad del instrumento.....	46
3.8 Procedimiento.....	46
3.9 Tabulación y análisis de datos	47
3.10 Consideraciones éticas	47
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	48
4.1 Resultado 1	48
4.1.1 Condición Global del Puente.....	50
4.1.2 Condición estadística del puente.....	68
4.2 Resultado 2.....	69
4.2.1 De la deflexión.....	69
4.2.2 Del Índice de Capacidad de Carga	70
4.3 Resultado 3.....	71
CAPÍTULO V. DISCUSIÓN	73
CONCLUSIONES.....	77
RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	86
ANEXO 2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	87
ANEXO 03. NORMATIVA INTERNACIONAL ASTM C805	92
ANEXO 6. PLANO DE PERFIL Y PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA.....	95
ANEXO 7. CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE.....	96
ANEXO 8. ENSAYO CON ESCLERÓMETRO	131

ANEXO 09. MODELAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL.....	137
ANEXO 10. PANEL FOTOGRÁFICO.....	287
NOTA BIOGRÁFICA.....	293
ACTA DE DEFENSA DE TESIS.....	294
AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE TESIS ELECTRÓNICA.....	295

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Definición Operacional de las Variables, dimensiones e indicadores	7
Tabla 2 Características generales del puente Chacapampa	49
Tabla 3 Códigos de los elementos analizados en el puente según la metodología SCAP	50
Tabla 4 Condición global de los elementos del puente Chacapampa según el método SCAP (Sistema Computarizado de Administración de Puentes) del MTC – Perú	66
Tabla 5 Valoración de la Condición Global de los elementos del puente según el método SCAP	67
Tabla 6 Condición estadística del puente Chacapampa según la metodología SCAP (Sistema Computarizado de Administración de Puentes) del MTC - Perú	68
Tabla 7 Condición estadística del puente Chacapampa según la metodología SCAP	68
Tabla 8 Rango de acuerdo a la condición	69
Tabla 9 Valores de la Deflexión Vertical del puente Chacapampa de acuerdo con la carga	69
Tabla 10 Resultados de la prueba de resistencia a la compresión con el esclerómetro.....	72
Tabla 11 Cumplimiento de la norma de los valores de la deflexión del puente	74
Tabla 12 Recomendaciones de intervención en el puente Chacapampa	78

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Elementos Básicos para la inspección	15
Figura 2 Elementos de una superestructura típica de vigas	16
Figura 3 Esquema de superestructura con losas macizas.....	17
Figura 4 Sistema de Superestructura Viga Losa	18
Figura 5 Tipología de vigas cajón. (A) Vigo cajón de una celda de concreto reforzado o preesforzado. (B) Vigo cajón multicelular.....	19
Figura 6 Esquema de armadura de paso inferior	20
Figura 7 Esquema de armadura de paso superior	21
Figura 8 Tipos de inspección de puentes	24
Figura 9 Herramientas básicas para la inspección	26
Figura 10 Equipos y materiales de seguridad	27
Figura 11 Inspección Perimetral Inferior (MDF-2012).....	30
Figura 12 Inspección en “Zig-Zag” (MDF-2012).....	31
Figura 13 Inspección de la cara superior del tablero y equipamientos (MDF-2012)	32
Figura 14 Elevación longitudinal del puente Chacapampa.....	48
Figura 15 Vista de fondo de losa, no se evidenciaron daños estructurales, sin embargo se observan daños superficiales en el concreto de la cara inferior.	50
Figura 16 Vista de viga longitudinal de acero, se observan manchas y decoloración en las vigas	52
Figura 17 Vista de Viga secundaria de acero, se observan manchas y decoloración	53
Figura 18 Elevación del cuerpo del estribo izquierdo del puente, nótese los daños en la parte baja	54
Figura 19	55
Figura 20 Vereda lateral izquierda del puente, nótese el estado de la superficie y los daños existentes	56

Figura 21 Apoyos de neopreno (lado derecho) del puente, el elemento está en buen estado	57
Figura 22 Barandas metálicas del puente, nótese el mal estado en que se encuentran	58
Figura 23 Tubería de drenaje de la losa del puente, se encuentran obstruidas.....	59
Figura 24 Margen derecha del río Huallaga donde se emplaza el puente, nótese la presencia de piedras y de basura	60
Figura 25 Lecho del río Huallaga donde se emplaza el puente, flujo estable dentro del cauce y pendiente suave.	61
Figura 26 En las inmediaciones del puente solo se encuentran paneles publicitarios, carece de señalización de tránsito	63
Figura 27 Terraplén del lado derecho del puente, nótese la acumulación de basura y vegetación	63
Figura 28 La visibilidad en las inmediaciones del puente está limitada por la vegetación y las viviendas	64
Figura 29 Losa de aproximación del puente, nótese el mal estado en que se encuentra	65

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la seguridad estructural de infraestructuras como puentes representa un tema de gran relevancia, ya que su correcto funcionamiento y capacidad para soportar cargas son fundamentales para garantizar la seguridad de las personas y el flujo eficiente de transporte. En este contexto, la presente investigación se enfoca en analizar y evaluar la integridad y estabilidad del puente mencionado, con el objetivo de identificar posibles deficiencias y proponer medidas de mejora para asegurar su óptimo desempeño.

Es por ello que, a nivel metodológico el estudio se orientó a conocer el nivel de seguridad estructural de un puente, partiendo para ello de conocer su Condición global y su Condición Estadística (con el método SCAP), luego conocer la deflexión y la resistencia a la compresión de los elementos de concreto, para posteriormente conocer el Índice de capacidad de carga y con ello determinar el nivel de seguridad estructural del puente analizado.

Para conseguir los objetivos del estudio se detalla a continuación la estructura de la investigación según los siguientes capítulos:

Capítulo I. Problema de investigación, en la cual se fundamenta el problema, los objetivos, la justificación e importancia, las limitaciones y las respectivas hipótesis de la presente investigación.

Capítulo II. En este capítulo, se presenta el marco teórico de la investigación, abordando conceptos fundamentales relacionados con la seguridad estructural de puentes. Se describirán las teorías y principios que rigen el diseño, construcción y mantenimiento de puentes, así como los factores que influyen en su seguridad y durabilidad. Además, se analizarán normativas y estándares nacionales e internacionales que rigen la construcción y evaluación de puentes

Capítulo III. La metodología, en donde se da a conocer la muestra, nivel, tipo y diseño de investigación, las técnicas y herramientas utilizadas para recolectar los datos en campo, es en esta parte donde se hicieron las observaciones para calcular el Índice Global, el índice estadístico, la Deflexión y la resistencia a la comprensión de los elementos de concreto del puente, y finalmente calcular el Índice de capacidad de carga y finalmente determinar el nivel de seguridad estructural del puente.

CAPITULO IV. Los resultados, acá es donde se muestran y se analizan los resultados obtenidos de acuerdo con los objetivos planteados.

CAPITULO V. La discusión, en donde se comparan y se discuten los resultados con otras investigaciones para contrastar con las hipótesis planteadas.

Y, por último, se presentan las conclusiones generales obtenidas a partir del estudio realizado. Se resumirán los hallazgos más relevantes, destacando la importancia de garantizar la seguridad estructural de infraestructuras como el puente Chacapampa para salvaguardar la vida de los usuarios y promover un transporte seguro y eficiente en la región de Huánuco. Además, se resaltarán las principales recomendaciones relacionadas a los hallazgos obtenidos.

CAPÍTULO I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Fundamentación del problema de investigación

Puente, es una estructura muy importante que permite la continuidad de caminos. La conservación de este tipo de estructuras es de gran relevancia para el desarrollo social, económico, y turístico de la población.

El puente Chacapampa, ubicado en el distrito y provincia de Ambo, departamento de Huánuco; es un puente de sección compuesta que presenta deterioros a falta de mantenimiento. Muestra problemas de corrosión en las vigas metálicas, acumulación de escombros en las juntas metálicas, falta de pintura; desprendimiento del concreto en la losa y socavación en los estribos. Siendo necesario realizar una evaluación visual y estructural.

La falta de un plan de mantenimiento preventivo o correctivo post-construcción pueden traer como consecuencia que una estructura importante como un puente sufra daños que afectan a las propiedades fundamentales del puente como es su resistencia y a consecuencia de este la estructura sufra deterioro rápido y significativo afectando su nivel de seguridad alcanzando a un nivel bajo o deficiente a lo largo de su vida útil, lo cual puede llegar que el puente colapse, perjudicando a la población económica y socialmente.

Todas las estructuras que se encuentran en funcionamiento, especialmente los puentes, experimentan un deterioro progresivo debido a la influencia directa del medio ambiente y las cargas vivas que actúan sobre ellos, que, al superar un cierto nivel de umbral, puede causar problemas graves en la estructura o incluso el colapso. El mecanismo de deterioro está influenciado por varios factores, incluidas las propiedades de los materiales y los factores de estrés mecánicos y ambientales (Kim et al., 2013).

A nivel mundial, existen muchos puentes que fueron diseñados con normativas que ya no están vigentes actualmente, dichos puentes están abiertos al tráfico soportando tipos de

cargas con las que no fueron diseñadas. Causando daños estructurales a los puentes, que se entiende como pérdida de capacidad que sufren los elementos del puente por soportar cargas o esfuerzos más allá de lo permitido (Terán, 2020).

Y en el país todavía se carece de suficientes normativas que controlen métodos de evaluación de puentes, falta de tecnología para realizar conteos de tráfico, inversión pobre y limitada del presupuesto para mantener, reparar y/o rehabilitar puentes existentes.

De acuerdo con Basilio (2017), de los 180 puentes que colapsaron como resultado del fenómeno El Niño costero en el país en 2017, casi el 70% fueron causados por diseño inadecuado y el 30% por falta de mantenimiento. De acuerdo con la Guía para inspección de puentes (2019), es necesario garantizar la transitabilidad de la estructura para cumplir con los niveles de seguridad y servicio del puente Chacapampa. Por lo tanto, es necesario determinar los niveles de seguridad para mantener la continuidad de su operación de manera eficiente.

1.2 Formulación del problema de investigación general y específicos.

Formulación del Problema General

¿Cuál será el nivel de seguridad estructural del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022?

Formulación de los Problemas Específicos

Problema Específico 1

¿Cuál será la condición estadística tras la inspección con la metodología SCAP-MTC PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022?

Problema Específico 2

¿En qué medida afectarán la patología estructural (deflexión excesiva) al índice de capacidad de carga del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022?

Problema Específico 3

¿En qué medida la resistencia del concreto afectará al índice de capacidad de carga del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022?

1.3 Formulación de objetivos generales y específicos

Objetivo General

Determinar el nivel de seguridad estructural del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022.

Objetivos Específicos

Objetivo Específico 1

Determinar la condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS, del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022.

Objetivo Específico 2

Determinar en qué medida afectarán la patología estructural (deflexión excesiva) al índice de capacidad de carga puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022.

Objetivo Específico 3

Determinar en qué medida afectará la resistencia del concreto a la capacidad de carga y del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022.

1.4 Justificación

Justificación Práctica.

Las conclusiones y resultados obtenidos en esta investigación pueden ser considerados de base para futuros estudios sobre niveles de seguridad de superestructura de puentes o para casos similares, alcanzando la validez externa del estudio. De igual modo, beneficiará a

ingenieros civiles, arquitectos y profesionales relacionados con el diseño y construcción de puentes, como también los organismos locales y autoridades regionales a quienes le compete su gestión, rehabilitación y mantenimiento de la infraestructura vial, por cuanto podría ayudar a desarrollar mejores prácticas y pautas para evaluar la seguridad estructural de los puentes.

Justificación Teórica.

Para estudiar niveles de seguridad puente se utilizaron métodos probabilísticos ya existentes. Estos métodos están basados en normas y estándares reconocidos a nivel nacional e internacional. De manera que, la evaluación estructural del Puente Chacapampa permitió identificar deficiencias, debilidades o daños que a posteriori pudieran comprometer su estabilidad y funcionamiento. Además, los resultados proporcionan una base sólida para tomar decisiones sobre las acciones de mantenimiento, reparación o rehabilitación necesarias para garantizar la seguridad a largo plazo del puente.

Justificación Metodológica

La metodología propuesta se ajusta al estudio del nivel de seguridad del puente en base a los resultados del índice de confiabilidad estructural. Es decir que, el uso de una metodología adecuada, que incluyó inspecciones visuales, pruebas de carga, análisis estructural y evaluación de normas, permitió obtener resultados confiables y fundamentados para garantizar la precisión de los datos relacionados a la estructura del puente.

Justificación Social (Beneficiarios, usuarios y clientes)

Los beneficiarios son los pobladores de la localidad de Chacapampa, distrito y provincia de Ambo, los usuarios son aquellas personas interesadas en estudiar temas concernientes a nivel de seguridad estructural de la superestructura de un puente.

1.5 Limitaciones

Como limitaciones se tienen que: en la investigación solo se ha enfocado hacia una parte de la superestructura del puente.

Asimismo, para la verificación de la resistencia del concreto de la superestructura del puente se hizo utilizando métodos no destructivos. Además, la información sobre los materiales de acero para las vigas metálicas se obtuvo de planos y especificaciones de fábricas nacionales.

De igual modo, la escasa información en cuanto a investigaciones sobre niveles seguridad estructural y normas de evaluación de puentes en el país, se tomaron en cuenta investigaciones de otros países y metodologías tales como AASHTO.

También la falta de información de las propiedades del concreto y estado del puente actual se usaron también normativas peruanas MTC.

Y, por último, debido a la antigüedad del puente se carece de información completa del expediente técnico.

1.6 Formulación de hipótesis generales y específicas

Hipótesis General

El nivel de seguridad estructural es bajo en el puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022.

Hipótesis Específicas

Hipótesis Especifica 1

La condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022 es pésima.

Hipótesis Especifica 2

La patología estructural (deflexión excesiva) del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022 hace que el índice de capacidad de carga sea menor a 0.65, afectando la seguridad del puente.

Hipótesis Específica 3

La resistencia del concreto del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco-2022 hace que el índice de capacidad de carga sea menor a 0.65, afectando la seguridad estructural del puente.

1.7 Variables

Variables:

Nivel de seguridad estructural

Puente Chacapampa

1.8 Definición teórica y operacionalización de variables

Nivel de seguridad estructural: Se define como la “probabilidad de que un sistema llevará a cabo la función requerida en condiciones de servicio especificadas durante un periodo de tiempo determinado” (ISO 2394, 2015, p. 18).

Puente: De acuerdo con la definición que hace Rodríguez (2019), es una estructura que se cimienta para salvar un obstáculo, además de dar continuidad a una vía. Por lo general, son capaces de soportar autopistas, vías y caminos férreos, pero también pueden soportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Tabla 1*Definición Operacional de las Variables, dimensiones e indicadores*

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR	UND	TIPO DE VARIABLE	ESCALA	INSTRUMENTO
PUENTE CHACAPAMPA	Puente con problemas de corrosión, desprendimiento de capa asfáltica, falta de pintura, con necesidad de una evaluación visual y estructural y determinar las condiciones de seguridad	Condición estadística del puente	Grado de daño de elementos del puente	% de superficie dañada	Cuantitativa	Razón continua	Ficha SCAP - PROVIAS
		Patologías estructurales	Deflexión	mm	Cuantitativa	Razón continua	AASHTO LRFD
			Flecha	mm	Cuantitativa	Razón continua	AASHTO LRFD
		Resistencia del concreto	Resistencia a la compresión	KG/CM2	Cuantitativa	Razón continua	Esclerómetro
SEGURIDAD ESTRUCTURAL	Para determinar las condiciones de seguridad del puente en estudio, se deberá tener en cuenta el cálculo índice de capacidad estructural.	Índice de capacidad de carga (RF). Según Bolaños (2018), el RF es un método propuesto por la AASHTO y que se aplica para la evaluación de seguridad estructural del puente.	Resistencia nominal (Rn)	Tn-m	Cuantitativa	Razón continua	MBE AASHTO
			Efecto de la carga muerta de los componentes estructurales (DC)	Tn	Cuantitativa	Razón continua	MBE AASHTO
			Efecto de la carga muerta de la superficie de rodadura y otros (DW)	Tn	Cuantitativa	Razón continua	MBE AASHTO
			Efecto Cargas permanentes de otras cargas muertas (P)	Tn	Cuantitativa	Razón continua	MBE AASHTO
			Efecto de la carga viva (LL)	Tn	Cuantitativa	Razón continua	MBE AASHTO

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Luego de una revisión profunda de las bibliografías existentes tanto internacionales, nacionales como locales con respecto al tema investigado se consultaron los siguientes antecedentes.

Antecedentes Internacionales

Bolaños (2018), en su artículo científico cuyo objetivo se orientó a utilizar las pruebas de carga de diagnóstico realizadas en Costa Rica para comparar el índice de confiabilidad y la capacidad de carga para evaluar la seguridad estructural de los puentes, describa los hallazgos de su investigación y llega a la conclusión de que: Para determinar la resistencia y la carga permisible, el método de capacidad de carga es muy útil. Busca un punto crítico de estado límite, lo que puede no describir adecuadamente el estado de seguridad estructural del puente, pero es adaptable a múltiples puentes con factores preestablecidos. Se recomienda su uso para determinar si el puente soporta el paso de vehículos especiales, ya que es mejor ser conservador en estos casos. Además, se sabe que una de las limitaciones del método es el factor K, que tiene un impacto significativo por parte del modelo teórico del puente. De manera que, el resultado final puede verse afectado si el modelo o la prueba de carga no son realizados de la manera correcta. Además, solo se puede realizar una evaluación por caso. El índice de confiabilidad utiliza la descripción estadística real de la carga y los parámetros de resistencia para evaluar el estado límite real de los elementos. Resultando en una mejor comprensión de la seguridad estructural del puente en cuestión. Sin embargo, como el puente en el caso de estudio estaba construido hace solo un año, los resultados muestran índices sobre calificados para una condición excelente. Por lo tanto, este método se recomienda para estructuras envejecidas donde se evidencia deterioro que comprometa la salud estructural del puente. La prueba de carga de diagnóstico es una herramienta útil para evaluar la condición del puente ya que permite

utilizar métodos más precisos y estructurales, lo que complementa la metodología actual en Costa Rica.

Garrido (2018) en su trabajo realizó un estudio donde planteó como objetivo evaluar el estado de conservación y capacidad de resistencia de un puente Manual de evaluación de puentes AASHTO. El área de estudio estuvo ubicada en Chile en Valdivia. En su investigación, evaluó la capacidad resistente del puente utilizando el. Antes de analizar su estructura, se llevó a cabo una evaluación visual mediante ensayos no destructivos para determinar el estado de sus componentes internos y externos. El software Sofistik se utilizó para el análisis de fuerzas. Para soportar, utilizó el HL-93 y un camión tándem con un par de ejes de 110 KN. Esta evaluación se basó en las condiciones estructurales existentes, las características del material, el peso de cargas y las condiciones de tráfico en el sitio del puente. El autor finalmente llegó a la conclusión de que algunas secciones tienen la firmeza más importante tanto a momento flector como a cortante, lo que demuestra que la resistencia cortante del puente es adecuada para todas las secciones, excepto la sección de las pilas exteriores. En la evaluación del momento flector, los valores de RF en las secciones más representativas son menores que 1, y la sección en la zona central del vano lateral tiene la resistencia más importante.

En esta investigación previo a una evaluación estructural se realizó también una inspección visual, utilizando la metodología SCAP de la Guía establecida por el MTC (2019), para luego realizar el análisis de fuerzas resistentes y solicitantes con el Software Midas Civil V22, utilizando la Metodología de la capacidad estructural del Manual para la evaluación de puentes AASHTO (2018) lo que permitió determinar el nivel de seguridad estructural del puente Huallaga.

Antecedentes Nacionales

A nivel nacional se tiene el de Silva (2018), quien en su trabajo aplicó una metodología con un nivel de investigación descriptivo; con enfoque, mixto; diseño, no experimental y transversal. Cuyo objetivo principal fue determinar el nivel de seguridad estructural en puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra en la Provincia de Chota. Dentro de los objetivos específicos estableció el índice de confiabilidad estructural de la superestructura del puente investigado, realizando la simulación de posibles escenarios de tráfico en los puentes, se determinaron las respuestas en los elementos estructurales de los puentes en estudio. El investigador una vez finalizado el estudio, estableció como conclusiones qué: con respecto al nivel de seguridad estructural de los puentes de la carretera Longitudinal de la Sierra provincia de Chota, no todos tienen seguridad alta, rechazándose de esta manera la hipótesis planteada; las estructuras en estudio, tienen grados de seguridad estructural que varían desde bajo el promedio hasta un grado de seguridad alta.

Este antecedente coincide de alguna manera con los propósitos planteados en el presente estudio, asimismo las conclusiones y recomendaciones que se han planteado en esta investigación tienen como base los resultados obtenidos de los índices de confiabilidad y capacidad estructural obtenidos sobre el nivel de seguridad del puente en estudio.

Por otra parte, los autores Aronés y Cortés (2018), presentaron un estudio cuyo nivel de investigación fue con un nivel descriptivo; de tipo aplicativo; bajo un enfoque, cuantitativo; y un diseño no experimental y transversal. Teniendo como propósito evaluar un puente de concreto armado con las normas y guías actuales y comparar el diseño que se encontró al analizar su estructura con las normativas vigentes en la época en que se construyó (Normas de especificaciones de puentes de carretera AASHTO 1996, DGCF). En base a la capacidad actual del puente, se obtienen derivas basadas en momentos, fuerzas de flexión y corte. Después de completar el trabajo de campo, los autores llegaron a las siguientes conclusiones: Según la

evaluación estructural de la superestructura, los máximos momentos actuantes en la losa fueron -5.24 tm en el volado y 4.95 tm en el apoyo medio. Se determinó que, debido a la carga de vehículos, las vigas principales de ambos tramos del puente tendrían una deflexión máxima de 8 milímetros. Las longitudes máximas permitidas son 26 milímetros. Como resultado, las curvaturas que actúan se encuentran en el rango permitido. Según el análisis estructural de las vigas principales, los momentos máximos y mínimos actuantes son iguales a 806.84 t-m. En el primer tramo del puente, se determinaron las fuerzas cortantes máximas y mínimas de 133 t y -134 t-m para las vigas principales. En el segundo segmento, esta fuerza cortante resultó ser de 133 t y -134 t-m, respectivamente. Asimismo, se encontró resistencia de las vigas hacia los cortantes actuantes según la norma AASTHO LRFD 2012, basándose en el refuerzo existente en dicho elemento.

Ayllon (2019), desarrolló un estudio aplicando un nivel de estudio descriptivo; de tipo aplicativo; con un enfoque mixto y un diseño no experimental y transversal. El objetivo del estudio fue establecer las características estructurales que debe cumplir el puente en estudio de acuerdo con las normas y lineamientos vigentes. Se basó en los momentos, fuerzas de flexión, fuerzas cortantes y derivas determinadas bajo la AASHTO en el Distrito de Huancayo. Según las conclusiones del autor, pudo analizar los resultados de la evaluación estructural del puente en estudio ubicado en el distrito de Huancayo. Se encontró que la deflexión por carga viva fue de 4.244 mm, lo que es menor a la deflexión máxima permitida, que es $L/375 = 15000/800 = 18.75$ mm. La deflexión por carga muerta fue de 5.721 mm, lo que es suficiente para el diseño de contraflecha, que es de 5.721×3

Asimismo, Mendoza (2020), elaboró un estudio cuyo nivel de investigación empleada fue descriptivo; de tipo aplicativo; con un enfoque mixto; y diseño no experimental y transversal, cuyo objetivo principal planteado fue: evaluar técnicamente el estado funcional de puentes y pontones para definir los niveles de intervención por implementar; en los puentes y pontones

ubicados en la región de cusco. Dentro de este estudio el autor plantea las siguientes conclusiones: Se utiliza la metodología SCAP para mostrar las evaluaciones técnicas de los puentes en estudio. Las cuales incluyen información detallada sobre cada puente, incluida su condición estadística, detalle de los elementos que conforman cada puente, descripción de la condición encontrada y grados de deterioro de los elementos. También incluye un panel fotográfico que corresponde a la estructura evaluada. En comparación con los resultados de la evaluación, se observa que la falta de mantenimiento y la antigüedad de la infraestructura vial reducen los niveles de servicio necesarios para brindar una buena movilidad para los usuarios. Es fundamental la conservación adecuada y oportuna de la infraestructura vial, independientemente de las particularidades estructurales, las intensidades medias diarias de tráfico o la sobrecarga de diseño de cada puente.

En la presente investigación, se realizará una evaluación estadística del puente utilizando la inspección visual de sus componentes. Que de igual manera se ven afectados por la falta de programación de mantenimiento o la falta de gestión integral de conservación de carreteras. Los puentes que el tesista evaluó en este último estudio reseñado pertenecen a la red vial nacional. Uno de ellos, el puente definitivo Pisac, es de tipo metálico reticulado, que utilizaremos como base para el caso en estudio.

Antecedentes Locales

Vela (2020), desarrolló un estudio bajo un enfoque cuantitativo; nivel, descriptivo; diseño, no experimental transversal. En donde se planteó como objetivo general evaluar el estado del Puente Huallaga, en sus objetivos específicos se evaluó el estado de la superestructura, subestructura y apoyos del puente para realizar alguna intervención preventiva. Para ello aplicó la metodología del SCAP pudo hallar la condición global del puente, cada elemento del puente se evalúa y se muestra un porcentaje dentro de seis parámetros (0-5) en función del grado de deterioro o daño resultante de la inspección. En sus conclusiones

expone que, la superestructura necesita de una intervención preventiva a nivel de mantenimiento de forma mediata; la subestructura, intervención preventiva a nivel de mantenimiento de forma mediata y los apoyos, necesitan de una intervención preventiva a nivel de mantenimiento de forma mediata.

En el caso del presente estudio se tomaron 13 elementos representativos de la superestructura, estructura, apoyos y otros. Realizando la evaluación de la superestructura, subestructura y apoyos, los objetivos y conclusiones planteadas en esa investigación están orientadas a realizar alguna intervención a nivel de mantenimiento mediante la metodología mencionada en párrafos anteriores. Si bien es cierto el ámbito de estudio es el mismo, pero en la presente investigación se usó el método probabilístico, como el Método de Confiabilidad Estructural y el método determinístico con el Método de Capacidad Estructural para determinar el nivel de seguridad del puente en estudio para su posterior su posible intervención a nivel preventivo.

2.2 Bases teóricas

2.2.1. Definición y Clasificación de Puentes

2.2.1.1 Definición de Puentes.

Según el Ministerio de Transporte y comunicación [MTC] (2018), es una estructura necesaria para atravesar un obstáculo o un accidente geográfico tiene una luz libre de 6,00 m o más, es parte o forma parte de la vía y está por encima o por debajo de ésta. También el diseño de puentes es definido como aquella obra de arte que pretenden incluir caudales de agua depresiones y desniveles en él relieve del terreno que permitan la circulación fluida y continua de peatones agua vehículos y otros elementos (AASHTO, 2017)

De acuerdo con la definición que hace Rodríguez (2019), es una estructura construida para salvar un obstáculo, dando continuidad a una vía. Normalmente sostiene un camino, una

carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los acueductos son puentes que sostienen un canal o conducto de agua.

El MTC (2019), define los puentes como: todas aquellas estructuras que se utilizan para dar continuidad an un camino donde atraviesa un río, lago, quebrada o claros (obstáculos naturales o artificiales), con componentes estructurales que funcionan esencialmente como vigas y/o arcos, con apoyos separados de forma tal que también permita la circulación por su parte inferior. A lo largo de la historia, ha habido una variedad de tipos de puentes como resultado del uso de materiales nuevos, el desarrollo de la teoría estructural y los procesos constructivos empleados. Los gráficos incluyen puentes de concreto y metal, y como una clasificación por estructura longitudinal y transversal.

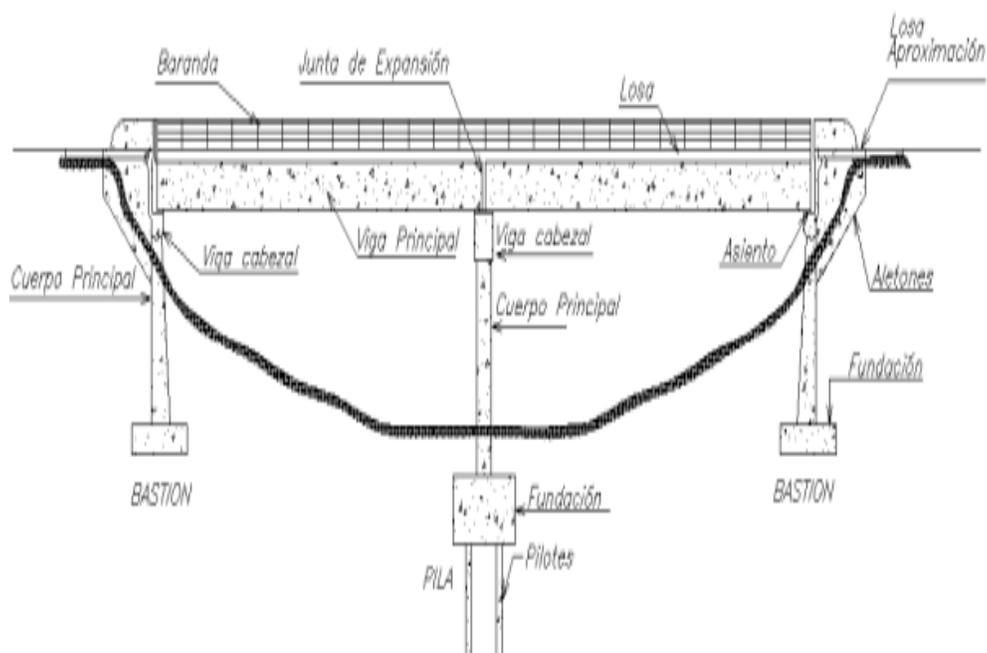
2.2.1.2 Componentes de Puentes.

Según establece el MTC (2019), los puentes están compuestos por:

- a) La superestructura, esto incluye elementos primarios (vigas, cerchas, arcos) pisos, y elementos secundarios (sistemas de arriostramiento, diafragmas, portales, pasarelas, entre otras cosas)
- b) La subestructura incluye las pilas, los bastiones y los apoyos.
- c) Los caminos de entrada se componen de los rellenos con sus propias protecciones, así como de la losa de aproximación si las hay.
- d) Accesorios, elementos esenciales para asegurar el que puente tenga un funcionamiento operativo, como superficies de rodamiento, barandas y juntas de expansión, aunque no tienen una función estructural.

En la Figura 1 se observa con más detalle:

Figura 1
Elementos Básicos para la inspección



Nota. En la imagen se muestran los elementos del puente que se toman en cuenta al momento de realizar alguna inspección (MTC,2014).

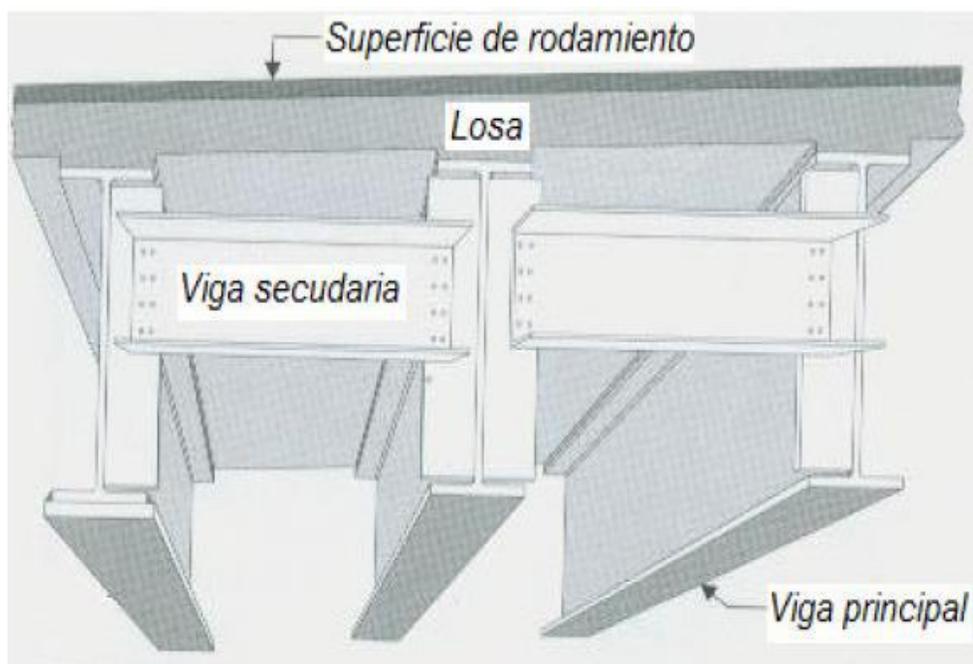
2.2.1.2.1 Superestructura.

De acuerdo con lo que establece el MTC (2019), todos los elementos estructurales que se encuentran sobre los apoyos del puente forman la superestructura. Estos elementos incluyen el sistema de piso, los elementos principales (como vigas, cerchas, arcos y sistemas de suspensión (puentes colgantes y atirantados) y los elementos secundarios (como diafragmas, viguetas de piso, sistema de arriostramiento, portales) y los elementos de suspensión (como puentes colgantes y atirantados). La siguiente es una descripción de estos componentes.

La Figura 2 ilustra la superestructura en detalle.

Figura 2

Elementos de una superestructura típica de vigas



Nota. En la imagen se puede ver la sección transversal del puente. Tomado de la *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (p. 6), del Provias Nacional.

El MTC (2019), clasifica las superestructuras en dos categorías: Modelo estructural y material de los componentes principales (acero, concreto, madera, etc.) La selección del tipo de superestructura se basa en factores como la disponibilidad de materiales, la velocidad de construcción, el mantenimiento, los aspectos ambientales y los costos, además del modelo estructural.

Los tipos de superestructura más comunes son:

El modelo estructural (sea simple o continuo, como vigas, arcos, marcos rígidos, entre otros.) y el material de los elementos principales (acero, concreto, madera, etc.) determinan el tipo de superestructura. Además del modelo estructural, la selección del tipo de superestructura tiene en cuenta factores como la disponibilidad de materiales, la velocidad de construcción, el

mantenimiento, los aspectos ambientales y los costos (MTC, 2019). Los siguientes son los tipos de superestructura más comunes:

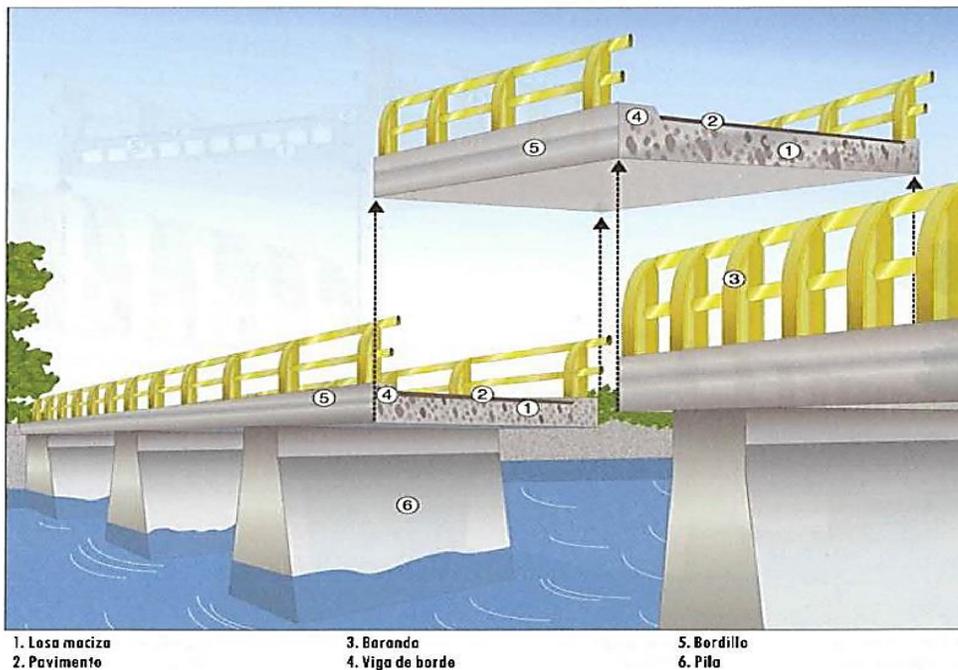
1. Según la Sección Transversal: esta clasificación se basa en el tipo de sección transversal del tablero de la superestructura. A continuación, se presentan los tipos de sección transversal de la superestructura de los puentes y sus descripciones:

- **Losa:** Este tipo de tablero se emplea con frecuencia en concreto reforzado para luces menores a 10 metros, ya que es una alternativa económica a los puentes de viga y losa en este rango de luces. Puede construirse en sentido longitudinal utilizando una losa con sección maciza o aligerada, y en función de la luz total que necesita cubrir, se presentan los siguientes tipos:

Una sola luz, múltiples luces, luces continuas, pórtico continuo (MTC, 2019).

Figura 3

Esquema de superestructura con losas macizas

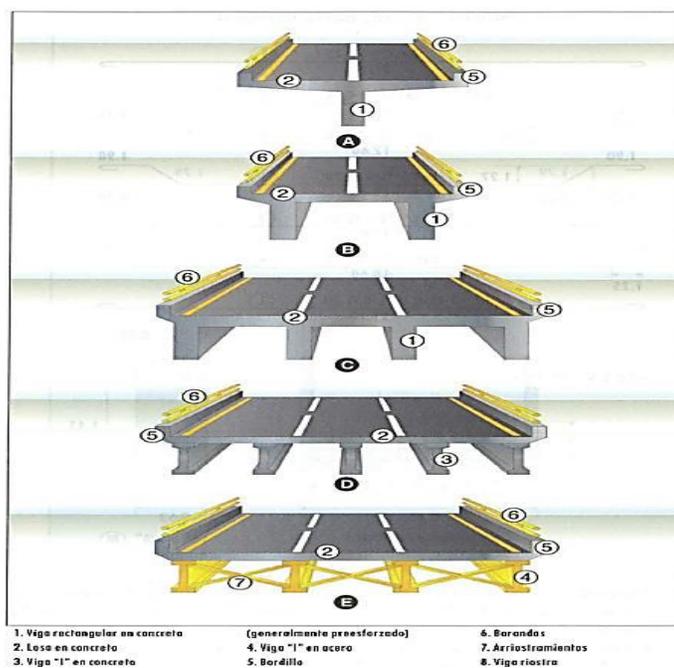


Nota. En la imagen se muestra el corte de la sección transversal del puente y se muestra la superestructura con losas macizas. Tomado del *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (p. 07), del Provias Nacional.

-Las losas y las vigas están hechas de concreto reforzado (con un refuerzo principal perpendicular al tráfico) y se apoyan en vigas longitudinales y transversales. Las vigas pueden ser hechas de concreto postensado, concreto reforzado o acero armado. Pueden ser simplemente apoyadas, múltiples apoyadas o continuas en el sentido longitudinal. Este tipo de entrepiso suele tener vigas transversales o riostras que se distribuyen simétricamente en la longitud del puente para ayudar a distribuir las cargas en el sentido. (MTC, 2019) .

Figura 4

Sistema de Superestructura Viga Losa

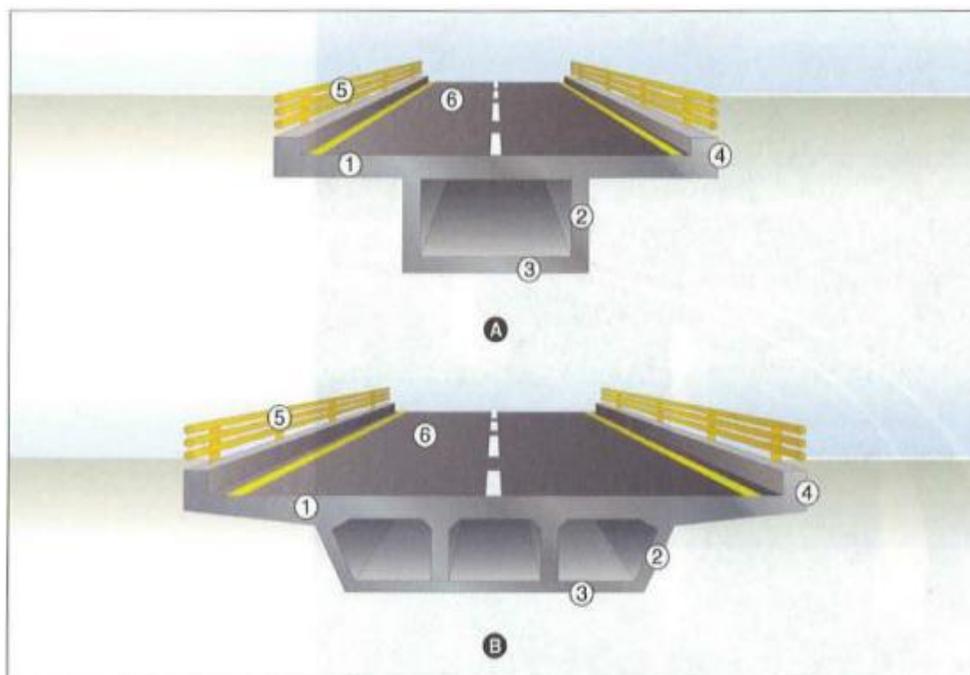


Nota. En la imagen se muestra la sección transversal de la superestructura de un puente tipo viga losa. Tomado de la *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (p. 09), del Provias Nacional.

Las vigas de cajón: se componen de una losa de concreto reforzado colocada sobre vigas con una o varias celdas con una sección similar a un cajón, como se muestra en la figura 1.6. Se pueden utilizar vigas hechas de concreto reforzado, concreto postensado o acero armado (sección mixta). (MTC, 2019).

Figura 5

Tipología de vigas cajón. (A) Vigo cajón de una celda de concreto reforzado o preesforzado. (B) Vigo cajón multicelular



Nota. En la imagen se muestra la sección transversal de la superestructura de un puente tipo vigas cajón. Tomado de *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (p. 11), del Provias Nacional.

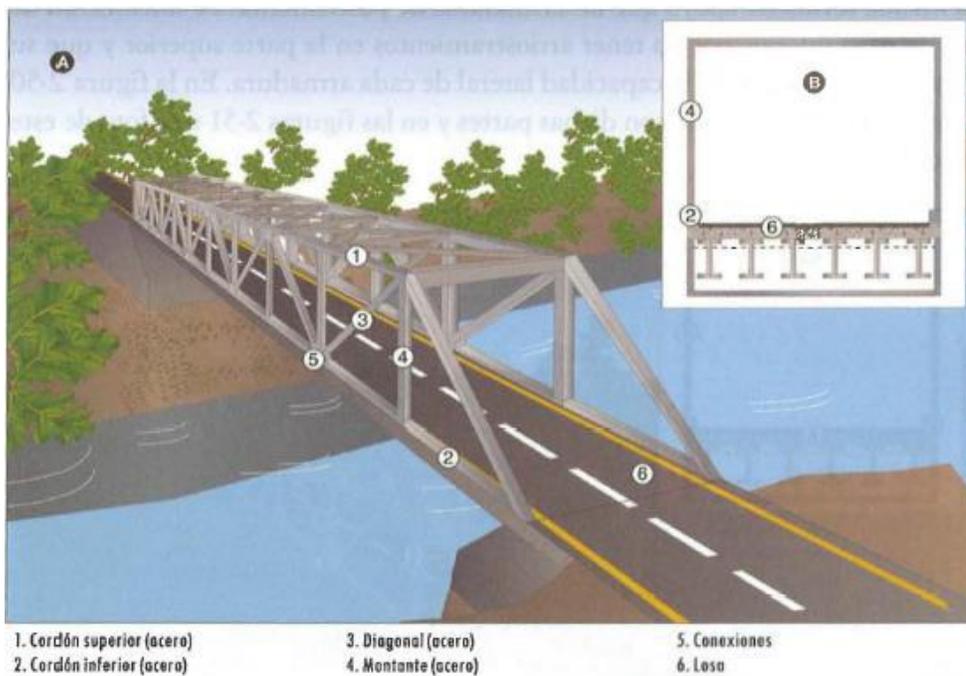
La superestructura con cerchas está formada por dos armaduras conectadas por el sistema de arriostamiento superior e inferior, diafragmas transversales o portales y sistemas de piso. Por otro lado, las armaduras son estructuras rígidas en dos dimensiones formadas por elementos rectos independientes, unidos por juntas o nodos y sometidos a esfuerzos de tensión y compresión (MTC, 2019).

Hay tres categorías:

- Reticulado o cercha de paso inferior: cuando el paso del vehículo está por debajo de la estructura de cercha. La Figura 5 lo demuestra.

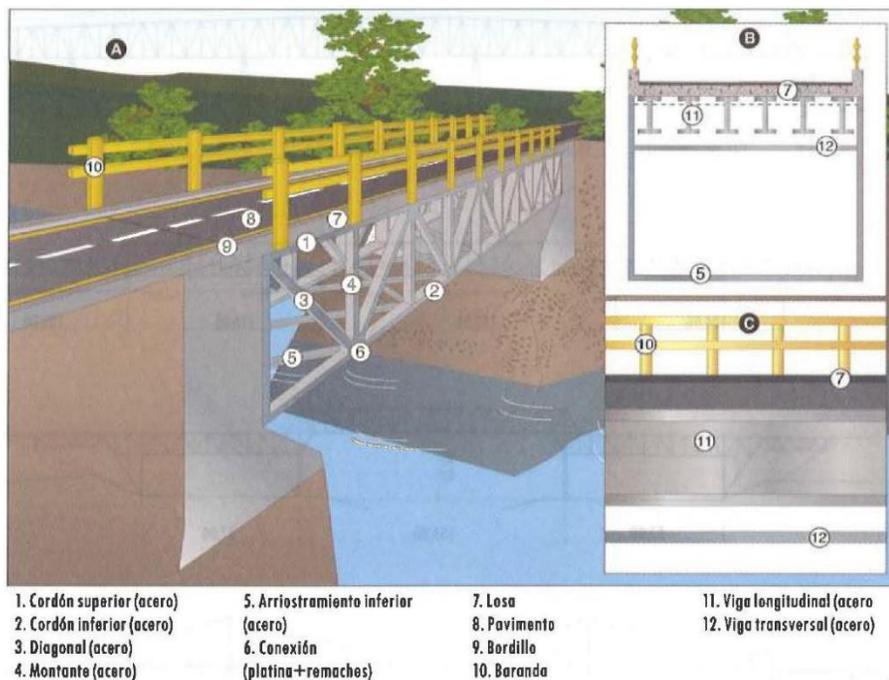
Figura 6

Esquema de armadura de paso inferior



Nota. En la imagen se muestra un puente tipo metálico, reticulado de tipo armadura inferior. Tomado de *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (p. 11), del Provias Nacional.

Reticulado de paso superior: cuando el paso del vehículo está por encima de la estructura de la cercha. Como se observa en la Figura 8,

Figura 7*Esquema de armadura de paso superior*

Nota. En la imagen se muestra un puente de paso superior. Tomado del *Guía para la Inspección y Evaluación de Puentes de la Red Vial Nacional* (2019, p. 11), del Provias Nacional.

2.2.2. Definición de Inspección Puentes

El MTC (2019), define la inspección como la serie de actividades llevadas a cabo tanto en la oficina como en el terreno, que empiezan con la obtención de datos (historial del puente, documentos técnicos del proyecto, planos posteriores a la construcción, inspecciones previas, etc.) y culminan con la recolección de información en el lugar para evaluar el estado actual del puente en un momento específico.

Un programa de inspección detallada de un puente es la única manera de obtener un conocimiento preciso de su estado y evaluar minuciosamente cada uno de sus elementos. Esta tarea de inspección es compleja y requiere un enfoque sistemático y organizado, ya que de ella

dependen las recomendaciones para corregir fallos, determinar restricciones de carga y velocidad, y reducir el riesgo de pasar por alto deficiencias que podrían ocasionar daños importantes si no se atienden oportunamente. (MTC, 2019).

Las inspecciones deben llevarse a cabo con una cierta frecuencia para obtener datos satisfactorios. De hecho el MTC (2019), define esta actividad como el conjunto de acciones técnicas realizadas para determinar las condiciones físicas y estructurales de un puente, de tal manera que permita conocer el estado situacional de la infraestructura en un momento determinado, para iniciar las acciones de mantenimiento o priorizar sus niveles de intervención. Según las normas peruanas, el siguiente es el tipo de inspección de puente:

2.2.3. Tipos de Inspección de Puentes

Según la Guía para inspección de puentes (2019), la evaluación de un puente tiene dos objetivos principales: garantizar el tránsito diario sin riesgo sobre la estructura e identificar de manera oportuna cualquier daño o deficiencia existente para que se puedan tomar medidas correctivas para detener el daño progresivo. El tipo de inspección puede variar en función de la vida útil de un puente para reflejar la intensidad de la inspección requerida en el momento de la inspección. La Figura 7 muestra los tipos de inspecciones que se utilizan para la gestión de puentes.

Luego, cada tipo de inspección se conceptualiza utilizando la guía mencionada anteriormente:

- **La inspección inicial**, también conocida como inspección de inventario, es una acción previa y necesaria que permitirá obtener una base de datos confiable y homogénea para un sistema de administración de puentes. En esta actividad se deberá registrar la fecha del puente, así como sus características geométricas, tipología, materiales utilizados en su construcción, entre otros aspectos. Además, la información recopilada permitirá establecer una

base de condiciones estructurales e identificar problemas actuales que puedan afectar la estructura durante su vida útil (MTC, 2019).

Cada puente bajo su jurisdicción debe tener un registro completo, preciso y actualizado por las áreas responsables de su mantenimiento. El registro de datos es un historial completo y acumulado de cada estructura, que incluye detalles sobre los daños evidenciados, las reparaciones y reforzamientos realizados, la capacidad de carga de la estructura u otra información relevante que permita programar futuras intervenciones. Estos elementos contribuyen a una gestión de puentes efectiva (MTC, 2019).

- **Inspección rutinaria (básica):** inspección visual creada por personal con conocimientos de diseño, construcción y mantenimiento de puentes. Este nivel de inspección es una forma útil de detectar daños tempranos para evitar daños graves y reparar daños urgentes. La documentación completa de los resultados de una inspección rutinaria debe incluir un reporte que incluya recomendaciones generales para el mantenimiento y/o reforzamiento, así como fotografías que identifiquen apropiadamente los daños o deterioros. Si es necesario, también se debe programar un seguimiento e inspección especial (MTC, 2019).

La inspección principal tiene como objetivo Ofrecer una evaluación utilizando una escala cualitativa predefinida mediante una minuciosa inspección visual de todos los elementos del puente. (vigas, losas, pilares, estribos, arcos, torres, dispositivos de apoyo, superficie de rodadura, etc.). Actualmente, se reconocen los puentes que requieren inspecciones especiales, investigaciones especializadas y/o intervenciones más extensas (reforzamiento o rehabilitación). La evaluación general del estado se fundamenta en la calificación del componente principal "puente", la cual se determina a partir de la calificación más alta entre los componentes considerados como estructurales. La etapa de diagnóstico y/o evaluación se llevará a cabo por un equipo de personal especializado bajo la supervisión de un ingeniero experto en ingeniería (MTC, 2019).

Las inspecciones especiales: a diferencia de las demás, no se llevan a cabo de manera sistemática o regular, sino que suelen surgir como resultado de daños encontrados durante una evaluación principal o, en casos excepcionales, como resultado de una situación particular (como accidentes de vehículos, daños por inundaciones o cualquier otro desastre natural) (MTC, 2019).

Cuando existe incertidumbre sobre la causa de los daños encontrados, este tipo de inspecciones incluyen exploraciones profundas en la estructura, incluidos ensayos especializados de campo y en laboratorio. Este tipo de inspección permite determinar el tipo de daño presente en los diversos componentes estructurales del puente, así como su extensión y causa. Es un componente esencial tanto para el diseño como para la rehabilitación (MTC, 2019).

Figura 8

Tipos de inspección de puentes



Nota. En la gráfica se muestra proceso de una inspección de puentes. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 35), del MTC.

El MTC (2019), menciona que se pueden definir tres tipos de inspección:

La inspección visual: se lleva a cabo por profesionales inspectores de puentes una vez al año o dos como máximo, siguiendo los alcances de la guía. La inspección se llevará a cabo tanto visual como físicamente (MTC, 2010).

Las inspecciones periódicas o principales: Los inspectores de puentes realizan inspecciones cada dos años o como máximo cada cinco años. En puentes con deterioros significativos o deformaciones que necesiten trabajos más extensos que una inspección de rutina, se emplearán equipos e implementos más grandes. Estas inspecciones incluyen evaluaciones visuales y físicas, y en algunos casos, se contratarán servicios para realizar pruebas tanto destructivas como no destructivas (MTC, 2010).

- **Inspecciones Especiales:** es realizada por inspectores de puentes calificados, incluso en puentes que, debido a la gravedad de los daños. Las inspecciones pueden dar lugar a trabajos de rehabilitación, como refuerzos, reemplazos parciales o incluso reemplazos completos de elementos. Los puentes destinados a atender emergencias también son considerados en este proceso. Las inspecciones se realizarán mediante evaluaciones visuales y físicas, así como ensayos destructivos y no destructivos. Estas inspecciones son el resultado de situaciones excepcionales y se llevarán a cabo según un plan previamente establecido (MTC, 2010)

2.2.4. Herramientas para la inspección

Un inspector necesita un conjunto mínimo de herramientas que incluyen un flexómetro de 5 metros, una cinta métrica de 50 metros, un martillo, una lija, una pala plana, una navaja, una crayola o una tiza, una plomada, binoculares, una correa de seguridad y una caja de herramientas. Además, se requieren el vernier o el pie de rey, espejos de inspección, tinte penetrante, nivel de carpintero de un metro, medidor de grietas, medidor de espesor de pintura y una caja de primeros auxilios. También pueden utilizarse implementos adicionales de inspección, como equipos no destructivos, equipos para inspección bajo agua y otros, como se muestra en la Figura 7 (MTC,2019)

Figura 9*Herramientas básicas para la inspección*

Nota. En la imagen se muestra las herramientas básicas que se necesita para realizar la inspección del puente. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 35), del MTC.

2.2.5. Seguridad Durante la Inspección

El líder del equipo de inspección tiene la responsabilidad de establecer un ambiente seguro tanto para los inspectores como para el público en general. Se recomienda que cada inspector cuente con un asistente. Además, se exige que cada inspector utilice, como mínimo, equipo de seguridad que incluye un chaleco, casco, guantes, zapatos con punta de acero, camisa de manga larga, pantalones largos y otros elementos. Además, puede equiparse con gafas, respiradores, guantes, un cordón de seguridad, un arnés, cuerdas de seguridad y posiblemente otros dispositivos de protección como walkie-talkies. También se garantizará la adecuada señalización del tráfico y la seguridad mediante la instalación de conos de tráfico, redes de seguridad, etc. Ver la Figura 9 para más detalles (MTC, 2010).

Figura 10*Equipos y materiales de seguridad*

Nota. En la imagen se muestra las herramientas básicas y equipos que se necesita para realizar la inspección del puente. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 35), del MTC.

2.2.6. Actividades previas y durante los trabajos de campo

De acuerdo con el MTC (2019), para el levantamiento de la información se utilizan los siguientes formatos (hoja de inventario); los cuales se utilizan para la toma de datos en el levantamiento y en el proceso de calificación de los elementos del puente. Se deben seguir los siguientes pasos cuando realice una inspección de campo:

a) Actividades previas a la inspección

- Herramientas de inspección: Se consideran diversas herramientas, tales como cintas métricas, cabrestantes, plomadas, binoculares, medidores de grietas, entre otras.
- Seguridad en el trabajo de inspección; El inspector debe tener: chaleco de seguridad, casco, guantes, botas con punta de acero, camisa de manga larga, pantalones largos, etc.

b) Actividades durante el trabajo de campo.

- Se debe comenzar la inspección con la toma de una foto de pasaporte del puente.

- Tome una foto del inicio de sesión y sus elementos.
- Las grabaciones deben realizarse en diferentes soportes y tipos de placas (estructuras).
- Las grabaciones deben realizarse en diferentes tipos de estribos y pilares (subestructura).
- Inspeccionar y calificar el estado de cada elemento del puente (pilas, pilas, alas, tablero, losas, vigas, muros pantalla, arcos, cerchas, elementos de puente colgante, apoyos, juntas de dilatación, tablero, pasamanos, señalización, acceso, etc.).
- Se debe tomar una fotografía de la elevación del puente aguas arriba y aguas abajo para ver la subestructura y la superestructura.
- La información se recopilará en el formato "Ficha de inspección".

2.2.7. Metodología de inspección

De acuerdo con el MTC (2019), se recomiendan los siguientes pasos para inspeccionar un puente o un grupo de puentes:

- Ubicación de puentes a lo largo de la carretera usando la base de datos del MTC
- Estacionamiento de vehículos: siempre fuera de la vía pública (salvo autorización específica para el tráfico). Si esto no es posible, el espacio de estacionamiento debe marcarse en consecuencia.
 - Evaluación de riesgos
- Un breve recorrido por el puente y sus alrededores para distinguirlo.
- Realización sistemática de inspecciones

Como parte de la actividad de inspección, el equipo que la hace recopila los siguientes datos:

- Datos generales de control
- Deterioro detectado
- observaciones
- Fotos

La inspección es una minuciosa evaluación visual de todas las partes visibles del puente, que debe llevarse a cabo de manera sistemática para garantizar que no haya errores u omisiones. Se recomienda realizar los siguientes pasos en orden:

Inspección perimetral inferior de las caras laterales del tablero y de los parámetros verticales de los estribos.

- Inspección en "zig-zag" desde la parte inferior del tablero

Examinar el borde exterior del tablero y los accesorios.

a. Inspección perimetral inferior: la cimentación, los aleros, los estribos, los terraplenes y las caras laterales del tablero se inspeccionan.

Como se ha mencionado anteriormente, el cimientto es inaccesible, lo que significa que las posibles fallas en él solo se pueden detectar de manera indirecta. Es fundamental considerar el aspecto exterior, ya que cualquier problema o anomalía que se presente en forma de signos visibles externos en la superestructura o en movimientos excesivos, fisuras, entre otros, deben ser detectados y evaluados adecuadamente de la subestructura y superestructura en relación con la cimentación durante la inspección.

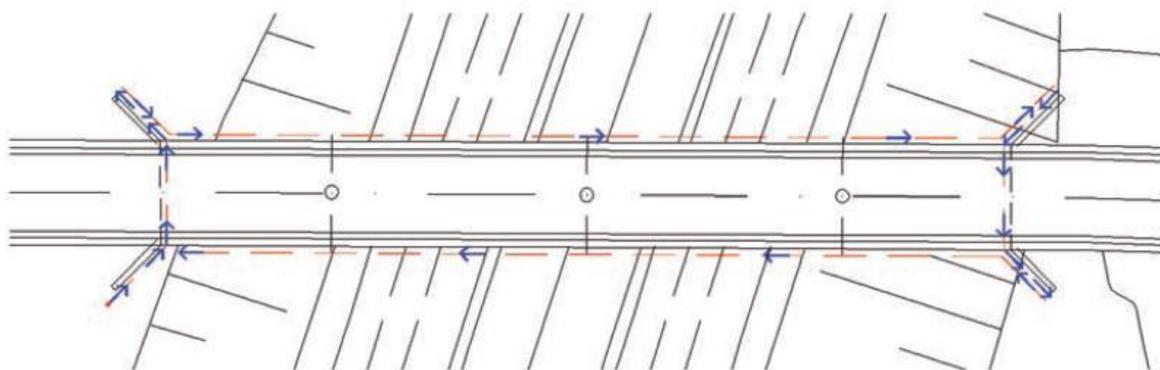
Se llevará a cabo una inspección minuciosa de cada uno de los siguientes componentes, siempre en el orden establecido:

- El alero/muro derecho de E1 y su terraplén - El muro de frente de E1 y la zona de apoyo.
- El alero/muro lateral izquierdo de E1 junto con la zona de apoyo
- Cara lateral del tablero entre el alero/muro lateral izquierdo de E1 y E2.
- El alero/muro lateral izquierdo de E2, junto con su terraplén
- Zona de apoyo y muro de frente del estribo E2
- El alero/muro lateral derecho de E2 y su terraplén
- La cara lateral del tablero entre el alero/muro lateral derecho de E2 y el alero/muro lateral derecho de E1

Esta primera etapa implica una inspección "debajo" del tablero a lo largo del contorno de la estructura (MTC,2019).

Figura 11

Inspección Perimetral Inferior (MDF-2012)



Nota. En la imagen se muestra la primera etapa de una inspección del puente. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 19), del MTC.

Esta inspección debe realizarse minuciosamente, es decir, cerca del elemento que se está evaluando, y no debe pasar al siguiente elemento sin haber completado el anterior. A medida

que se realiza la inspección, se debe registrar cada deterioro, ya sea importante o no, en las fichas de inspección.

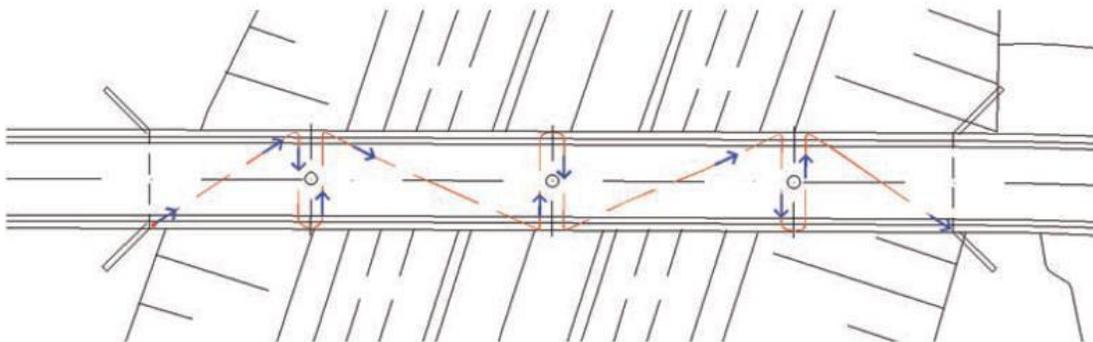
a. Inspección inferior en "zig-zag": después de la etapa anterior, se inspeccionarán las pilas y la parte inferior del tablero en el siguiente orden:

- Tabla entre el estribo E1 y la pila P
- Zona de apoyo de la pila P1
- El espacio entre la pila P1 y la pila P2
- La pila P2 y su zona de apoyo

Se continúa de esta manera hasta llegar al vano del tablero entre la pila Pn y el estribo E2. En el caso de puentes o viaductos de gran tamaño, las acotaciones hechas en los párrafos finales del punto anterior son válidas. Esta inspección se llevará a cabo mediante el uso de recursos adicionales.

Figura 12

Inspección en "Zig-Zag" (MDF-2012)



Nota. En la imagen se muestra una inspección tipo Zig - Zag. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 19), del MTC.

b. La inspección de la parte superior del tablero y los equipamientos: Durante la inspección, se evaluará el estado del pavimento, las juntas, el sistema de drenaje, las barreras, las barandillas, los dispositivos de seguridad, las aceras, las canalizaciones, la señalización, la iluminación y las losas de transición. Después de completar la inspección desde la parte inferior del tablero, el inspector subirá al mismo para realizar una observación perimetral, comenzando en la esquina superior del alero derecho E1 y siguiendo esta ruta:

- Muro lateral derecho/alero E1

-Acera derecha (observe también las juntas en pilas y la zona del pavimento adyacente)

El alero/muro lateral derecho de E2

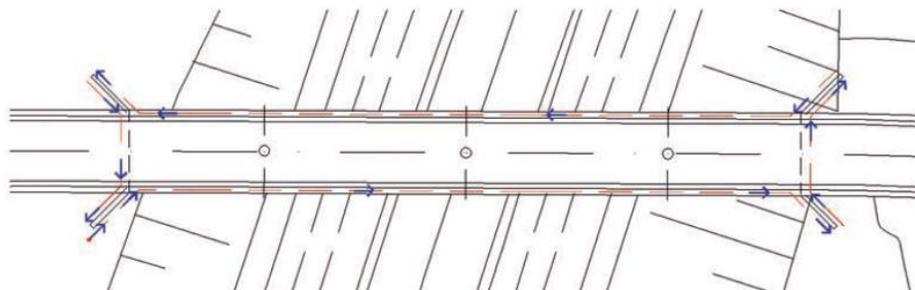
- La junta E2, el alero/muro lateral izquierdo de E2 y la acera izquierda. (Tenga en cuenta las juntas en pilas y la zona de pavimento adyacente).

- La junta E1, el alero/pared lateral izquierda de E1 y el alero/muro lateral derecho de E1.

Se realizarán las anotaciones necesarias de acuerdo con lo mencionado anteriormente.

Figura 13

Inspección de la cara superior del tablero y equipamientos (MDF-2012)



Nota. En la imagen se muestra la inspección del tablero y equipamientos. Tomado del *Guía para la inspección de puentes* (2019, p. 19), del MTC.

2.2.8. Metodología de inspección

El siguiente es un resumen de las patologías y daños más comunes en elementos de puentes, según el MTC (2019).

a. Componentes de madera. Los hongos, los parásitos y los ataques químicos son ataques comunes a los miembros de madera. La madera puede sufrir daños debido a impactos, colisiones, abrasión, desgaste mecánico, sobreesfuerzo, exposición a la intemperie y cambios ambientales. Estos daños pueden ser verificados mediante exámenes visuales y físicos. La inspección visual permite detectar signos de pudrición causada por hongos, daños ocasionados por parásitos, deflexión excesiva, grietas, vibraciones y pérdida de conexiones. Si se encuentran daños durante la inspección visual, el inspector llevará a cabo una investigación adicional. Los deterioros en la madera pueden detectarse mediante pruebas de sonido. Hay pocas técnicas destructivas y no destructivas disponibles para los exámenes físicos.

b. Componentes de concreto: Los daños comunes en los miembros de concreto incluyen agrietamiento, escamas, delaminación, spalling (descascamiento), afloramientos, desgaste o abrasión, daños de colisión, pulido y sobrecarga.

Los agrietamientos en concreto se denominan fisuras finas, medias o anchas y suelen ser imperceptibles a simple vista. Las anchas y medias son importantes para la capacidad de la estructura, pero deben registrarse y monitorearse en los reportes de inspección. Las primeras grietas suelen tener un impacto insignificante en la capacidad de la estructura, pero es importante informarlas como advertencia. Las grietas pueden clasificarse en estructurales y no estructurales; las primeras necesitan una atención inmediata ya que afectan la capacidad del puente, mientras que las no estructurales se originan debido a la expansión y contracción térmica del material. Prestar especial atención a las losas es crucial, ya que la infiltración de agua de lluvia puede causar la corrosión de la armadura. Cuando las capas de concreto se

desprenden cerca del refuerzo de acero más externo, esto se denomina delaminación, y su principal causa es la expansión del refuerzo de acero debido a la intrusión de cloruros o sales.

Los exámenes visuales y físicos pueden examinar estos problemas. Las grietas y las manchas de óxido son dos de los daños principales observados durante la inspección visual. Es importante que un inspector admita que no todas las grietas tienen la misma importancia. La aparición de manchas de óxido en los miembros de concreto es una de las señales de corrosión del refuerzo de acero. El tamaño de las grietas y las manchas de óxido debe medirse y registrarse en las notas de inspección. Dos tipos comunes de exámenes físicos son el martilleo (martilleo) y la cadena arrastrada. El primero se utiliza para detectar áreas de concreto huecas y delaminación en general. Aunque no es completamente seguro en losas, el arrastre de cadenas puede ser usado con razonable seguridad para evaluar la integridad del concreto en áreas de superficie grandes. (MTC,2019)

Para la inspección del concreto, hay otras técnicas sofisticadas destructivas y no destructivas disponibles. Las técnicas no destructivas incluyen:

- Un método para detectar la delaminación.
- Electrodo de sulfato de cobre, métodos nucleares para medir la actividad de corrosión
- El terreno utiliza un radar penetrante y termografía infrarroja para detectar daños en el tablero.
- Pachometer para ubicar el refuerzo.
- Rebote y perforación medidos para predecir esfuerzos en concreto

b. Miembros contruidos con acero: la corrosión, los agrietamientos, los daños de colisión y el sobreesfuerzo son daños comunes en miembros de acero. La mayoría de las veces, las grietas suelen originarse en la conexión, el extremo final de la soldadura o en una zona

corroída de una pieza, y luego se propagan a lo largo de la sección hasta que se produzca una ruptura. Es esencial que los inspectores presten especial atención a todas las posibles ubicaciones de fisuras. La corrosión es la forma más reconocida de deterioro que afecta al acero.

Las grietas por fatiga, que ocurre en estructuras de puentes debido a la repetición de cargas, es uno de los tipos más importantes de daños en miembros de acero. El inspector realizará una inspección detallada después de identificar elementos susceptibles a la fatiga para edificios pintados. Las grietas en la pintura acompañadas de manchas de herrumbre pueden indicar una grieta de fatiga

El área se limpiará y se llevará a cabo una inspección visual de primer plano en caso de que se sospeche una grieta. Además, se pueden realizar pruebas adicionales, como tintes penetrantes, para identificar la grieta y su extensión. Si se descubren grietas de fatiga, inspecciones más profundas deben realizarse. Los desgastes de acción compuesta, las pérdidas de arriostre y la falla o el asentamiento de detalles de apoyo son algunas de las muchas razones por las que un miembro puede experimentar sobreesfuerzo.

Las elongaciones inelásticas, la reducción de la zona de acero en miembros en tensión y el pandeo en miembros en compresión son signos de daño por sobreesfuerzo. Los daños causados por un choque vehicular incluyen pérdidas de sección, agrietamiento y distorsión de formas: Estos daños serán registrados minuciosamente y las reparaciones serán priorizadas. Según los resultados del análisis de evaluación, se recomienda limitar la circulación de vehículos hasta que se completen las reparaciones. Algunas formas no destructivas de construir puentes de acero incluyen:

- Realizar una evaluación de emisiones acústicas para determinar la presencia de grietas.

Utilizar una tomografía computarizada para determinar los defectos internos.

- Tintes penetrantes para determinar el tamaño de la superficie defectuosa; y

- Examen de ultrasonido para detectar grietas planas y miembros planos.

d. Partes sumergidas: Se refiere a componentes de subestructuras. Debido a que la visibilidad es limitada durante las inspecciones, no es posible realizar una inspección minuciosa de los miembros, por lo que se requieren equipos especiales para inspeccionar los componentes sumergidos. Los elementos de las estructuras de acero son susceptibles a la corrosión, particularmente en las áreas de mínimos y máximos que aumentan.

e. Tableros: Las grietas en las soldaduras, seguros rotos, corrosión y conexiones sueltas o rotas son fallos frecuentes en los tableros de acero. La corrosión puede resultar en pérdida de sección, lo que afecta la capacidad de carga del tablero en sistemas de piso de acero corrugado. En el caso de tableros de madera, es común encontrar aplastamiento en los apoyos del sistema de piso, daños por flexión como fracturas, combaduras y grietas en áreas tensionadas, así como pudrición causada por organismos biológicos en zonas expuestas al drenaje. Por otro lado, en los tableros de concreto, defectos habituales incluyen desgaste superficial, escamas, delaminación, descascaramiento (spalls), grietas de flexión longitudinal y transversal en áreas de momento negativo, corrosión, grietas por agregados reactivos y daños causados por contaminación química.

f. Juntas: temperaturas extremas y acumulación de tierra y escombros causan daños en la junta. Los deterioros causados por escombros y tránsito de vehículos pueden resultar en una junta rasgada, anclajes arrancados o la eliminación completa. Las temperaturas extremas pueden dañar la adhesión entre la junta y el tablero, lo que puede llevar a la eliminación definitiva de la junta. La función principal de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente.

g. Apoyos: Es posible dividirlos en tres grupos: concreto, metal y elastomérico. Los soportes de concreto pueden perder su funcionalidad debido a la degradación del concreto, corrosión de la armadura, desplazamientos y aplastamiento. Mientras que los soportes de metal

pueden quedar inoperativos debido a la corrosión, acumulación de escombros u otras interferencias. Los soportes trabados pueden ocasionar flexiones, ondulaciones y alineación inapropiada de los elementos. También pueden ocurrir pérdidas de seguros, roturas de soldadura y corrosión superficial como otros tipos de daños. Por otro lado, los daños más comunes en las placas de soportes elastoméricos son el exceso de abultamiento, roturas o desgarros, cortes y fallos por desplazamiento.

2.2.8. Seguridad estructural

2.2.8.1 Seguridad estructural.

Se define como la “probabilidad de que un sistema llevará a cabo la función requerida en condiciones de servicio especificadas durante un periodo de tiempo determinado” (ISO 2394, 2015, p. 18).

Otros autores, como Venegas y Chío (2014), dicen que el margen de seguridad estructural, también conocido como función de estado límite, es la forma matemática de explicar la relación entre la resistencia (R) y la solicitud (S) en un sistema, o en este caso en una estructura. Tanto R como S pueden ser descritos por variables aleatorias o determinísticas, como f_c y f_y , en el lado de la resistencia, y las cargas de los vehículos pesados que pasan por el puente (representadas por la letra P) o la carga muerta (representada por la letra D).

a) Resistencia (R). La resistencia de elementos estructurales se define por Venegas y Chio (2014), como la cualidad de un elemento o conjunto de elementos para contrarrestar acciones sin descomponerse.

b) Solicitaciones (S). Según Venegas & Chio (2014), las solicitudes en los componentes estructurales se definen como acciones o fenómenos externos que se aplican a los componentes resistentes de una estructura.

2.2.8.2 Método de determinación de niveles de seguridad estructural.

Dentro de los métodos para la determinación de seguridad estructural se encuentra el método de confiabilidad estructural y capacidad de carga:

b) Índice Capacidad de Carga (RF): El método de capacidad de carga (también conocido como calificación de carga) propuesto por MBE AASHTO utiliza un factor que relaciona la resistencia remanente entre la carga viva. Es utilizado por los encargados de puentes para garantizar su resistencia en una carga específica, lo que lo compara con la seguridad estructural de un puente. Se basa en un método pseudo-determinístico y solo evalúa un caso de carga, o resistencia. Como resultado de esta característica, se utilizan factores preestablecidos de mayorización de cargas y reducción de resistencia para tener en cuenta la variabilidad de los parámetros (Bolaños, 2018)

2.3. Bases conceptuales o definición de términos básicos

Ancho del Puente: es el ancho total de la superestructura y comprende calzadas, veredas o aceras, ciclovías, barreras y/o barandas (Manual de Puentes,2018)

Anteproyecto: Según el Manual de Puentes 2018, son los análisis preliminares que posibilitan la evaluación de una solución propuesta antes de su implementación definitiva.

Calzada del Puente: es la parte de la calzada destinada al paso de vehículos, cuyo ancho se mide perpendicularmente al eje longitudinal del puente. Se compone de varios carriles además de las bermas que facilitan el acceso al puente (Manual de Puentes,2018).

Dispositivos de Apoyo. Son componentes que permiten el traspaso de cargas de la superestructura a la subestructura. Por lo general, son metálicos o elastómeros (Manual de Puentes,2018).

Altura Libre: La distancia entre el nivel de aguas máximas extraordinarias del río y el fondo de la superestructura del puente. Se refiere a la distancia vertical que existe entre el nivel inferior de la viga de la superestructura y el nivel superior correspondiente del pavimento donde se

cruza el paso elevado de la carretera. Los puentes reticulados de metal tienen la menor distancia entre el nivel de la rasante y el fondo de las vigas superiores de arriostre (Manual de Puentes,2018).

Junta de Expansión: es el componente que tiene como propósito permitir las deformaciones longitudinales causadas por cambios de temperatura, sismos u otras situaciones (Manual de Puentes,2018).

Longitud del Tablero: es la longitud medida entre los bordes extremos de la losa del tablero en el eje longitudinal del tablero (Manual de Puentes,2018).

Luz de Cálculo: es la longitud medida entre los centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo y se utiliza para calcular la estructura y/o los elementos estructurales (Manual de Puentes,2018).

Luz del Tramo del Puente: es la distancia entre los ejes de apoyo de cada tramo de la superestructura de un puente (Manual de Puentes,2018).

Confiabilidad: se define según la norma ISO 2394:1998 como la capacidad de una estructura o uno de sus componentes de cumplir los requisitos específicos para los que se diseñó durante su vida útil remanente. El nivel de confiabilidad que se busca superar varía según las consecuencias de la falla y el nivel de riesgo.

Aparatos de apoyo: de acuerdo con el MTC (2019), son: componentes a través de los cuales el tablero transmite cargas a las pilas y estribos. Los dispositivos de apoyo vienen en varios tipos. El más simple es de neopreno sin armar o zunchar, que son poco utilizados en puentes. Luego están los de neopreno zunchado, que son comunes en puentes de longitudes pequeñas a moderadas y vigas prefabricadas. Por último, pero no menos importante, están los dispositivos de neopreno tipo POT, que se utilizan en puentes de luces importantes.

Colapso parcial: es la severa deformación que ha sufrido todos o algunos de los componentes principales de una sección o secciones múltiples, por lo que las vidas de las personas que pasan por encima o debajo de la estructura estarían en riesgo (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Colapso total: es cuando todas las partes principales de varios tramos han colapsado o han sufrido una deformación tan grave que no hay carriles de circulación que puedan ser transitados (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Elementos funcionales (sistemas de contención y acabados): estos son componentes no estructurales instalados en puentes para garantizar el correcto funcionamiento del puente o para garantizar la durabilidad de otros elementos. Los sistemas de acabado y contención se dividen en dos (2) categorías. Los puentes modernos incluyen puentes con múltiples tramos hidrostáticos entre tableros, armaduras que transfieren cargas de tablero a estribos y pilares, juntas de expansión que se adaptan al movimiento horizontal relativo entre tableros y estribos, y armaduras de puentes que transfieren cargas de tableros a estribos y pilares (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Falla de puente por causas externas: la sobrecarga de puentes es una de las causas de dichas fallas e incluye inundaciones terremotos, incendios, colisiones, hundimientos, daños ambientales, terremotos, colisiones, viento, sobrecargas, hundimientos, daños ambientales a los componentes y más (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Falla de Puente por Causas Internas: la pérdida de capacidad del puente es la causa de dichas fallas y se compone de errores en el diseño, errores en la construcción, materiales de baja calidad y falta de mantenimiento (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Hormigueros (Ho): La causa de las fallas es la disminución de la capacidad del puente y se caracteriza por la degradación del concreto, que se caracteriza por presentar oquedades

superficiales en el concreto endurecido, lo que indica áreas vacías en las superficies de los elementos. La inexactitud de vibrado, la compactación inadecuada o excesiva, la colocación inadecuada del concreto en áreas con alta densidad de refuerzo, la dosificación inadecuada de mezclas de concreto, entre otros factores, son las principales causas de hormigueros (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Infraestructura de un Puente: son los componentes que transmiten las reacciones del Puente al suelo, como la cimentación, que puede ser superficial mediante zapatas o de profundidad mediante una losa de cimentación y pilotes (Guía para Inspección de Puentes MTC, 2019).

Inspección de un Puente: Se refiere al grupo de acciones técnicas llevadas a cabo de acuerdo con una planificación previa y que proporcionan los datos necesarios para determinar de manera instantánea el estado de conservación de la estructura. Esta inspección tiene dos objetivos: garantizar que el tráfico no cause riesgo a la estructura y identificar cualquier problema existente y sugerir soluciones (MTC, 2019).

Inventario de un Puente: es una actividad necesaria que se hace previamente para llevar a cabo una inspección, que permite evaluar visualmente el estado de conservación del puente, su seguridad y estimar las acciones a seguir (MTC, 2019).

Subestructura de un Puente: está conformado por los estribos, los aparatos de apoyo, los terraplenes, las pilas y otros elementos que realizan las funciones desde la superestructura hasta la cimentación. Es el que puede soportar la cantidad de tráfico (MTC, 2019).

Superestructura de un Puente: es parte del mecanismo de resistencia del puente. Por ejemplo, losas para puentes rectos, cables de apoyo y pilotes para puentes atirantados, losas y pilotes para puentes en arco, sistemas de cables y pilotes para puentes colgantes, entre otros.

Además, también se integran elementos funcionales como juntas, pasarelas, balaustradas e impermeabilizaciones (MTC, 2019).

Tablero: es un elemento de resistencia horizontal que soporta de forma independiente la superficie de la calzada sobre la que se apoyan el pavimento de la calzada las barreras el balastro la otra las traviesas y demás elementos necesarios para cumplir su función elemental (MTC, 2019).

Ensayos no destructivos (END): Según Garrido (2018), se refiere a técnicas físicas directas que no causan daño ni modifican de manera permanente las características físicas, químicas, mecánicas o dimensionales del material, pieza o componente bajo evaluación. Estas técnicas también se conocen como ensayos no destructivos. La elección de la técnica adecuada depende del tipo de material estudiado y de las propiedades geométricas de la estructura que se desea investigar.

2.4. Bases epistemológicas, bases filosóficas y/o bases antropológicas

De acuerdo con lo que plantea Guadarrama (2004), la investigación científica implica describir una porción de la realidad que está siendo estudiada, explicar las causas que determinan las características de su evolución, predecir de manera aproximada el desarrollo de los fenómenos investigados, evaluar las implicaciones ontológicas de estos fenómenos y justificar si es necesario su análisis.

En correspondencia a lo que expresa este autor, la investigación se convierte sin duda en una actividad que permite la construir realidades nuevas que no tenían existencia propiamente dicha, en este particular a nivel local no se encontraron antecedentes sobre este tipo de estudio. Por tal motivo, para iniciar la labor investigativa es importante reconocer algunos postulados filosóficas y epistemológicas que facilitan la justa comprensión del método que se piensa utilizar.

De esta manera, se tiene que, “la filosofía y la ciencia son actividades que sólo se pueden desarrollar a través de la acción de la investigación” (Guadarrama, 2004, p. 3), en este caso se pretende a través de un estudio poder determinar el nivel de seguridad con métodos probabilísticos y determinísticos en el Puente Huallaga tipo metálico del departamento de Huánuco. Esto incluye, la exploración del objeto en cuestión, la búsqueda de datos, de información, en si supone una indagación sobre la resistencia y sollicitaciones que soporta el puente en estudio, proyectando además sus posibles alternativas de solución a nivel preventivo.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1 Ámbito

Con respecto a la definición de ámbito, el autor Alfaro (2012), expresa que, “es necesario especificar el espacio geográfico donde se realizará la investigación, así como también el tiempo” (p. 39).

Por su parte, Bavaresco (2013), explica que “no se puede realizar un estudio sin considerar la delimitación temporal, se hace preciso fijar inicio de este, así como su alcance de tiempo” (p. 50). Por lo tanto, el ámbito para esta investigación en el aspecto geográfico se delimitó en el distrito y provincia de Ambo, departamento de Huánuco. El ámbito temporal corresponderá al año 2023.

3.2 Población

El autor Alfaro (2012), define una población como la suma de los valores posibles (medidas o números) de algunas características particulares sobre un conjunto de personas, animales o cosas que serán estudiadas en un momento determinado. Por lo tanto, la población para esta investigación estuvo conformada por todos los puentes de sección compuesta del distrito y provincia de Ambo, Huánuco.

3.3 Muestra

Con respecto a la muestra, Ñaupas et. al. (2014) la definen como un subconjunto, o parte del universo o población, seleccionado a través de diversas metodologías, pero siempre teniendo en consideración la representatividad del universo. Entonces, la muestra para esta investigación estuvo conformada por el Puente Chacapampa, de sección compuesta.

3.4 Nivel y tipo de estudio

Nivel de la Investigación

Esta investigación se estableció bajo un nivel descriptivo, ya que se hizo preciso obtener la información mediante estrategias tales como: revisión bibliográfica, documentos y visualización directa que permitieron describir y detallar en forma escrita y gráfica, el grado de seguridad del Puente Chacapampa, distrito y provincia de Ambo, departamento de Huánuco. Con respecto a este tipo de nivel de investigación, Hernández et. al (2014) menciona que el objetivo de la investigación descriptiva es identificar las propiedades y características claves de cada fenómeno analizado.

Tipo de Investigación

La presente investigación se ejecutó bajo un enfoque cuantitativo ya que los indicadores fueron medidos con datos numéricos, con respecto a este enfoque Hernández et al. (2014), afirman que, este enfoque está basado en el proceso de obtener información empírica mediante la realización de pruebas estandarizadas o aplicando otra técnica de medición numérica, con el fin de probar hipótesis o interrogantes de investigación planteadas.

3.5 Diseño de investigación

El autor Alfaro (2012), menciona que, el diseño en una investigación, permite hacer un análisis libre de temas y manipulación consciente de variables ya que han sucedido o están sucediendo en la realidad las condiciones preexistentes no causadas intencionalmente por los investigadores se observan sistemática y empíricamente.

De manera que, en esta investigación se considera un diseño no experimental, ya que no hubo manipulación de variables.

3.6 Métodos, Técnicas e instrumentos

Por tratarse de una investigación con un enfoque de tipo cuantitativo se utilizó un método deductivo, aplicando la técnica de observación documental retrospectiva, en base a la revisión de informaciones existentes tales como planos, especificaciones, memoria de cálculo.

Los instrumentos de recolección de datos fueron de recojo de información como datos del levantamiento topográfico, dimensiones actuales y datos del estado actual del puente en estudio.

3.7 Validación y confiabilidad del instrumento

Los instrumentos utilizados para la recolección y registro de datos indicados en el cuadro de operacionalización de las variables son formatos oficiales y de común uso, por lo que su validez y confiabilidad están ya determinadas. De manera que, para la condición estadística del puente se utilizaron los formatos del método SCAP del MTC y para el cálculo de la deflexión, la resistencia a la compresión y el índice de capacidad de carga, se han usado las normas establecidas para estos cálculos, determinando finalmente el nivel de seguridad estructural con la respectiva normativa.

3.8 Procedimiento

Se inicia realizando una inspección visual del puente en estudio para evaluar su condición estadística. Para estimar la resistencia In-Situ del concreto endurecido, se lleva a cabo un método de prueba estándar utilizando ensayos de Esclerometría. En este proceso, se utilizan como referencia las normas ASTM C805/C805M-18, ACI 228.1R y BS EN 13791.

Luego, se procede al modelamiento estructural del puente utilizando el software MIDAS CIVIL. A través de este modelado, se calcula el índice de capacidad de carga (load rating) del puente, siguiendo las directrices establecidas en el "Manual de Evaluación de Puentes de la AASHTO".

Finalmente, para evaluar las patologías estructurales del puente, se emplea la normativa de diseños de puentes AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Mediante este procedimiento integral de evaluación, se determina el nivel de seguridad del puente, proporcionando información crucial para la toma de decisiones y acciones correctivas en caso de ser necesarias.

3.9 Tabulación y análisis de datos

Para la realización de plan de tabulación de datos y análisis estadísticos, se utilizaron softwares como el Midas Civil V.22, Normativas de diseño, evaluación e inspección de puentes, AutoCAD y hojas de Excel en el desarrollo del método SCAP.

3.10 Consideraciones éticas

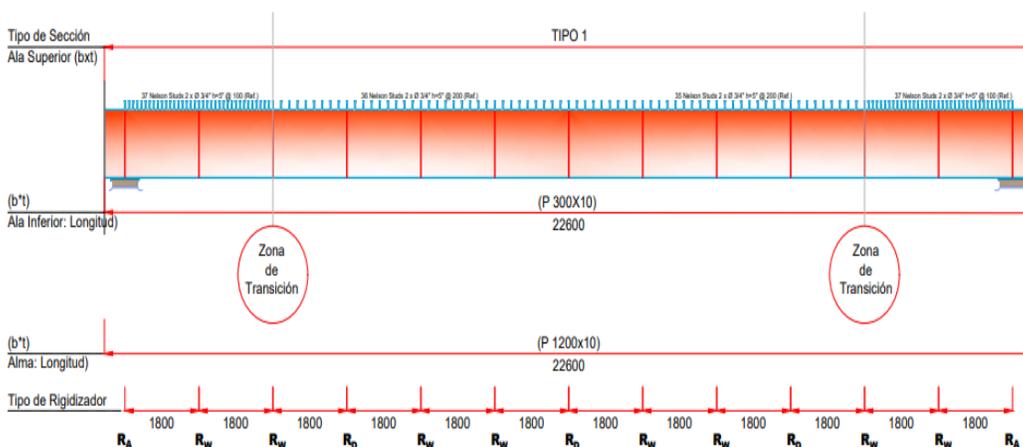
La investigación se elaboró bajo los principios de responsabilidad, veracidad de los datos obtenidos en campo, y de compromiso a la confiabilidad de los resultados que se obtengan de ella. De igual manera, se establece el respeto al derecho de autoría de aquellos trabajos que se consideren como referentes para el marco teórico, para lo cual se ha realizado la debida cita bibliográfica según la normativa establecida.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

De acuerdo a la metodología propuesta se hizo la recolección de datos asociados a cada uno de los objetivos del estudio, previamente se hizo el levantamiento topográfico del puente analizado, obteniéndose los siguientes resultados,

Figura 14

Elevación longitudinal del puente Chacapampa



De la figura se tiene que el puente analizado es de sección metálica con una luz de 22.6 metros, los detalles del tablero y las secciones se presentan en el anexo 6.

4.1 Resultado 1

Memoria descriptiva

Para determinar la condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco, se obtuvieron los siguientes resultados;

Situado en el distrito de Ambo, provincia de Ambo, departamento de Huánuco, el puente Chacapampa se encuentra en el kilómetro 352+898 de la carretera Lima-Huánuco de la Ruta Nacional PE-3N. La estructura está construida en metal y tiene una longitud de 22.60m con un ancho de calzada de 3.60m. Tiene veredas de concreto de 0.70m de ancho y barandas de metal con pasamanos de 0.86m de altura tanto aguas arriba como aguas abajo. Una losa de concreto armado está apoyada sobre vigas de acero para formar la superestructura. La losa de concreto del puente es la superficie de rodadura. En la subestructura se encuentran dos estribos de tipo cantiléver hechos de concreto armado, y en ambos accesos no se encuentran indicaciones.

Tabla 2

Características generales del puente Chacapampa

Nombre del Puente	Chacapampa	Tramo Carretera:	Cerro de Pasco – Huánuco
Tipo Puente :	Viga metálica	Dpto. Político:	Huánuco
Sobre (*):	Río	Dpto. Vial :	Huánuco
Altitud (msnm) :	2064 msnm	Provincia :	Ambo
Longitud total (m) :	22.60	Distrito :	Ambo
Ancho de calzada (m) :	3.600	Poblado Cercano:	Ciudad de Ambo
Ruta :	PE – 3N	Kilometraje :	352+898

Nota: Datos recolectados por la investigadora

4.1.1 Condición Global del Puente

Para la evaluación de la condición global del estado del Puente, se seguirá la metodología del SCAP que otorga mediante una evaluación visual, valores a cada componente (del 0 al 5) en función grados de deterioro o severidad de daños (0=Excelente, 1=Bueno, 2=Regular, 3=Preocupante, 4= Malo y 5=Pésimo) inspeccionando la superestructura, subestructura, detalle, cauce y accesos; por lo que subdividimos en sus respectivos componentes de acuerdo a toda la estructura, según la siguiente tabla;

Tabla 3

Códigos de los elementos analizados en el puente según la metodología SCAP

Elemento		Código
I.	Superestructura	
a)	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)	104
b)	Vigas Principales de Acero Estructural	114
c)	Vigas Secundarias de Acero	115
II.	Subestructura	
d)	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	201
e)	Elevación Alas del Estribo de Concreto Simple	204
III.	Detalles	
f)	Vereda Concreto	311
g)	Apoyo fijo Neopreno	321
h)	Tipo Comprensible/Expandible Celular	343
i)	Barandas de Acero	353
j)	Tuberías PVC	372
IV.	Cauce	
k)	Márgenes del río	401
l)	Lecho del río	402
V.	Accesos	
m)	Señalización	501
n)	Terraplén	502
o)	Visibilidad	530

Figura 15

Vista de fondo de losa, no se evidenciaron daños estructurales, sin embargo, se observan daños superficiales en el concreto de la cara inferior.



b. Vigas Principales de Acero Estructural (114)

Descripción del elemento:

El puente está conformado por 2 vigas longitudinales metálicas de tipo I, separadas a 2.5 entre ellas y de 22.60 metros de longitud. Ambas vigas soportan tuberías longitudinales de agua de $\text{Ø}=4''$.

Descripción:

- Se observó corrosión en el alma del patín inferior de la viga y pintura en mal estado.
- A lo largo del patín inferior de la viga también se observó presencia de nido de insectos.
- No se observó a simple vista fisuras ni grietas a causa de problemas estructurales.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 16

Vista de viga longitudinal de acero, se observan manchas y decoloración en las vigas



c. Vigas Secundarias de Acero (115)

Descripción del elemento:

El puente en estudio está conformado por 5 vigas diafragma metálicos de tipo Canal, ubicadas a cada 1/4 de luz.

Descripción del daño:

- No se observó a simple vista fisuras ni grietas a causa de problemas estructurales.
- Las vigas secundarias presentan oxidación y pintura en mal estado.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 17

Vista de Viga secundaria de acero, se observan manchas y decoloración

**II. Subestructura****d. Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple (201)**

Descripción del elemento:

La elevación del cuerpo del estribo izquierdo (pantalla) es de concreto simple, con altitud de 4.80 m y ancho 2.5 m.

Descripción del daño:

- La pantalla del estribo presenta patología en el concreto como existencia de nidos/hormigueros, segregación, agujeros y delaminación.
- Se observó fisuras, grietas menores a 5mm de espesor en la parte inferior y superior de la pantalla del elemento.
- Se observó abultamientos en la parte inferior de la pantalla debido a la mala consistencia del concreto a falta de una vibración adecuada durante el proceso constructivo.

- Se observó nidos de insectos en la parte superior y aparición de hongos en la parte inferior de la pantalla debido a la humedad y falta de mantenimiento.

Grado del daño:

Calificación 03 = Preocupante

Figura 18

Elevación del cuerpo del estribo izquierdo del puente, nótese los daños en la parte baja



e. Elevación Alas del Estribo de Concreto Simple (204)

Descripción del elemento:

La elevación del cuerpo del estribo (pantalla) Izquierda es de concreto simple, con altitud de 4.80 m y ancho 2.5 m.

Descripción del daño:

- La pantalla del estribo presenta patología en el concreto como existencia de nidos/hormigueros, segregación agujeros y delaminación.

- Se observó fisuras, grietas menores a 5 mm de espesor en la parte inferior y superior de la pantalla del elemento.

- Se observó abultamientos en la parte inferior de la pantalla debido a la mala consistencia del concreto a falta de una vibración adecuada durante el proceso constructivo.

- Se observó nidos de insectos en la parte superior y aparición de hongos en la parte inferior de la pantalla debido a la humedad y falta de mantenimiento.

Grado de daño:

Calificación 03 = Preocupante

Figura 19

Elevación de las alas del estribo derecho del puente, nótese los daños en la parte inferior



III. Detalles

f. Vereda de Concreto (311)

Descripción del elemento:

La vereda izquierda del puente es de concreto armado y tiene una longitud total de 30 metros de longitud con un ancho de 0.60m y espesor de 0.15m.

Descripción del daño:

- Se observó existencia de grietas menores a 3mm.
- Se evidenció disgregación del mortero o desprendimientos no mayores de 12 mm de profundidad del concreto, sin exposición de las armaduras o evidencia de corrosión de las mismas.
- Se observaron fracturas de concreto en las esquinas de las veredas.
- Existencia de hongo y eflorescencia en la cara lateral de la vereda.
- Pintura en mal estado.

Grado de daño:

Calificación 03 = Preocupante

Figura 20

Vereda lateral izquierda del puente, nótese el estado de la superficie y los daños existentes



g. Apoyo Fijo de Neopreno (321)

Descripción del elemento:

Apoyos de neopreno.

Descripción del daño:

Apoyo de neopreno de la viga longitudinal del estribo derecho vista desde aguas arriba. No se aprecia aplastamiento del neopreno, la estructura presenta tope sísmico, no se observan fisuras en el tope sísmico. La superficie de concreto presenta suciedad.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 21

Apoyos de neopreno (lado derecho) del puente, el elemento está en buen estado



h. Tipo Comprensible/Expandible Celular (343)

i. Barandas de Acero (353)

Descripción de elemento:

Las barandas son metálicas con una longitud total de 46 m. Los postes son de acero de 0.86 m de altura, estos están ubicados a lo largo de la luz del puente y los postes de concreto armado de una altura de 0.86 m para las barandas que están ubicados alrededor del acceso del puente. Las platinas que unen postes metálicos con las veredas tienen una dimensión de 0.20 m x 0.20 m y los postes de concreto armado se encuentran empotrados a la vereda.

Descripción del daño:

- En los pasamanos de la baranda derecha e izquierda se observó desprendimiento del recubrimiento de pintura y corrosión por falta de pintura de protección.

- Con respecto a la baranda izquierda existe colapso por impacto de los postes y pasamanos de la baranda ubicada cerca de la losa de transición.

- Las platinas de los postes presentan corrosión debido al intemperismo. Algunas platinas de los postes están recubiertas de mortero con la idea de su reforzamiento su estabilidad, ya que estas también se encuentran en mal estado.

- Los postes de concreto armado se encuentran en mal estado tal y como se observa en la fotografía inferior de esta sección, existe exposición de acero debido a la rajadura que presentan estos, también desprendimiento de todo el poste debido a la falta de mantenimiento y un posible mal proceso constructivo que ha afectado la durabilidad de los elementos.

Grado de daño:

Calificación 03 = Preocupante

Figura 22

Barandas metálicas del puente, nótese el mal estado en que se encuentran.



j. Tuberías PVC (372)

Descripción del elemento:

Las tuberías de drenaje son de diámetro 2", con una longitud de 0.20m. Se observaron 16 tuberías de drenaje, 8 tuberías aguas abajo y 8 aguas arriba.

Descripción del daño:

- El 38% de las tuberías no están en funcionamiento según la inspección realizada.
- Se observó obstrucción de las tuberías por sedimento.
- Debido a su longitud igual que el espesor de la losa (longitud insuficiente), existe humedad en la salida del contorno de las tuberías provocando aparición de eflorescencia.

Grado de daño:

Calificación 03 = Preocupante

Figura 23

Tubería de drenaje de la losa del puente, se encuentran obstruidas.



IV. Cauce

k. Márgenes del río (401)

Descripción del elemento:

Los márgenes del río están conformados por cantos rodados. Existen edificaciones de viviendas cerca a los márgenes del río, así como se muestran en las fotografías.

Descripción del daño:

- Existe acumulación de basura en los márgenes del río.
- No existe inundación en máximas avenidas.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 24

Margen derecha del río Huallaga donde se emplaza el puente, nótese la presencia de piedras y de basura



I. Lecho del río (402)

Descripción del elemento:

El lecho del río tiene un ancho variable con un promedio de 14 m.

Descripción del daño:

- Flujo relativamente estable dentro del cauce y pendiente suave.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 25

Lecho del río Huallaga donde se emplaza el puente, flujo estable dentro del cauce y pendiente suave.



V. Accesos

m. Señalización 501)

Descripción del elemento:

Vista del puente desde el acceso izquierdo.

Descripción del daño:

Como se puede apreciar a simple vista el puente en estudio carece de señalizaciones preventivas, informativas y reglamentarias. Por el contrario, se observa que existe cartel político en mal estado, 1 un cartel colocado por la Municipalidad Provincial de Ambo sobre Residuos Sólidos, Ley N°27314, que prohíbe el arrojado de basura y/o desmonte, cartel colocado cerca al ala izquierdo del estribo izquierdo del puente. También se observa un monumento en mal estado que corresponde a la información de las autoridades correspondientes al año de ejecución de dicho puente.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 26

En las inmediaciones del puente solo se encuentran paneles publicitarios, carece de señalización de tránsito



n. Terraplén (502)

Descripción del elemento:

El terraplén del puente se encuentra visible sobre las alas del puente.

Descripción del daño:

- Existen plantaciones y acumulación de basura sobre el relleno de las alas de los estribos.

- Existe construcción de casas sobre el terraplén del puente.

Grado de daño:

Calificación 04 = Mala

Figura 27

Terraplén del lado derecho del puente, nótese la acumulación de basura y vegetación



o. Visibilidad (530)

Descripción del elemento:

Visibilidad del puente en estudio.

Descripción del daño:

- El puente tiene visibilidad limitada debido al trazo y vegetación.

Grado de daño:

Calificación 01 = Bueno

Figura 28

La visibilidad en las inmediaciones del puente está limitada por la vegetación y las viviendas



p. Losas de aproximación (s/código)

Descripción del elemento:

Losa de aproximación en la salida y entrada del puente, de concreto simple.

Descripción del daño:

- Losa de aproximación en condición mala, ya que presenta fisuras y grietas longitudinales y transversales, delaminación y fractura en las esquinas.

Grado de daño:

Calificación 04 = Mala

Figura 29

Losa de aproximación del puente, nótese el mal estado en que se encuentra



De la evaluación de los elementos del puente según la metodología SCAP se tiene la siguiente condición global de cada uno de estos elementos de acuerdo a la siguiente tabla, los formatos de evaluación se encuentran en el anexo 7;

Tabla 4

Condición global de los elementos del puente Chacapampa según el método SCAP (Sistema Computarizado de Administración de Puentes) del MTC – Perú

	Elemento	Calificación	Condición Global
I.	Superestructura		
a)	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)	02	Regular
b)	Vigas Principales de Acero Estructural	01	Bueno
c)	Vigas Secundarias de Acero	01	Bueno
II.	Subestructura		
d)	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado	03	Preocupante
e)	Elevación Alas del Estribo de Concreto Simple	03	Preocupante

III. Detalles			
f)	Vereda Concreto	03	Preocupante
g)	Apoyo fijo Neopreno	01	Bueno
h)	Tipo Comprensible/Expandible Celular		
i)	Barandas de Acero	03	Preocupante
j)	Tuberías PVC	03	Preocupante
IV. Cauce			
k)	Márgenes del río	01	Bueno
l)	Lecho del río	01	Bueno
V. Accesos			
m)	Señalización	01	Bueno
n)	Traplén	04	Malo
o)	Visibilidad	01	Bueno
p)	Losas de aproximación	04	Malo

Tabla 5

Valoración de la Condición Global de los elementos del puente según el método SCAP

Calificación	Condición Global
0	Excelente
1	Buena
2	Regular
3	Preocupante
4	Mala
5	Pésima

4.1.2 Condición estadística del puente

De los datos recabados en campo para la evaluación de la Condición estadística del puente Chacapampa de acuerdo a la metodología SCAP, se tienen los resultados mostrados en la siguiente tabla, los formatos correspondientes se presentan en el anexo 7

Tabla 6

Condición estadística del puente Chacapampa según la metodología SCAP (Sistema Computarizado de Administración de Puentes) del MTC - Perú

CODIGO	DESCRIPCION	METRADO	UND.	Factor de Importancia	CALIFICACION (%)						Condición Estadística del Puente
					0	1	2	3	4	5	
					Muy Bueno	Bueno	Satisfactorio	Marginal	Pobre	Muy Pobre	
104	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)		m3	0.6			95	5			
114	Vigas Principales de Acero Estructural		kg	1		95	5				
115	Vigas Secundarias de Acero		kg	0.8		95	5				
201	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple		m3	1				100			
204	Elevación Alas del Estribo Concreto Simple		m3	0.6				100			
215	Zapata de Concreto Simple		m3	1				100			3.279
311	Vereda Concreto		m2	0.2			5	95			
321	Apoyo fijo Neopreno		und.	0.4			100				
322	Apoyo deslizante de neopreno		und.	0.4			100				
341	Planchas Deslizantes		ml	0.4			95	5			
353	Barandas de Acero		ml	0.4			95	5			
372	Tuberías PVC		und.	0.4				100			
401	Márgenes del río		ml	0.6		100					
402	Lecho del río		ml	0.6		100					
501	Señalización		und.	0.2		100					
502	Terraplén		m3	0.6		100					
530	Visibilidad		m2	0.2		100					
s/cod.	Losas de aproximación								50	50	

Tabla 7

Condición estadística del puente Chacapampa según la metodología SCAP

Número de Elementos del puente	17
Mayor valor de contribución	3.000
Suma de contribución de todos los elementos	16.384
Contribución remanente: suma - mayor	13.384
Fracción de contribución remanente	0.27884
Condición Estadística del Puente	3.279

Tabla 8*Rango de acuerdo a la condición*

CALIFICACIÓN	RANGO/CONDICIÓN
0 MUY BUENO	0.00-0.99
1 BUENO	1.00-1.99
2 REGULAR.	2.00-2.99
3 MALO	3.00-3.99
4 MUY MALO	4.00-4.99
5 PÉSIMO	5.00-5.99

De acuerdo con los resultados se tiene que la Condición Estadística del puente Chacapampa se ubica en la calificación de Malo.

4.2 Resultado 2

En relación al objetivo específico 2 que es el de determinar en qué medida afectarán las patologías estructurales (deflexión, flecha) al índice de capacidad de carga del puente Chacapampa, se obtuvieron los siguientes resultados;

4.2.1 De la deflexión

El cálculo de la flecha se hizo de acuerdo con el Manual de Puentes, numeral 2.9.1.4.4.5.1b Criterio de Deflexión, para un Camión de Diseño HL – 93 (LL + IM) y con la ayuda del software Midas Civil V.22 y una luz del puente de 22,600 mm, obteniéndose los siguientes valores;

Tabla 9*Valores de la Deflexión Vertical del puente Chacapampa de acuerdo con la carga*

Carga	Deflexión vertical (mm)
Camión de diseño HL-93 (LL+IM)	35.82
Carga viva peatonal	10.65

a la estructura), obteniéndose los siguientes resultados, (los formatos de cálculos se encuentran en el anexo 8);

Tabla 10

Resultados de la prueba de resistencia a la compresión con el esclerómetro

Nro	Punto	# de Mediciones	Mediciones Inválidas	Promedio de lecturas	Resistencia a la Compresión (Kg/cm ²)	Medición
1	LOSA EXTREMO 01	10	2	65	340	Válida
2	LOSA EXTREMO 01	10	0	45	355	Válida
3	LOSA CENTRO	10	1	33	290	Válida
4	LOSA CENTRO	10	2	53	255	Válida
5	LOSA CENTRO	10	2	40	290	Válida
6	LOSA CENTRO	10	1	50	255	Válida
7	VEREDA IZQUIERDA CENTRO	10	1	40	260	Válida
8	VEREDA IZQUIERDA CENTRO	10	0	28	275	Válida
9	VEREDA IZQUIERDO CENTRO	10	0	35	235	Válida
10	LOSA EXTREMO 2	10	1	23	315	Válida
11	LOS EXTREMO 2	10	0	35	320	Válida
12	LOSA EXTREMO 2	10	2	73	370	Válida
13	VEREDA DERECHA CENTRO	10	1	35	210	Válida
14	VEREDA EXTREMO 01	10	1	50	325	Válida
15	VEREDA EXTREMO 02	10	2	70	355	Válida
Mediana					290	
Desviación estándar					48	

CAPÍTULO V. DISCUSIÓN

En función de los resultados obtenidos (presentados en el capítulo IV) se rechaza la hipótesis específica 1 en el sentido de que la condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo -Huánuco es Mala (ver tabla 7) más no Pésima como se propuso en esta hipótesis. Al respecto hay que precisar que si bien es cierto el valor hallado para determinar la condición estadística del puente fue de 3.279 le corresponde la calificación de Malo, hay que considerar que el valor 3.279 está más cerca de la frontera del 2.99 que, del 4, entonces podría entenderse que su condición no es plenamente Malo, más bien sería un Malo-Regular. En este punto también hay que considerar los resultados hallados en relación con la Condición Global de los elementos del puente Chacapampa según el método SCAP (ver tabla 4) revelan que los elementos analizados tienen la Condición Global que van desde Buena, Regular, Preocupante a Mala, con el detalle que los elementos de la subestructura analizados como son la Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Armado y la Elevación Alas del Estribo de Concreto Simple tienen la Condición Global de Preocupante, que si lo comparamos con la Condición Estadística hallada (Mala) para todo el puente está en una posición inmediatamente mejor. Entonces, la Condición Estadística del puente analizado es de Mala, y no de Pésima como se planteó en la hipótesis específica 1.

Respecto a la hipótesis específica 2 en el sentido de que las patologías estructurales (flecha, deflexión) del puente Chacapampa del distrito de Ambo, hacen que el Índice de Capacidad de Carga sea menor a 0.65, afectando la seguridad del puente, los resultados obtenidos para la deflexión indican lo siguiente;

Tabla 11

Cumplimiento de la norma de los valores de la deflexión del puente

Carga	Deflexión vertical (mm)	Deflexión máxima permitida L/800	Deflexión máxima permitida L/1000	Verificación
Camión de diseño HL-93 (LL+IM)	35.82	28.25	22.6	No cumple
Carga viva peatonal	10.65	28.25	22.6	Cumple

Ahora bien, se puede ver de la tabla que la deflexión vertical para la carga de un Camión de Diseño HL-93 (LL+IM) no cumplen con la norma para los dos escenarios, sin embargo, eso no afecta el Índice de Capacidad de Carga hallado que es 1.78, valor que es mayor 0.65 de nuestra hipótesis, por lo tanto, se rechaza la hipótesis específica 2.

Con relación a la hipótesis específica 3, mediante la cual se trató de probar que la resistencia del concreto del puente Chacapampa del distrito de Ambo-Huánuco hace que el índice de capacidad de carga sea menor a 0.65, afectando la seguridad estructural del puente, se rechaza esta hipótesis, ya que de acuerdo con los resultados obtenidos (ver numeral 4.2.2), se tiene que los valores hallados para la resistencia a la compresión (con el esclerómetro) de los elementos de la superestructura del puente tienen una mediana de 290 Kg/cm² y una varianza de 48 Kg/cm², siendo el 290 Kg/cm² un valor por sobre el 210 Kg/cm² exigidos para estos elementos y que el Índice de Capacidad de Carga hallado es ce 1.78 , siendo mayor que lo requerido por la norma, por lo tanto la resistencia del concreto no afecta el índice de capacidad de carga del puente.

Al ser ésta una investigación de alcance descriptivo, las tres hipótesis específicas planteadas tienen la característica de ser descriptiva de pronóstico, resultando finalmente que lo pronosticado en las hipótesis 1, 2 y 3 no fueron correctas, es decir se rechazan las tres hipótesis específicas, por lo tanto, se rechaza la hipótesis general. Entonces, puede afirmarse que; el Nivel

de Seguridad Estructural en el puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco está dentro del rango permitido (mayor que 1). Las hipótesis en investigación descriptivas pueden ser utilizadas para predecir o estimar valores de variables que forman parte del estudio e interesa medir (Amaiquema, 2019).

Hay que precisar que no se tienen registros de que el puente analizado haya sido sometido a trabajos de mantenimiento ya sea rutinario o periódico, además, al no tener señalización del tránsito que regule el flujo vehicular se tiene conocimiento que eventualmente circulan vehículos con pesos mayores a los que está diseñado el puente lo cual abona en su deterioro y disminución de su capacidad y por ende de su seguridad estructural.

De la validez interna

De acuerdo a los instrumentos usados en el recojo y registro de pruebas (precisados en el cuadro de operacionalización de las variables) tanto para la determinación del Índice Global, Índice Estadística, Flecha, Deflexión e Índice de Capacidad de Carga que son instrumentos que están especificados por las normas vigentes, por lo que cuentan con la debida confiabilidad, y además los equipos mecánicos utilizados han sido previamente calibrados, con ello se han evitado errores sistemáticos, lo que nos garantiza que los valores hallados y presentados en el capítulo IV de Resultados son acordes con la realidad, lo que otorga la validez interna requerida. Respecto a la validez interna de una investigación se tiene que de acuerdo a Kellinger (1975), afirma que el grado en que se puede establecer una relación causal entre las variables medidas se conoce como validez interna. Si la relación observada entre las variables es verdadera y no es el resultado de errores sistemáticos o sesgos en el diseño o la recolección de datos, se dice entonces que una investigación tiene validez interna. De manera que, la calidad de los datos es esencial para garantizar la validez interna de un estudio, ya que llegar a conclusiones sólidas y

confiables sobre las relaciones causales entre las variables estudiadas requiere información precisa, confiable y libre de sesgos.

De la validez externa

La elección del puente analizado, fue el resultado de una profusa búsqueda de una estructura que reúna las mayores características de los múltiples puentes de su tipo que se emplazan a lo largo de la carretera central (vía nacional ruta 3N) pero que no están en la vía misma si no que son aledañas a ésta y cruzan el río Huallaga como vía secundarias y además, los elementos analizados del puente mismo, son todos y cada uno de los indicados en la norma SCAP y los reglamentos establecidos, lo que hace que los resultados a los que se llegaron pueden ser replicados a los elementos que conforman la población del estudio que son los puentes de sección compuesta del distrito y provincia de Ambo, departamento de Huánuco. En este sentido se ha minimizado las fuentes de amenazas de la validez externa. Respecto a la validez externa de un estudio, Hernández et.al. (2014) plantean que; “tiene que ver con que tan generalizables son los resultados de un experimento a situaciones no experimentales y a otros sujetos o poblaciones. Es decir, a qué sujetos, contextos, variables y situaciones puede aplicarse”(p.208).

CONCLUSIONES

Las conclusiones del presente estudio las presentamos asociadas a las hipótesis de trabajo;

Conclusión 1.

La condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco tiene un valor de 3.279 con una calificación de Mala. Asimismo, la Condición Global de los elementos del puente Chacapampa van de Buena, Regular, Preocupante a Mala, siendo los elementos de la subestructura analizados los que tienen la más desfavorable condición, es decir se ubican en una condición Mala.

Conclusión 2.

La Deflexión del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco tiene un valor de 35.82 mm y el Índice de Capacidad de Carga es de 1.78. Claramente, el valor del Índice de Capacidad de Carga es mayor que 0.65, por lo que la deflexión del puente no afecta la seguridad estructural del mismo.

Conclusión 3.

La resistencia media de los elementos de concreto del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco es de 290 kg/cm², lo cual no afecta el Índice de Capacidad de Carga puesto que tiene un valor de 1.78, resultando ser mayor a 0.65 el cual fue el índice establecido en la tercera hipótesis.

En resumen, estos hallazgos indican que a pesar de que el índice de condición estadística del puente es calificado como "Malo" con un valor de 3.279, y la resistencia a la compresión de los elementos de concreto es de 290 kg/cm², esto no afecta el índice de capacidad de carga (1.78) y, por lo tanto, se puede afirmar que el nivel de seguridad estructural del puente está garantizado. A pesar de las características negativas mencionadas, el puente se mantiene seguro en términos de carga y funcionamiento.

RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS

De acuerdo a la conclusión 1, con el valor de la Condición Estadística del puente que se halló (3.279) se recomienda realizar acciones preventivas y ejecutivas en el puente, considerando lo siguiente;

Tabla 12

Recomendaciones de intervención en el puente Chacapampa

Elemento	Recomendación
Losa	<ul style="list-style-type: none"> - Realizar mantenimiento periódico que consista en la reparación del concreto que presenta daños. - Colocar bajantes de tubería PVC Ø=2" para evitar humedad en el contorno de la salida de la tubería de drenaje. - Realizar un mantenimiento rutinario a la losa del puente para eliminar suciedad, nidos de insectos, etc.
Vigas de acero principales	<ul style="list-style-type: none"> - Limpieza de las vigas en su totalidad para remover nidos de insectos y suciedad. - Rehabilitar el puente quitando la pintura antigua y con un cepillo metálico limpiando la parte oxidada para proceder con la colocación de una pintura nueva anticorrosiva siguiendo las instrucciones del proveedor del producto.
Vigas de acero secundarias	<ul style="list-style-type: none"> - Rehabilitar las vigas del puente quitando la pintura antigua y con cepillo metálico limpiando la parte oxidada para proceder con la colocación de una pintura nueva anticorrosiva siguiendo las instrucciones del proveedor del producto.
Estribos y alas de estribos	<ul style="list-style-type: none"> - Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la elevación del estribo como eliminación de nidos de concretos, musgos, suciedad, etc. - Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo. - Realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales.

Zapatas	<ul style="list-style-type: none">- Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza total del elemento.- Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes.- Se puede observar inicios de socavación, por lo que se recomienda realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales y garantizar su durabilidad y funcionalidad del elemento
Veredas	<ul style="list-style-type: none">- Realizar un mantenimiento rutinario que consista en la eliminación de hongos, musgos, limpieza de basura, etc.- Reposiciones de pintura.- Reparar daños en el concreto.
Barandas	<ul style="list-style-type: none">- Quitar la pintura en mal estado con un cepillo metálico para luego aplicar pintura epóxica anticorrosiva siguiendo las especificaciones técnicas del producto.- Se recomienda reposición de las platinas de los postes de la baranda debido a su mal estado.- Reponer los postes de concreto armado y pasamanos colapsados.- Reponer los postes de concreto armado que se encuentran en mal estado por presentar rajaduras, desprendimiento y armaduras expuestas.
Apoyo de neopreno	<ul style="list-style-type: none">- Mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de apoyos de los puentes.
Planchas deslizantes	<ul style="list-style-type: none">- Realizar un mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la basura y sedimentos acumulados.- Se recomienda reposición de juntas para su mejor funcionalidad.
Tuberías de drenaje	<ul style="list-style-type: none">- Colocar bajantes de tuberías para el correcto desfogue del agua y limpieza de sedimentos para evitar obstrucciones.
Señalización	<p>Se recomienda colocar señalizaciones informativas con información de peso máximo y nombre del puente.</p> <p>Colocación de señalizaciones de prevención reglamentaria.</p>

	Limpieza y retiro de cartel que no tiene importancia o relación con el puente.
Terraplén	- Limpieza de acumulación de basura y eliminación arbustos para mejorar su funcionalidad.
Losa de aproximación	- Reposición de las losas de transición debido a su mal estado - Limpieza de acumulación de basura alrededor del elemento del puente.
Visibilidad	- Corte de las ramas de los árboles que invaden el relleno de las alas del puente.

- Se recomienda que las acciones indicadas en el cuadro precedente se realicen oportunamente.
- Se recomienda que se alcance el presente estudio a las entidades encargadas de la gestión de estos puentes (Gobierno Regional, Municipalidad Provincial de Ambo) a efectos que tengan un instrumento de gestión que permita tomar acciones orientadas a mejorar la transitabilidad en los puentes de similares características en términos de la seguridad de los usuarios de estas estructuras.
- Se recomienda que se realicen estudios periódicos de estas estructuras a efectos de tener un mayor control de sus condiciones no solo funcionales sino también estructurales que permitan programar acciones oportunamente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfaro, M. (2012). *Cómo hacer un proyecto de investigación científica y tesis de postgrado*. Legales.
- Amaiquema Marquez, F. A., Vera Zapata, J. A., & Zumba Vera, I. Y. (2019). Enfoques para la formulación de la hipótesis en la investigación científica. *Revista Conrado*, 15(70), 354-360. Recuperado de <http://conrado.ucf.edu.cu/index.php/conrado>
- Aníbal, J. (2012). *Evaluación de puentes*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://www.facet.unt.edu.ar/iest/wp-content/uploads/sites/22/2019/10/TESIS-EVALUACION-DE-PUENTES.pdf>
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación, introducción a la metodología científica*. Edit.: Episteme, C.A. 6ta edición. Caracas, Venezuela.
- Aronés, Á., & Cortés, C. (2018). *Evaluación estructural del puente Huaracane con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2012 y Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 2016*. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/623526>
- Ayllon, E. (2019). *Evaluación estructural del puente Domingo Savio del Sector Palian, distrito de Huancayo, provincia de Huancayo – Junín*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/1788>
- Basilio, J. (12 de Setiembre de 2017). *Vulnerabilidad y colapso de Puentes durante*
- Bavaresco, A. (2013). *Proceso metodológico de la investigación*. Imprenta Internacional
- Becerra, L. (2021). *Estimación del índice de confiabilidad (β) de las vigas de los puentes Venecia, los Shilcos y Shudal – Cajamarca, usando conteos de tráfico real mediante simulación*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/28617>

- Bolaños, D. (2018). Comparación entre el índice de confiabilidad y capacidad de carga para la evaluación de seguridad estructural en puentes utilizando pruebas de carga de diagnóstico: Caso de estudio en Costa Rica. *Revista Tecnología en Marcha*, 32(3), 55-65. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/335041804>
- Carpintero, I. (2017). Problemática en la inspección de puentes metálicos antiguos. *Hormigón y Acero*, 69(285), 121-127. Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0439568917300359>
- Diseño de Puentes - AASHTO*. (2017). Obtenido de <https://civilgeeks.com/2014/06/25/libro-de-diseno-de-puentes-aashto/>
- Fernández, C. (2018). *Evaluación estructural mediante ensayos destructivos y no destructivos del Puente Vehicular Reque (Km 773+000) tipo reticulado del distrito de Chiclayo, provincia de Lambayeque 2018*. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/UNJFSC/2727>
- Garrido, A. (2018). *Evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositorio.unican.es/xmlui/handle/10902/16119>
- Guadarrama, P. (2004). *Fundamentos Filosóficos y Epistemológicos de la investigación*. CEME. Obtenido de <http://www.archivochile.com>
- Hernández S., R., Fernández C., C., & Baptista L., M. D. (2014). *Metodología de la investigación*. McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Hernández, S.; Fernández, C.; Baptista, L. 2014. *Metodología de la Investigación*. México: Mc Graw Hill Educación, 6ta. Edición.
- Imam, B., & Chryssanthopoulos, M. (2010). Failure statistics for metallic bridges. Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/299679308_A_review_of_metallic_bridge_failure_statistics

International Standar ISO 2394. (2015, 01 de marzo). *General principles on reliability for structures*. Obtenido de <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:2394:ed-4:v1:en>

Manual de Puentes. (2018). Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/257462-19-2018-mtc-14>

Mendoza, B. (2020). *Evaluación técnica para definir los niveles de intervención por implementar; en los puentes y pontones ubicados en los tramos: Cusco – Pisac y Huacarpay – Pisac, en la región de Cusco. Utilizando la metodología Scap*. Repositorio académico. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12727/6473>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2006, 14 de marzo). *Guía para inspección de puentes*. Resolución Directoral N° 012-2006-MTC/14. Obtenido de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES.pdf

Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones. (2019, 8 de agosto). *Guía para inspección de puentes*. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/344407-014-2019-mtc-18>

Muñoz, E., Daza, R., & Salazar, F. (2002). Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural. *Revista Ingeniería De Construcción*, 17(1), 44-52. Obtenido de

<https://repositorio.uc.cl/handle/11534/10214>

Niño Costero 2017. Obtenido de

<https://www.youtube.com/watch?v=ojQgc1TcXUA&t=1120s>

- Ñaupas, H., Mejía, E., Novoa, E., & Villagómez, A. (2014). *Metodología de la investigación Cuantitativa - Cualitativa y Redacción de la Tesis*. Ediciones de la U.
- Picado, F., & Ortiz, G. (2017). Desarrollo de un modelo de confiabilidad para el análisis del desempeño de puentes. Un caso de estudio en Costa Rica. *30(1)*, (79-89).
Obtenido de https://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0379-39822017000100079
- Provias Nacional. (2019, 13 de setiembre). *Guía para la inspección y evaluación de puentes de la Red Vial Nacional*. El Perú Primero.
- Quintanilla, J. (2016). *Evaluación de la capacidad de carga viva vehicular de la superestructura del puente reticulado Itigalo L=40 m, haciendo uso de la metodología Load and Resistance Rating Factor - AASHTO*. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/1959>
- Rodríguez, A. (2019). *Puentes con AASHTO-LRFD 2017*. Prometeo Desencadenado.
- Rodríguez, Y. (2021). *Evaluación de la resistencia estructural del puente “El rayo” bajo la guía de inspección de puentes del MTC mediante ensayos destructivos y no destructivos en el distrito de Moquegua, provincia de Mariscal Nieto, departamento de Moquegua, 2021*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12394/11071>
- Silva, J. (2018). *Índices de seguridad estructural en puentes de la carretera longitudinal de la sierra provincia de Chota*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/2504>
- Tamayo, M. (2016). *El Proceso de la Investigación Científica*. México: Limusa, p.p 180.
- Téllez, C. (2005). *Evaluación de la confiabilidad de superestructuras de puentes Carreteros*. Repositorio Institucional. Obtenido de

<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/1613/1/tellezgarcia.pdf>

Terán, B. (12 de mayo de 2020). *Inspección, evaluación y diagnóstico de Puentes: Casos prácticos*. Obtenido de

<https://www.youtube.com/watch?v=rvQwzTzdl1Y&t=1129s>

Vela, P. (2020). *Evaluación del estado del puente Huallaga km. 00+310 carretera central PE 3N, a efectos de su intervención preventiva-2020*. Repositorio

Institucional. Obtenido de

<https://repositorio.unheval.edu.pe/handle/20.500.13080/6274>

Venegas, S., & Chio, G. (2014). Tecnologías: Tecnologías. Generalidades. *Estimación del índice de confiabilidad β de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación*, 18(42), 78-79. Obtenido de

<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5019176>

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES
¿Cuál será el nivel de seguridad estructural del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022?	Determinar el nivel de seguridad estructural del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022.	El nivel de seguridad estructural es bajo en el puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022.	Variable independiente Nivel de seguridad estructural	RF < 0.65, Malo, La estructura debe demolerse. 0.65 < RF < 1.0, Regular, Reforzamiento de la estructura. RF > 1.0, Alto, Estructura Estable. Umpire (2015)
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICOS	SUB VARIABLES	SUB INDICADORES
a) ¿Cuál será la condición estadística tras la inspección con la metodología SCAP-MTC PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022?	a) Determinar la condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS, del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022.	a) La condición estadística usando la metodología SCAP-PROVIAS del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022 es pésimo .	Condición estadística	Muy bueno Bueno Regular Malo Muy malo Pésimo
b) ¿En qué medida afectará la patología estructural (deflexión excesiva) al índice de capacidad de carga del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022?	b) Estimar en qué medida afectarán la patología estructural (deflexión excesiva) al índice de capacidad de carga puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022.	b) La patología estructural (deflexión excesiva) del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022 hace que el índice de capacidad de carga sea menor a 0.65 , afectando la seguridad del puente.	Patología estructural	Deflexión excesiva
c) ¿En qué medida la resistencia del concreto afectara al índice de capacidad de carga del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022?	c) Estimar en qué medida afectara la resistencia del concreto a la capacidad de carga y del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022.	c) La resistencia del concreto del puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huanuco-2022 hace que el índice de capacidad de carga sea menor a 0.65 , afectando la seguridad estructural del puente	Resistencia del concreto	Resistencia a la compresión

ANEXO 2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

SECCIÓN (A) : IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN

Nombre <input type="text"/>	(1)	
Código <input type="text"/>	(2)	
Altitud <input type="text"/>	(3)	Depto Político <input type="text"/>
Latitud <input type="text"/>	(4)	Depto Vial <input type="text"/>
Longitud <input type="text"/>	(5)	Provincia <input type="text"/>
Tramo <input type="text"/>		Distrito <input type="text"/>
		Pto. mas cercano <input type="text"/>
		Ruta <input type="text"/>
		Kilometraje <input type="text"/>
		Tipo de Ruta <input type="text"/>

SECCIÓN (B): DATOS GENERALES

Puente sobre <input type="text"/>	Número de Proyecto: <input type="text"/>	(10)
Nombre <input type="text"/>	Año de Construcción: <input type="text"/>	(11)
Longitud Total: <input type="text"/>	Última Inspección: <input type="text"/>	(12) <small>dé/m/m/a</small>
Num. de vías d tránsito: <input type="text"/>	Último Trabajo: <input type="text"/>	(13)
Ancho de Calzada: <input type="text"/>	Tipo de Servicio: <input type="text"/>	(14)
Sobrecarga de Diseño: <input type="text"/>	Flujo de Tráfico: <input type="text"/>	(15)
Ancho de Veneda: <input type="text"/>	Año: <input type="text"/>	(16)
Altura Libre Superior: <input type="text"/>	% Camiones y Buses: <input type="text"/>	(17)
Altura Libre Inferior: <input type="text"/>	Alineamiento: <input type="text"/>	(18)
	Condiciones Ambientales: <input type="text"/>	(19)

SECCIÓN (C): DATOS DEL PUENTE

Num. Tramo: <input type="text"/>	(1)	Long. 1º Tramo: <input type="text"/>	(8)
Tramos: <input type="text"/>	(2)		(9)
Longitud Total: <input type="text"/>	(igual a B-3)		(10)
Luz Principal: <input type="text"/>	(3)		(7)
			(11)
			(12)
			(13)
			(14)
			(15)

C.1 - TRAMO 1 (PRINCIPAL)

(Sección 1)

(Subsección a) Categoría: <input type="text"/>	Tipo: <input type="text"/>	Caract. Secundaria: <input type="text"/>	(Subsección b) Condición de borde: <input type="text"/>	(Subsección c) Material Pádamo: <input type="text"/>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

(Si N° de tramos > 1 y son desiguales, Sección 2, Sección 2.1)

C.2 - TRAMO 2 Y TRAMO 3

TRAMO 2 (Sección 2)

(Subsección a) Categoría: <input type="text"/>	Tipo: <input type="text"/>	Caract. Secundaria: <input type="text"/>	(Subsección b) Condición de borde: <input type="text"/>	(Subsección c) Material Pádamo: <input type="text"/>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

TRAMO 3 (Sección 2.1) (igual a Sección 1)

(Subsección a) Categoría: <input type="text"/>	Tipo: <input type="text"/>	Caract. Secundaria: <input type="text"/>	(Subsección b) Condición de borde: <input type="text"/>	(Subsección c) Material Pádamo: <input type="text"/>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

C.3 - TABLERO DE RODADURA (PRINCIPAL)

(Sección 3)

(Subsección a)

Losas	Material: <input type="text"/>	Espesor: <input type="text"/>	Sup. de Desgaste: <input type="text"/>	Esp. Sup. desgast: <input type="text"/>	Esp. losa inferior: <input type="text"/>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

(Subsección b)

Vigas	Tipo: <input type="text"/>	N° de Vigas: <input type="text"/>	Material: <input type="text"/>	Forma: <input type="text"/>	Paralte: <input type="text"/>	Separación/vigas: <input type="text"/>	Ancho-Base: <input type="text"/>	Ancho-Alma: <input type="text"/>
	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)

(Si N° de tramos > 1 y son desiguales, Sección 4, Sección 4.1)

C.4 - TABLERO DE RODADURA (OTROS TRAMOS)

TRAMO 2 (Sección 4) (acorde Sección 2, repetir C.3 para cada tramo diferente)

(Subsección a)

Losas	Material: <input type="text"/>	Espesor: <input type="text"/>	Sup. de Desgaste: <input type="text"/>	Esp. Sup. desgast: <input type="text"/>	Esp. losa inferior: <input type="text"/>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

(Subsección b)

Vigas	Tipo: <input type="text"/>	N° de Vigas: <input type="text"/>	Material: <input type="text"/>	Forma: <input type="text"/>	Paralte: <input type="text"/>	Separación/vigas: <input type="text"/>	Ancho-Base: <input type="text"/>	Ancho-Alma: <input type="text"/>
	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)

TRAMO 3 (Sección 4.1) (igual a Sección 3)

(Subsección a)

Losas	Material: <input type="text"/>	Espesor: <input type="text"/>	Sup. de Desgaste: <input type="text"/>	Esp. Sup. desgast: <input type="text"/>	Esp. losa inferior: <input type="text"/>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

(Subsección b)

Vigas	Tipo: <input type="text"/>	N° de Vigas: <input type="text"/>	Material: <input type="text"/>	Forma: <input type="text"/>	Paralte: <input type="text"/>	Separación/vigas: <input type="text"/>	Ancho-Base: <input type="text"/>	Ancho-Alma: <input type="text"/>
	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)

C.5. SUBESTRUCTURA					
(Sección 5) (Subsección a)					
Elevación	(1)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	(2)	Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Cimentación:	(3)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	(4)	Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Si N° de tramos > 1, continua Subsección b)					
Pilares					
(Subsección b)					
Elevación		Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4
Tipo:	(5)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Material:	(6)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Cimentación					
Tipo:	(7)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Material:	(8)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Subsección c)					
Macizos/Cámaras de Anclaje					
Elevación		Izquierdo	Derecho		
Tipo:	(9)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Material:	(10)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Cimentación					
Tipo:	(11)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Material:	(12)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

C.6. DETALLES						
(Sección 6) (Subsección a)						
Barandas	(1)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Caract. Secundaria:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
			<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Subsección b)						
Veredas y Sardineros	(igual a B7)	Ancho de Vereda:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Altura Sardinero:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
			<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Subsección c)						
Apoyos	(8)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Ubicación:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Numero:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Subsección d)						
Juntas de Expansión	(10)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Ubicación:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(Subsección e)						
Drenaje Calzada	(13)	Tipo:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Material:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Cantidad:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		Ubicación:	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

C.7. ACCESOS					
(Sección 7)					
Longitud de Traversión:	(1)	Acceso Izquierdo	<input type="text"/>	Acceso Derecho	<input type="text"/>
			<input type="text"/>		<input type="text"/>
Alineamiento respecto al puente	(3)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Ancho de Calzada:	(5)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Ancho Total de Bermas	(7)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pendiente Alta	(9)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Visibilidad:	(11)	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

C.8. SEGURIDAD VIAL

(Sección 8)

	Acceso Izquierdo	Acceso Derecho
(1) Señal Informativa:	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(3) Señal Preventiva:	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(5) Señal Reglamentaria:	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(7) Señalización Horizontal:	<input type="text"/>	<input type="text"/>

C.9. SOBRECARGA

(Sección 9)

Carga de Diseño:	<input type="text"/>	(Igual a B6)	Carga Máxima Actual:	<input type="text"/>	(1)	(Según Estudio de Tránsito)
Carga en el Futuro:	<input type="text"/>	(2)	Sobreesfuerzo:	<input type="text"/>	(3)	
Señalización de Carga:	<input type="text"/>	(4)				

C.10. RUTA ALTERNA

(Sección 10)

Tipo: Otras Rutas:	<input type="text"/>	(1)	<input type="text"/>	(2)
Vado:	<input type="text"/>		Puente Paralelo:	<input type="text"/>
Dist del Puente:	<input type="text"/>	(3)	Possibilidad a Construir:	<input type="text"/>
Período de Funcionamiento:	<input type="text"/>	(4)	Longitud Total:	<input type="text"/>
Prof de Aguas Mínimas:	<input type="text"/>	(5)	Subestructura:	<input type="text"/>
Naturaleza del Suelo:	<input type="text"/>	(6)	Tipo:	<input type="text"/>
Variante Existente:	<input type="text"/>	(7)		
Necesidad de Construcción:	<input type="text"/>	(8)		

C.11. CONDICIÓN DEL SECTOR DE LA CARRETERA

(Sección 11)

Cond Carretera:	<input type="text"/>	(1)
-----------------	----------------------	-----

SECCION (D) : DATOS TOPOGRAFICOS DE SUELOS E HIDROLOGICOS

D.1. SUELO DE ORIENTACION

(Sección 1)

Estribo Izq:	<input type="text"/>	Estribo Der:	<input type="text"/>	Pilar 1:	<input type="text"/>	Pilar 2:	<input type="text"/>	Pilar 3:	<input type="text"/>
Materia:	<input type="text"/>	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)			
Comentarios:	<input type="text"/>								

D.2. NIVELES DE LAS AGUAS

(Sección 2)

Aguas Máximas:	<input type="text"/>	(1)	Período de Aguas Máximas:	<input type="text"/>	(2)
Aguas Mínimas:	<input type="text"/>	(3)	Período de Estiaje:	<input type="text"/>	(4)
Aguas Extraordinarias:	<input type="text"/>	(5)	Frecuencia de Retorno:	<input type="text"/>	(6)
Galbo sistem en Campo:	<input type="text"/>	(7)	Fecha (dd/mm/aa):	<input type="text"/>	(8)
Galbo oben del Plano:	<input type="text"/>	(9)			
Galbo Aguas Máximas:	<input type="text"/>	(10)			

Referido a la misma cota con que se ha medido el perfil longitudinal

D.3. CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE

(Sección 3)

Longitud Aceptable:	<input type="text"/>	(1)	Longitud Requerida:	<input type="text"/>	(2)
Altura Aceptable:	<input type="text"/>	(3)	Altura Adicional Requerida:	<input type="text"/>	(4)
Necesita Encuzamiento:	<input type="text"/>	(5)	Longitud de Encuzamiento:	<input type="text"/>	(6)
Socavación del Cauce:	<input type="text"/>	(7)	Profundidad de Socavación:	<input type="text"/>	(8)

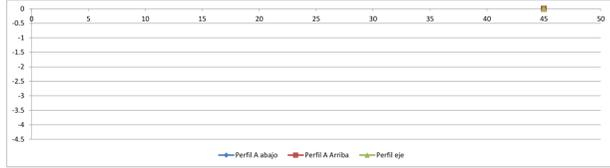

Ministerio de Transportes y Comunicaciones | **Viceministerio de Transportes** | **Provis Nacional** | **DIRECCIÓN DE GESTIÓN VIAL**
SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN
ÁREA DE CONSERVACIÓN DE PUENTES

D 4 PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO

{Sección 4}

Num Ptos: (1)

Punto fijo: (2)



(3) (4) (5)

Protección Contra Socavación: (6) Tipo: (7)


Ministerio de Transportes y Comunicaciones | **Viceministerio de Transportes** | **Provis Nacional** | **DIRECCIÓN DE GESTIÓN VIAL**
SUBDIRECCIÓN DE CONSERVACIÓN
ÁREA DE CONSERVACIÓN DE PUENTES

SECCION (F) : CONDICION DEL PUENTE

F 1 RELACION DE ELEMENTOS CONFORMANTES DEL PUENTE

Nombre	Ruta	Progresiva			
		Codigo	Metrado	Unidad	Importancia
I. SUPERESTRUCTURA					
II. SUBESTRUCTURA					
III. DETALLES					
IV. CAUCE					
V. ACCESOS					

SECCION (F) : CONDICION DEL PUENTE

F.3 : FOTOS

Nombre
Ruta
Progresiva

LISTA DE FOTOGRAFIAS				
NRO.	FECHA	DESCRIPCION	DIGITAL	VIDEO

SECCION (F) : CONDICION DEL PUENTE

F.3 : FOTOS

Nombre
Ruta
Progresiva

LISTA DE FOTOGRAFIAS				
NRO.	FECHA	DESCRIPCION	DIGITAL	VIDEO

COMENTARIOS :

ANEXO 03. NORMATIVA INTERNACIONAL ASTM C805



Designation: C805/C805M – 13a

Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete¹

This standard is issued under the fixed designation C805/C805M; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

1. Scope*

1.1 This test method covers the determination of a rebound number of hardened concrete using a spring-driven steel hammer.

1.2 The values stated in either SI units or inch-pound units are to be regarded separately as standard. The values stated in each system may not be exact equivalents; therefore, each system shall be used independently of the other. Combining values from the two systems may result in non-conformance with the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 *ASTM Standards:*²

C42/C42M Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C125 Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates

C670 Practice for Preparing Precision and Bias Statements for Test Methods for Construction Materials

E18 Test Methods for Rockwell Hardness of Metallic Materials

3. Terminology

3.1 *Definitions:*

3.1.1 For definitions of terms used in this test method, refer to Terminology C125.

4. Summary of Test Method

4.1 A steel hammer impacts, with a predetermined amount of energy, a metal plunger in contact with a concrete surface.

Either the distance that the hammer rebounds is measured or the hammer speeds before and after impact are measured. The test result is reported as a dimensionless rebound number.

5. Significance and Use

5.1 This test method is applicable to assess the in-place uniformity of concrete, to delineate variations in concrete quality throughout a structure, and to estimate in-place strength if a correlation is developed in accordance with 5.4.

5.2 For a given concrete mixture, the rebound number is affected by factors such as moisture content of the test surface, the type of form material or type of finishing used in construction of the surface to be tested, vertical distance from the bottom of a concrete placement, and the depth of carbonation. These factors need to be considered in interpreting rebound numbers.

5.3 Different instruments of the same nominal design may give rebound numbers differing from 1 to 3 units. Therefore, tests should be made with the same instrument in order to compare results. If more than one instrument is to be used, perform comparative tests on a range of typical concrete surfaces so as to determine the magnitude of the differences to be expected in the readings of different instruments.

5.4 Relationships between rebound number and concrete strength that are provided by instrument manufacturers shall be used only to provide indications of relative concrete strength at different locations in a structure. To use this test method to estimate strength, it is necessary to establish a relationship between strength and rebound number for a given concrete and given apparatus (see Note 1). Establish the relationship by correlating rebound numbers measured on the structure with the measured strengths of cores taken from corresponding locations (see Note 2). At least two replicate cores shall be taken from at least six locations with different rebound numbers. Select test locations so that a wide range of rebound numbers in the structure is obtained. Obtain, prepare, and test cores in accordance with Test Method C42/C42M. If the rebound number is affected by the orientation of the instrument during testing, the strength relationship is applicable for the same orientation as used to obtain the correlation date (see Note 3). Locations where strengths are to be estimated using the developed correlation shall have similar surface texture and shall have been exposed to similar conditions as the locations

¹This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.64 on Nondestructive and In-Place Testing.

Current edition approved Dec. 15, 2013. Published January 2014. Originally approved in 1975. Last previous edition approved in 2013 as C805 – 13. DOI: 10.1520/C0805_C0805M-13a.

²For referenced ASTM standards, visit the ASTM website, www.astm.org, or contact ASTM Customer Service at service@astm.org. For *Annual Book of ASTM Standards* volume information, refer to the standard's Document Summary page on the ASTM website.

ASTM C805/C805M - 13a

where correlation cores were taken. The functionality of the rebound hammer shall have been verified in accordance with 6.4 before making the correlation measurements.

NOTE 1—See ACI 228.1R³ for additional information on developing the relationship and on using the relationship to estimate in-place strength.

NOTE 2—The use of molded test specimens to develop a correlation may not provide a reliable relationship because the surface texture and depth of carbonation of molded specimens are not usually representative of the in-place concrete.

NOTE 3—The use of correction factors to account for instrument orientation may reduce the reliability of strength estimates if the correlation is developed for a different orientation than used for testing.

5.5 This test method is not suitable as the basis for acceptance or rejection of concrete.

6. Apparatus

6.1 *Rebound Hammer*, consisting of a spring-loaded steel hammer that, when released, strikes a metal plunger in contact with the concrete surface. The spring-loaded hammer must travel with a consistent and reproducible speed. The rebound number is based on the rebound distance of the hammer after it impacts the plunger, or it is based on the ratio of the hammer speed after impact to the speed before impact. Rebound numbers based on these two measurement principles are not comparable.

NOTE 4—Several types and sizes of rebound hammers are commercially available to accommodate testing of various sizes and types of concrete construction.

6.1.1 A means shall be provided to display the rebound number after each test.

NOTE 5—Methods of displaying rebound number include mechanical sliders and electronic displays. Instruments are available that will store the rebound numbers, which can then be transferred to a computer for analysis.

6.1.2 The manufacturer shall supply rebound number correction factors for instruments that require such a factor to account for the orientation of the instrument during a test. The correction factor is permitted to be applied automatically by the instrument. The manufacturer shall keep a record of test data used as the basis for applicable correction factors.

6.2 *Abrasive Stone*, consisting of medium-grain texture silicon carbide or equivalent material.

6.3 *Verification Anvil*, used to check the operation of the rebound hammer. An instrument guide is provided to center the rebound hammer over the impact area and keep the instrument perpendicular to the anvil surface. The anvil shall be constructed so that it will result in a rebound number of at least 75 for a properly operating instrument (see Note 6). The manufacturer of the rebound hammer shall stipulate the type of verification anvil to be used and shall provide the acceptable range of rebound numbers for a properly operating instrument. The anvil manufacturer shall indicate how the anvil is to be supported for verification tests of the instrument, and shall provide instructions for visual inspection of the anvil surface for surface wear.

NOTE 6—A suitable anvil has included an approximately 150 mm [6 in.] diameter by 150 mm [6 in.] tall steel cylinder with an impact area hardened to an HRC hardness value of 64 to 68 as measured by Test Methods E18.

6.4 *Verification*—Rebound hammers shall be serviced and verified annually and whenever there is reason to question their proper operation. Verify the functional operation of a rebound hammer using the verification anvil described in 6.3. During verification, support the anvil as instructed by the anvil manufacturer.

NOTE 7—Typically, a properly operating rebound hammer and a properly designed anvil should result in a rebound number of about 80. The anvil needs to be supported as stated by the anvil manufacturer to obtain reliable rebound numbers. Verification on the anvil does not guarantee that the hammer will yield repeatable rebound numbers at other points on the scale. At the user's option, the rebound hammer can be verified at lower rebound numbers by using blocks of polished stone having uniform hardness. Some users compare several hammers on concrete or stone surfaces encompassing the usual range of rebound numbers encountered in the field.

7. Test Area and Interferences

7.1 *Selection of Test Surface*—Concrete members to be tested shall be at least 100 mm [4 in.] thick and fixed within a structure. Smaller specimens must be rigidly supported. Avoid areas exhibiting honeycombing, scaling, or high porosity. Do not compare test results if the form material against which the concrete was placed is not similar (see Note 8). Troweled surfaces generally exhibit higher rebound numbers than screeded or formed finishes. If possible, test structural slabs from the underside to avoid finished surfaces.

7.2 *Preparation of Test Surface*—A test area shall be at least 150 mm [6 in.] in diameter. Heavily textured, soft, or surfaces with loose mortar shall be ground flat with the abrasive stone described in 6.2. Smooth-formed or troweled surfaces do not have to be ground prior to testing (see Note 8). Do not compare results from ground and unground surfaces. Remove free surface water, if present, before testing.

NOTE 8—Where formed surfaces were ground, increases in rebound number of 2.1 for plywood formed surfaces and 0.4 for high-density plywood formed surfaces have been noted.⁴ Dry concrete surfaces give higher rebound numbers than wet surfaces. The presence of surface carbonation can also result in higher rebound numbers.⁵ In cases of a thick layer of carbonated concrete, it may be necessary to remove the carbonated layer in the test area, using a power grinder, to obtain rebound numbers that are representative of the interior concrete. Data are not available on the relationship between rebound number and thickness of carbonated concrete. The user should exercise professional judgment when testing carbonated concrete.

7.3 Do not test frozen concrete.

NOTE 9—Moist concrete at 0 °C [32 °F] or less may exhibit high rebound values. Concrete should be tested only after it has thawed. The temperatures of the rebound hammer itself may affect the rebound number. Rebound hammers at -18 °C [0 °F] may exhibit rebound numbers

³ ACI 228.1R, "In-Place Methods to Estimate Concrete Strength," American Concrete Institute (ACI), P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333-9094, <http://www.concrete.org>.

⁴ Gaynor, R. D., "In-Place Strength of Concrete—A Comparison of Two Test Systems," and "Appendix to Series 193," National Ready Mixed Concrete Ass., TIL No. 272, November 1969.

⁵ Zoldners, N. G., "Calibration and Use of Impact Test Hammer," *Proceedings*, American Concrete Institute, Vol 54, August 1957, pp. 161-165.

reduced by as much as 2 or 3 units⁶.

7.4 For readings to be compared, the direction of impact, horizontal, downward, upward, or at another angle, must be the same or established correction factors shall be applied to the readings.

7.5 Do not conduct tests directly over reinforcing bars with cover less than 20 mm [0.75 in.].

NOTE 10—The location of reinforcement may be established using reinforcement locators or metal detectors. Follow the manufacturer's instructions for proper operation of such devices.

8. Procedure

8.1 Hold the instrument firmly so that the plunger is perpendicular to the test surface. Record the orientation of the instrument with respect to horizontal to the nearest 45 degree increment. Use a positive angle if the instrument points upward and a negative angle if it points downward with respect to horizontal during testing (see Note 11). Gradually push the instrument toward the test surface until the hammer impacts. After impact, maintain pressure on the instrument and, if necessary, depress the button on the side of the instrument to lock the plunger in its retracted position. Read and record the rebound number to the nearest whole number. Take ten readings from each test area. The distances between impact points shall be at least 25 mm [1 in.], and the distance between impact points and edges of the member shall be at least 50 mm [2 in.]. Examine the impression made on the surface after impact, and if the impact crushes or breaks through a near-surface air void disregard the reading and take another reading.

NOTE 11—Digital angle gages are available that can be attached to the body of the instrument to allow quick measurement of the angle with respect to horizontal. The recorded orientation would be 0 degrees (horizontal), ± 45 degrees (inclined), or ± 90 (vertical). For example, if the instrument points vertically down during a test, the angle would be reported as -90 degrees. If the angle is measured to be 55 degrees upward from horizontal, the recorded angle to the nearest 45 degree increment would be $+45$ degrees.

9. Calculation

9.1 Discard readings differing from the average of 10 readings by more than 6 units and determine the average of the remaining readings. If more than 2 readings differ from the average by 6 units, discard the entire set of readings and determine rebound numbers at 10 new locations within the test area.

9.2 If necessary, apply the correction factor to the average rebound number so that the rebound number is for a horizontal orientation of the hammer. Interpolation is permitted if corrections factors are not given for ± 45 degrees.

⁶ National Ready Mixed Concrete Assn., TIL No. 260, April 1968.

10. Report

10.1 Report the following information, if known, for each test area.

10.1.1 General information:

10.1.1.1 Date of testing,

10.1.1.2 Air temperature and time of testing,

10.1.1.3 Age of concrete, and

10.1.1.4 Identification of test location in the concrete construction and the size of member tested.

10.1.2 Information about the concrete:

10.1.2.1 Mixture identification and type of coarse aggregate, and

10.1.2.2 Specified strength of concrete.

10.1.3 Description of test area:

10.1.3.1 Surface characteristics (trowelled, screeded, formed),

10.1.3.2 If applicable, type of form material used for test area,

10.1.3.3 If surface was ground and depth of grinding,

10.1.3.4 If applicable, curing conditions, and

10.1.3.5 Surface moisture condition (wet or dry).

10.1.4 Hammer information:

10.1.4.1 Hammer identification or serial number, and

10.1.4.2 Date of hammer verification.

10.1.5 Rebound number data:

10.1.5.1 Name of operator,

10.1.5.2 Orientation of hammer during test,

10.1.5.3 On vertical surfaces (walls, columns, deep beams), relative elevation of test region,

10.1.5.4 Individual rebound numbers,

10.1.5.5 Remarks regarding discarded readings,

10.1.5.6 Average rebound number,

10.1.5.7 If necessary, corrected rebound number for a horizontal orientation of the instrument, and

10.1.5.8 If applicable, description of unusual conditions that may affect test readings.

11. Precision and Bias

11.1 *Precision*—The single-specimen, single-operator, machine, day standard deviation is 2.5 units (1s) as defined in Practice C670. Therefore, the range of ten readings should not exceed 12.

11.2 *Bias*—The bias of this test method cannot be evaluated since the rebound number can only be determined in terms of this test method.

12. Keywords

12.1 concrete; in-place strength; nondestructive testing; rebound hammer; rebound number

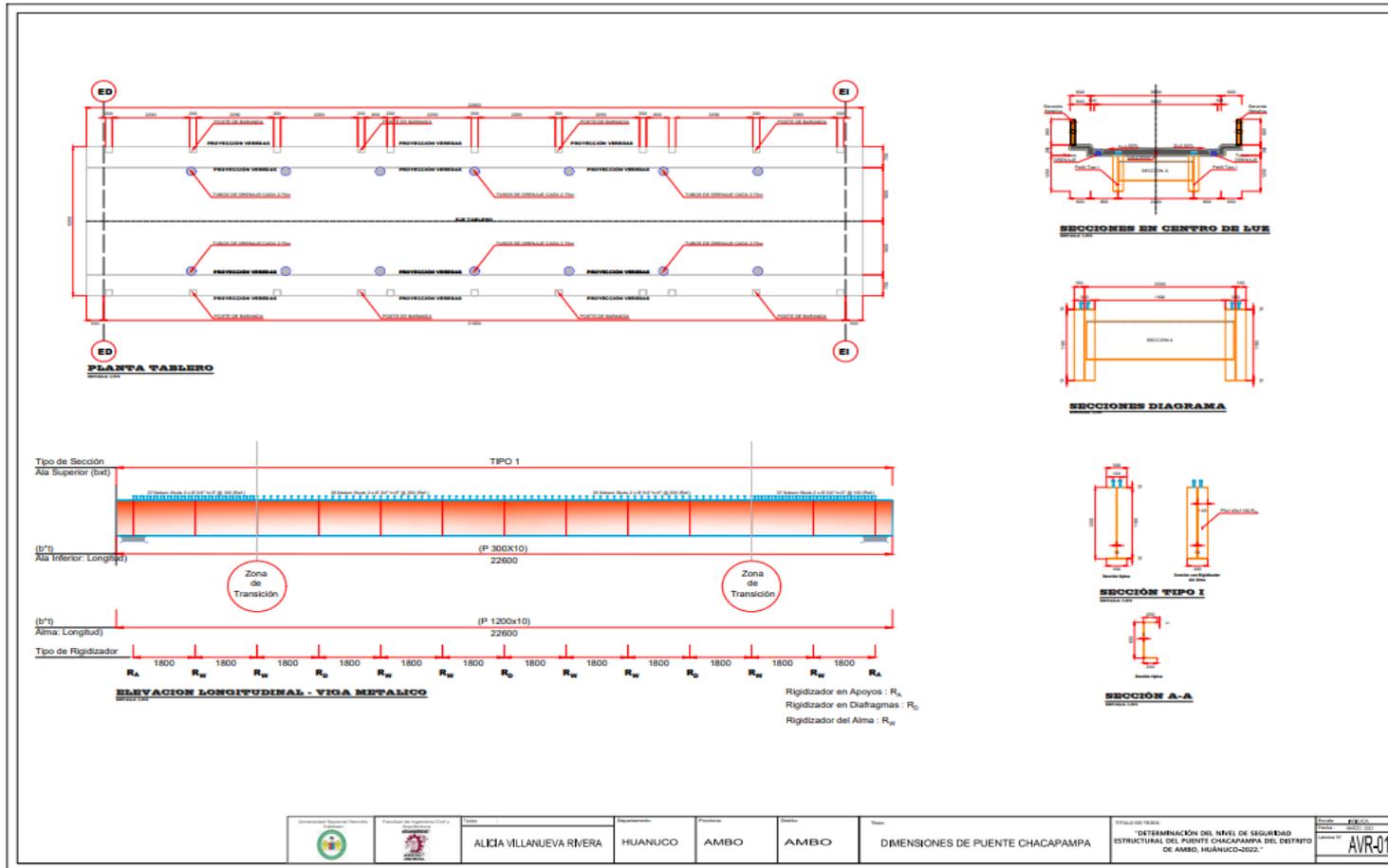
ANEXO 5. NOTA BIOGRÁFICA

Soy Alicia Villanueva Rivera, una ingeniera civil con experiencia en la ejecución y consultoría de obras públicas y privadas. Obtuve mi grado de Bachiller en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán, donde adquirí los conocimientos necesarios para enfrentar los desafíos de mi profesión.

Comencé mi carrera profesional en el sector de la construcción, trabajando en diferentes proyectos tanto en el ámbito público como en el privado. He tenido la oportunidad de participar en la ejecución de diversas obras, desde infraestructuras viales y puentes y edificaciones.

Me siento feliz y agradecida por seguir creciendo profesionalmente y contribuir al progreso y desarrollo de mi país.

ANEXO 6. PLANO DEL PUENTE



ANEXO 7. CONDICIÓN ESTADÍSTICA DEL PUENTE

 PERÚ		Ministerio de Transportes y Comunicaciones	
PUENTE CHACAPAMPA			
SECCION (A) : IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN			
		Nombre	PUENTE CHACAPAMPA (1)
		Código	S/Informacion (2)
Altitud:	2218 m (3)	Dept Político:	Huánuco (6) Poblado mas cercano Ambo (10)
C Este (18L)	370230.57 m E (4)	Dept Vial	Huánuco (7) Ruta PE 3N (11)
C Norte (18L)	8874692.26 m N (5)	Provincia	Ambo (8) Kilometraje 352+898 (12)
Tramo	350	Distrito	Ambo (9) Tipo de Ruta Nacional (13)
SECCION (B): DATOS GENERALES			
Puente sobre:	Río (1)	Número de Proyecto:	(10)
Nombre:	Chacapampa (2)	Año de Construcción:	1995 (11)
Longitud Total:	23.00m (3)	Última Inspección:	Sin datos (12) mm/dd/aa
Num de vías de tránsito:	1 (4)	Último Trabajo:	Sin Informacion (13)
Ancho de Calzada:	3.60m (5)	Tipo de Servicio:	Irrestricto (14)
Sobrecarga de Diseño:	Sin Información (6)	Flujo de Tráfico:	S/Informacion (15)
Ancho de Vereda:	0.60m (7)	Año:	S/Informacion (16)
Altura Libre Superior:	(8)	% Camiones y Buses:	S/Informacion (17)
Altura Libre Inferior:	(9)	Alineamiento:	Recto (18)
		Condiciones Ambientales:	Moderado (19)

SECCION (C): DATOS DEL PUENTE					
Num Tram:	1	(1)	Long. 1ºTramo:	23.00 m	(4)
Tramos:	Iguales	(2)	Long. 2ºTramo:	-	(5)
Longitud Total:	23.00 m	(Igual a B-3)	Long. 3ºTramo:	-	(6)
Luz Principal:	20.00 m	(3)			
C.1 : TRAMO 1 (PRINCIPAL)			C.2 : TRAMO 2		
{Sección 1}			{Sección 2}	(igual a Sección 1)	
{Subsección a}					
Categoría:	DEFINITIVO	(1)	Categoría:		(1)
Tipo :	Losa con Vigas	(2)	Tipo :		(2)
Caract. Secundaria:		(3)	Caract. Secundaria:		(3)
{Subsección b}					
Condición de borde:	Simp. Apoyado	(4)	Condición de borde:		(4)
{Subsección c}					
Material Predom:	Concreto armado	(5)	Material Predom:		(5)
{Si N° de tramos > 1 y son desiguales, Sección 2}					

C.3 : TABLERO DE RODADURA										
{Sección 3}										
{Subsección a}				{Subsección b}						
LOSA				VIGAS						
Material:	Concreto Armado	(1)	Tipo:	Viga Longitudinal	(5)					
Espesor:	0.20 m	(2)	Nº de Vigas	2	(6)					
Superficie de Desgaste:	Concreto (Vaciado con	(3)	Material	Metálico	(7)					
Espesor de Sup.desgaste		(4)	Forma:	I	(8)	Separación/ejes	2.25m	(10)		
			Peralte:	1.25m	(9)	Ancho-Base	0.30m	(11)		
{Si Nº de tramos > 1 y son desiguales, Sección 4}										
{Sección 4} (igual a Sección 3)										
C.4 : SUBESTRUCTURA										
{Sección 5}										
{Subsección a}										
Elevación				Estribo Izquierdo			Estribo Derecho			
Tipo:	Gravedad	(1)	Tipo:	Gravedad	(1)					
Material:	Concreto Simple	(2)	Material:	Concreto Simple	(2)					
Cimentación:				Zapata			Zapata			
Tipo:	Zapata	(3)	Tipo:	Zapata	(3)					
Material:	Concreto Simple	(4)	Material:	Concreto Simple	(4)					
{Si Nº de tramos > 1, continúa Subsección b}										
0										

Pilares						
{Subsección b}						
Elevación	NO APLICA	Pilar 1		Pilar 2		Pilar 3, 4 y 5
Tipo:			(5)		(5)	
Material:			(6)		(6)	
Cimentación	NO APLICA					
Tipo:		Otros	(7)	Otros	(7)	Otros
Material:			(8)		(8)	
{Subsección c}						
Macizos/Cámaras de Anclaje						
Elevación	NO APLICA	Izquierdo		Derecho		
Tipo:			(9)		(9)	
Material:			(10)		(10)	
Cimentación	NO APLICA					
Tipo:			(11)		(11)	
Material:			(12)		(12)	
	0					

C.5 :DETALLES				
{Sección 6}				
{Subsección a}		{Subsección b}		
Barandas		Veredas y Sardineles		
Tipo	Postes y pasamanos (1)	Ancho de Vereda:	0.60m	(Igual a B7)
Material	Acero (2)	Altura Sardinel:	0.15m	(4)
Caract. Secundaria:	2 pasamanos (3)	Material:	Concreto	(5)
{Subsección c}				
Apoyos		Apoyo 1	Apoyo 2	
	Tipo (6)	Articulado Fijo	Deslizante	
	Material: (7)	Elastomero	Elastomero	
	Ubicación: (8)	Estribo	Estribo	
	Número: (9)	2	2	
{Subsección d}		NO HAY		
Juntas de Expansión		Tipo: (10)	Planchas Deslizantes	Planchas Deslizantes
	Material (11)	Metálico	Metálico	
{Subsección e}				
Drenaje Calzada		Tipo: (12)	Tubo	
	Material (13)	PVC		

C.6 : ACCESOS					
{Sección 7}					
	Acceso Izquierdo			Acceso Derecho	
Longitud de Transición:		(1)			(2)
Alineamiento respecto al puente	Paralelo		(3)	Paralelo	(4)
Ancho de Calzada:		(5)			(6)
Ancho Total de Bermas		(7)			(8)
Pendiente Alta:	No	(9)		No	(10)
Visibilidad:	Buena	(11)		Buena	(12)
0					
C.7 : SEGURIDAD VIAL					
{Sección 8}					
	Acceso Izquierdo			Acceso Derecho	
Señal Informativa:	No	(1)		No	(2)
Señal Preventiva	No	(3)		No	Cartel Rombo Amaril (4)
Señal Reglamentaria	No	(5)		No	(6)
Señalización Horizontal:	No	(7)		No	(8)

C.8 : SOBRECARGA					
{Sección 9}					
Carga de Diseño:	Sin información	(Igual a B6)	Carga Máxima Actual:	Sin información	(1) (Según estudio de transito)
Carga en el Futuro	HL93	(2)	Sobreesfuerzo:	SIN DATOS	(3)
Señalización de Carga:	No tiene	(4)			
C.9 :RUTA ALTERNA					
{Sección 10}					
Tipo: Otras Rutas		(1)			(2)
Vado	NO HAY		Puente Paralelo	NO HAY	
Dist de Puente:		(3)	Posibilidad a Construir:	Si	(9)
Período de Funcionamiento:		(4)	Longitud Total:		(10)
Profund de Aguas Mínimas		(5)	Subestructura		(11)
Naturaleza del Suelo:		(6)	Tipo:		(12)
Variante Existente:		(7)			
Necesidad de Construirlo		(8)			
C 10 : CONDICIÓN DEL SECTOR DE LA CARRETERA					
{Sección 11}					
			Cond.Carretera:	Buena	(1)
	0				

SECCION (D) : DATOS TOPOGRAFICOS DE SUELOS E HIDROLOGICOS					
D.1 : SUELO DE CIMENTACIÓN					
{Sección 1}	Estribo lzq	Estribo Der	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Material	Conglomerado	Conglomerado			
Comentarios					
D.2 :NIVELES DE LAS AGUAS					
{Sección 2}					
Aguas Máximas:		(1)	Periodo de Aguas Maximas:	Diciembre - Marzo	(2)
Aguas Mínimas:		(3)	Período de Estiaje	Abril - Agosto	(4)
Aguas Extraordinarias:		(5)	Frecuencia de Retorno		(6)
Referido a la misma cota con que se ha medido el perfil longitudinal					
Galibo determinado en Campo:		(7)	Fecha (dd/mm/aa):		(8)
Galibo obtenido del Plano:		(9)			
Galibo Aguas Máximas:		(10)			

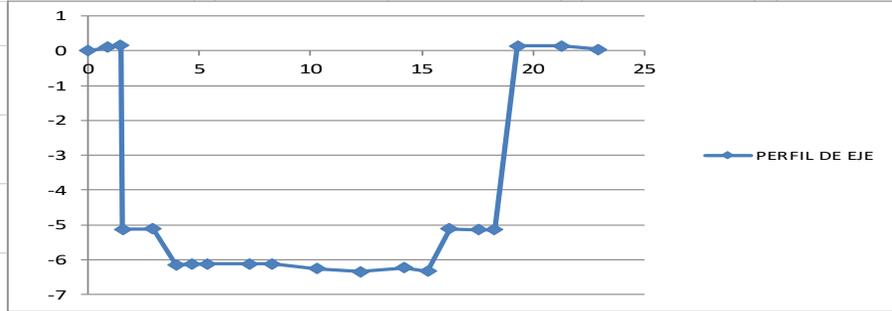
D.3 : CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE					
{Sección 3}					
Longitud Aceptable:	<input type="text" value="No"/>	(1)	Longitud Requerida:	<input type="text"/>	(2)
Altura Aceptable:	<input type="text" value="Si"/>	(3)	Altura Adicional Requerida:	<input type="text"/>	(4)
Necesita Encauzamiento:	<input type="text" value="Si"/>	(5)	Longitud de Encauzamiento:	<input type="text"/>	(6)
Socavación del Cauce:	<input type="text" value="Si"/>	(7)	Profundidad de Socavación:	<input type="text"/>	(8)

D.4 :PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO

{Sección 4}

Num Ptos: 11 (1)

Pto fijo (2)



Distancia desde un Punto Fijo

0 (3)
 0.8552
 1.4552
 1.5421
 2.9032
 3.9528
 4.6532
 5.3685
 7.2556
 8.2546
 10.2582
 12.2365
 14.2365
 15.2654
 16.2568
 17.5682
 18.2635
 19.3256
 21.258
 22.955

EJE

0 (4)
 0.1025
 0.1645
 -5.1254
 -5.1125
 -6.1486
 -6.1361
 -6.1236
 -6.1235
 -6.1235
 -6.2538
 -6.3455
 -6.2355
 -6.3254
 -5.1153
 -5.1355
 -5.1355
 0.1351
 0.1348
 0.0348

Protección Contra Socavación: No (6)

Tipo: (7)

SECCION (F) CONDICION DEL PUENTE

F.1 : RELACION DE ELEMENTOS CONFORMANTES DEL PUENTE

Nombre: PUENTE CHACAPAMPA

Ruta: PE 3N

Progresiva: Km 352+898

DESCRIPCIÓN	Codigo	Metrado	UND.	Importancia
I. SUPERESTRUCTURA				
Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)	104		m3	0.6
Vigas Principales de Acero Estructural	114		kg	1
Vigas Secundarias de Acero	115		kg	0.8
II. SUBESTRUCTURA				
Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple	201		m3	1
Elevación Alas del Estribo Concreto Simple	204		m3	0.6
III. DETALLES				
Vereda Concreto	311		m2	0.2
Apoyo fijo Neopreno	321		und.	0.4
Tipo Compresible / Expandible Celular	343		ml	0.4
Barandas de Acero	353		ml	0.4
Tuberías PVC	372		und.	0.4
IV. CAUCE				
Márgenes del río	401		ml	0.6
Lecho del río	402		ml	0.6
V. ACCESOS				
Señalización	501		und.	0.2
Terraplen	502		m3	0.6
Visibilidad	530		ml	0.2
0 Losas de aproximacion	S/Cod		m2	0.2



PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Proviás Nacional

NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA	
RUTA	PE 3N	
PROGRESIVA	Km 352+898	

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

PUENTE CHACAPAMPA-AMBO-HUANUCO

N°	VISTAS	DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
N°1	VISTA AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DEL PUENTE	Vista del puente desde aguas arriba	
N°2		Vista del puente desde aguas abajo	



NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

Nº	I. SUPERESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN/OBSERVACIONES/RECOMENDACIONES	FOTOGRAFÍA
Nº3	<p>104 (LOSA DE CONCRETO ARMADO-REFUERZO TRANSVERSAL)</p>	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO: La losa del puente Chacapampa es de concreto armado y tiene un espesor de 0.20m.</p> <p>DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Se observo daños en el concreto como desgaste por abrasión que puede dar paso a exposición de la armadura. - Debido a la longitud corta de los drenes existen humedad al contorno de la salida de la tubería. - A lo largo del área del tablero inferior de la losa existe de nidos de insectos. - Existen 16 tuberías de drenaje, de los cuales 6 presentan obstrucción, por lo que existe infiltración y estancamiento de agua en la losa afectando la durabilidad de los elementos próximos. - En los aleros de la losa inferior se observó existencia de cangrejas en un porcentaje mínimo a causa de un mal proceso constructivo. 	
Nº4		<ul style="list-style-type: none"> - No se observó existencia de grietas ni fisuras en tablero a simple vista, por problemas estructurales. <p>GRADO DE DAÑO: Calificación = 02 (Tabla N° 3.1)</p> <p>RECOMENDACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Realizar mantenimiento periódico que consista en la reparación del concreto que presenta daños. - Colocar bajantes de tubería PVC Ø=2" para evitar humedad en el contorno de la salida de la tubería de drenaje. - Realizar un mantenimiento rutinario a la losa del puente para eliminar suciedad, nidos de insectos, etc. <p>TIPO DE ACCION: preventiva y ejecutiva.</p>	

NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

<p>N°5</p>	<p>114 (VIGAS PRINCIPALES DE ACERO ESTRUCTURAL)</p>	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO: El puente está conformado por 2 vigas longitudinales metálicas de tipo I, separadas a 2.5 entre ellas y de 20 metros de longitud. Ambas vigas soportan tuberías longitudinales de agua de Ø=4".</p> <p>DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Se observo corrosión en el alma del patín inferior de la viga y pintura en mal estado. - A lo largo del patín inferior de la viga también se observó presencia de nido de insectos. - No se observó a simple vista fisuras ni grietas a causa de problemas estructurales. <p>GRADO DE DAÑO: Calificación = 01 (Tabla N°3.8)</p> <p>RECOMENDACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Limpieza de las vigas en su totalidad para remover nidos de insectos y suciedad. - Rehabilitar el puente quitando la pintura antigua y con un cepillo metálico limpiando la parte oxidada para proceder con la colocación de una pintura nueva anticorrosiva siguiendo las instrucciones del proveedor del producto. <p>TIPO DE ACCION: preventiva y ejecutiva.</p>	
<p>N°6</p>			
<p>N°7</p>	<p>115 (VIGAS SECUNDARIAS DE ACERO ESTRUCTURAL)</p>	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO: El puente en estudio está conformada por 5 vigas diafragma metálicas de tipo Canal, ubicadas a cada 1/4 de luz.</p> <p>DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:</p> <ul style="list-style-type: none"> - No se observó a simple vista fisuras ni grietas a causa de problemas estructurales. - Las vigas secundarias presentas oxidación y pintura en mal estado. <p>GRADO DE DAÑO: Calificación = 1 (Tabla N°3.8)</p> <p>RECOMENDACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rehabilitar las vigas del puente quitando la pintura antigua y con 	



PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Proviás Nacional

NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°8		<p>cepillo metálico limpiando la parte oxidada para proceder con la colocación de una pintura nueva anticorrosiva siguiendo las instrucciones del proveedor del producto. TIPO DE ACCIÓN: preventiva y ejecutiva.</p>	
N°	<p align="center">II. INFRAESTRUCTURA</p>	<p align="center">DESCRIPCIÓN/OBSERVACIONES/RECOMENDACIONES</p>	<p align="center">FOTOGRAFÍA</p>
N°9	<p align="center">201 (ELEVACIÓN CUERPO DEL ESTRIBO DE CONCRETO SIMPLE)</p>	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:La elevación del cuerpo del estribo (pantalla) IZQUIERDO es de concreto simple, con altitud de 4.80m y ancho 2.5m. DESCRIPCIÓN DEL DAÑO: - La pantalla del estribo presenta patología en el concreto como existencia de nidos/hormigueros, segregación agujeros y delaminación. - Se observo fisuras, grietas menores a 5mm de espesor en la parte inferior y superior de la pantalla del elemento. - Se observo abultamientos en la parte inferior de a pantalla debido a la mala consistencia del concreto a falta de una vibración adecuada durante el proceso constructivo.</p>	



NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA	
RUTA	PE 3N	
PROGRESIVA	Km 352+898	

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

Nº10

- Se observo nidos de insectos en la parte superior y aparición de hongos en la parte inferior de la pantalla debido a la humedad y falta de mantenimiento.
GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°3.33)
RECOMENDACIONES:
 - Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la elevación del estribo como eliminación de nidos de concretos, musgos, suciedad, etc.
 - Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo.
 - Realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales.



Nº11

204 (ELEVACIÓN ALAS DEL ESTRIBO DE CONCRETO SIMPLE)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:
 El ala derecho del estribo izquierdo del puente es de concreto simple, con altitud de 6.90m y ancho de 6m.
DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:
 - Se observo eflorescencia en el concreto debido a que el elemento está expuesto a la humedad de la intemperie.
 - Existencia de rajaduras menores de 5mm de separación, desprendiendo del concreto no mayores a 100mm de profundidad.
 - Se observo existencia de musgos, vegetación, basura y nidos de insectos adheridas en la superficie elemento.
 - Las zapatas de las alas no están visibles debido a la acumulación de vegetación, cantos rodados, sedimentos y basura.
GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.78)
RECOMENDACIONES:
 - Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la elevación del estribo como eliminación de nidos de concretos,





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°12	<p>musgos, suciedad, etc.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo. - Realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales. 	
N°13	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO: El ALA izquierdo del estribo izquierdo del puente es de concreto simple, con altitud de 6.90m y ancho 6m.</p> <p>DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Se observo eflorescencia en el concreto debido a que el elemento está expuesto a la humedad de la intemperie. - Existencia de rajaduras menores de 5mm de separación, desprendimiento del concreto no mayores a 100mm de profundidad y desprendimiento del concreto. - Se observo existencia de musgos, vegetación, basura y nidos de insectos adheridas en la superficie del ala del elemento. <p>GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.78)</p> <p>RECOMENDACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la elevación del estribo como eliminación de nidos de concretos, musgos, suciedad, etc. 	
N°14	<ul style="list-style-type: none"> - Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo. - Realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales. 	

204 (ELEVACIÓN ALAS DEL ESTRIBO DE CONCRETO SIMPLE)



NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

Nº15

201 (ELEVACIÓN CUERPO DEL ESTRIBO DE CONCRETO SIMPLE)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

La elevación del cuerpo del estribo (pantalla)DERECHO es de concreto simple, con altitud de 4.80m y ancho 2.5m.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Se observo eflorescencia, delaminación y rajaduras menores a 5mm de espesor en el estribo derecho.
- Se observo nido de insectos en la parte superior y aparición de hongos en la parte inferior de la pantalla debido a la exposición ambiental de elemento.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.78)

RECOMENDACIONES:

- Realizar mantenimiento rutinario que consista en limpieza del elemento, reparación de daños del concreto.
- Realizar inspección especial para realizar evaluaciones estructurales.



Nº16

204 (ELEVACIÓN ALAS DEL ESTRIBO DE CONCRETO SIMPLE)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

El ala izquierdo y derecho del puente son de concreto simple. Con una altura promedio de 6.20 metros y largo 3.15 m de largo. No se pudo medir con exactitud las dimensiones respectivas ya que colindante al elemento existen construcciones de viviendas, arbustos; y filas de piedra hechos por el propietario de la vivienda.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Se observo eflorescencia, delaminación, hormigueros y cangrejas en el concreto debido a que el elemento está expuesto a la intemperie.
- Desprendimiento del concreto no mayores a 100mm de profundidad en el ala derecho.
- Existencia de musgos, hongos, nidos de insectos adheridos en a la superficie.
- Acumulación de basura en la parte inferior del elemento; estos se observaron en ambas alas del estribo derecho del puente.

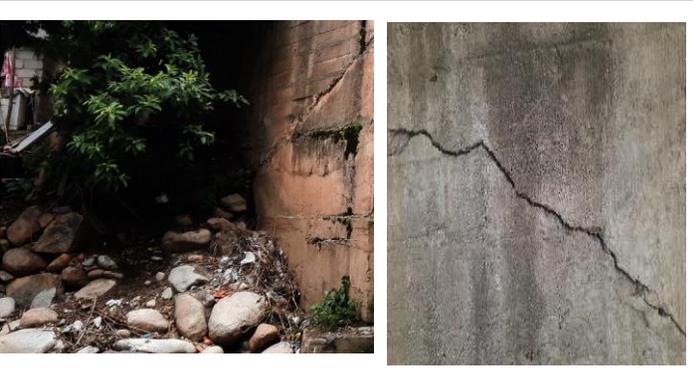




NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

<p>N°17</p>	<p>GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.78) RECOMENDACIONES: - Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la elevación del estribo como eliminación de nidos de concretos, musgos, suciedad, etc. - Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo. - Realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales.</p>	
<p>N°18</p>		
<p>N°19</p>	<p>DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO: La zapata de ambos estribos ancho 2.5m y profundidad 1.30m. DESCRIPCIÓN DEL DAÑO: - Se observo delaminación y rajaduras menores a 5mm de espesor y desgaste por erosión en la parte inferior de la zapata del elemento. Se observó hongos, vegetación y basura alrededor de la zapata de ambos estribos. - Como se puede observar existe insuficiente luz del puente por lo que el cause está afectando la cimentación de los estribos razón por la cual se observa vacíos en la parte inferior de la zapata producto de la erosión.</p>	

215 (ZAPATA DE CONCRETO SIMPLE)



NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°20

GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.86)

RECOMENDACIONES:

- Realizar mantenimiento rutinario que consista en la limpieza total del elemento.
- Realizar reparaciones a las patologías del concreto existentes en la pantalla del estribo.
- Se puede observar inicios de socavación, por lo que se recomienda realizar una inspección especial para realizar evaluaciones estructurales y garantizar su durabilidad y funcionalidad del elemento.



N°

III. DETALLES

DESCRIPCIÓN/OBSERVACIONES/RECOMENDACIONES

FOTOGRAFÍA

N°21

311 (VEREDAS DE CONCRETO)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

La vereda izquierda del puente es de concreto armado y tiene una longitud total de 30 metros de longitud con un ancho de 0.60m y espesor de 0.15m.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Se observo existencia de grietas menores a 3mm.
- Se evidencio disgregación del mortero o desprendimientos no mayores de 12mm de profundidad del concreto, sin exposición de las armaduras o evidencia de corrosión de las mismas.
- Se observaron fracturas de concreto en las esquinas de las veredas.
- Existencia de hongo y eflorescencia en la cara lateral de la vereda.
- Pintura en mal estado.





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°22

GRADO DE DAÑO: Calificación = 3 (Tabla N°4.49)

RECOMENDACIONES:

- Realizar un mantenimiento rutinario que consista en a la eliminación hongos, musgos, limpieza de basura, etc.
- Reposiciones de pintura.
- Reparar daños en el concreto.



N°23

311 (VEREDAS DE CONCRETO)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

La vereda derecha del puente es de concreto armado y tiene una longitud de 30 metros de longitud con un ancho de 0.60m y espesor de 0.15m.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Se observo existencia grietas menores a 3mm.
- Se evidencio disgregación del mortero o desprendimientos no mayores de 12mm de profundidad del concreto, sin exposición de las armaduras o evidencia de corrosión de las mismas.
- Desgaste de la superficie de la vereda y fractura de concreta en las esquinas de las veredas.
- Existencia de hongo y eflorescencia en la cara lateral de la vereda.
- Pintura en mal estado.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.49)

RECOMENDACIONES:





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°24

- Realizar un mantenimiento rutinario que consista en a la eliminación hongos.
- Reposición de pintura.
- Reparar las patologías presentadas en el concreto.



N°25

353 (BARANDAS DE ACERO)

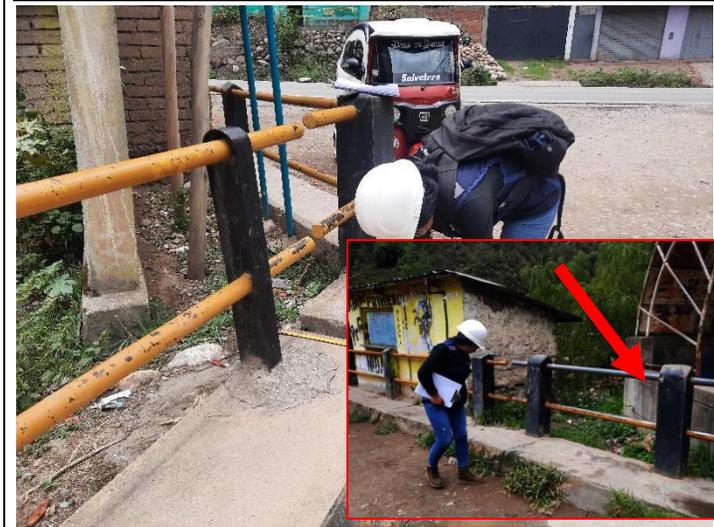
DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Las barandas son metálicas con una longitud total de 46m. Los postes son de acero de 0.86 m de altura, estos están ubicados a lo largo de la luz del puente y los postes de concreto armado de una altura de 0.86 m para las barandas que están ubicados alrededor del acceso del puente.

Las platinas que unen postes metálicos con las veredas tienen una dimensión de 0.20m x 0.20m y los postes de concreto armado se encuentran empotrados a la vereda.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- En los pasamanos de la baranda derecha e izquierda se observó desprendimiento del recubrimiento de pintura y corrosión por falta de pintura de protección.
- Con respecto a la baranda izquierda existe colapso por impacto de los postes y pasamanos de la baranda ubicada cerca de la losa de transición.





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°26

- Las platinas de los postes presentan corrosión debido al intemperismo. Algunas platinas de los postes están recubiertas de mortero con la idea de su reforzamiento su estabilidad, ya que estas también se encuentran en mal estado.
- Los postes de concreto armado de se encuentran en mal estado tal y como se observa en la fotografía inferior de esta sección, existe exposición de acero debido a la rajadura que presentan estos, también desprendimiento de todo el poste debido a la falta de mantenimiento y un posible mal proceso constructivo que ha afectado la durabilidad de los elementos.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 03 (Tabla N°4.66)

RECOMENDACIONES:

- Quitar la pintura en mal estado con un cepillo metálico para luego aplicar pintura epoxica anticorrosiva siguiendo las especificaciones técnicas del producto.
- Se recomienda reposición de las platinas de los postes de la baranda debido a su mal estado.
- Reponer los postes de concreto armado y pasamanos colapsados.
- Responder también los postes de concreto armado que se encuentran en mal estado por presentar rajaduras, desprendimiento y armaduras expuestas.



N°27





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°28

321 (APOYOS DE NEOPRENO)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Apoyos de neopreno.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

Apoyo de neopreno de la viga longitudinal del estribo derecho vista desde aguas arriba. No se aprecia aplastamiento del neopreno, la estructura presenta tope sísmico, no se observan fisuras en el tope sísmico. La superficie de concreto presenta suciedad.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 01 (Tabla N°4.93)

RECOMENDACIONES:

- Mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de apoyos de los puentes.



N°29

341 (PLANCHAS DESLIZANTES)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Las juntas de dilatación o expansión del puente es de perfil metálico con un ancho de 0.15m y 3.60 de largo.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Junta de dilatación del estribo izquierdo y derecho se encuentran sucias y presentan oxidación.
- Existe un desnivel entre el tablero y el terraplén lo cual generar un mayor impacto vehicular.
- Existe ligero levantamiento de las juntas este permite dejar pasar agua y sedimentos hacia el estribo.
- Debido al levantamiento de las juntas existe ruido causado por los vehículos que pasan por el puente.
- Se observo acumulación de basura y sedimentos en las juntas pueden impedir su buen funcionamiento.
- El concreto a los alrededores presenta patología.





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°30

GRADO DE DAÑO: Calificación = 02 (Tabla N°4.60)

RECOMENDACIONES:

- Realizar un mantenimiento rutinario que consista en la limpieza de la basura y sedimentos acumulados.
- Se recomienda reposición de juntas para su mejor funcionalidad.



N°31

372 (DRENAJE-TUBERIAS PVC)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Las tuberías de drenaje son de diámetro 2", con una longitud de 0.20m. Se observaron 16 tuberías de drenaje, 8 tuberías aguas abajo y 8 aguas arriba.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- El 38% de las tuberías no están en funcionamiento según la inspección realizada.
- Se observo obstrucción de las tuberías por sedimento.
- Debido a su longitud igual que el espesor de la losa (longitud insuficiente), existe humedad en la salida del contorno de las tuberías provocando aparición de eflorescencia.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 3 (Tabla N°4.70)

RECOMENDACIONES:

- Colocar bajantes de tuberías para el correcto desfogue del agua y limpieza de sedimentos para evitar obstrucciones.



N°

IV. CAUCE

DESCRIPCIÓN/OBSERVACIONES/RECOMENDACIONES

FOTOGRAFÍA



PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Proviás Nacional

NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°32

401 (MARGENES DEL RIO)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:
 Los márgenes del río están conformadas por cantos rodados. Existen edificaciones de viviendas cerca a los márgenes del río, así como se muestran en las fotografías.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:
 - Existe acumulación de basura en los márgenes de río.
 - No existe inundación en máximas avenidas.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 01 (Tabla N°4.71)

RECOMENDACIONES:
 - Realizar un mantenimiento rutinario a los márgenes del río y limpieza de basura.



N°33

402 (LECHO DEL RIO)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:
 El lecho del río tiene aproximadamente un ancho variable con un promedio de 14m.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:
 - Flujo relativamente estable dentro del cauce y pendiente suave.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 01 (Tabla N°4.72)

RECOMENDACIONES:
 - No necesita ninguna intervención.





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°	V. ACCESOS	DESCRIPCIÓN/OBSERVACIONES/RECOMENDACIONES	FOTOGRAFÍA
N°34	501 (SEÑALIZACION)	<p>DESCRIPCIÓN: Vista del puente desde el acceso izquierdo.</p> <p>DESCRIPCIÓN DEL DAÑO: Como se puede apreciar a simple vista el puente en estudio carece de señalizaciones preventivas, informativas y reglamentarias. Por el contrario, se observa que existe cartel político en mal estado, 1 un cartel colocado por la Municipalidad Provincial de Ambo sobre Residuos Sólidos, Ley N°27314, que prohíbe el arroj de basura y/o desmonte, cartel colocado cerca al ala izquierdo del estribo izquierdo del puente. También se observa un monumento en mal estado que correspondería a la información de las autoridades correspondientes al año de ejecución de dicho puente.</p> <p>RECOMENDACIONES:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Se recomienda colocar señalizaciones informativas con información de peso máximo, mínimo y nombre del puente. Colocación señalizaciones de prevención reglamentaria. - Limpieza y retiro de cartel que no tiene importación o relación con el puente. 	



NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°35

DESCRIPCIÓN:

Vista del puente desde el acceso derecho. Se puede observar una señal preventiva de curva a la derecha (P-2A), una señal reglamentaria de velocidad máxima permitida (25 km/h) y una señal informativa de hito kilométrico (km 0.00). Además, también existe el monumento informativo en mal estado.

DESCRIPCIÓN DE DAÑO:

- Se observo ligero oxidación en el cartel, crecimiento de arbustos y acumulación basura alrededor de las señalizaciones.

RECOMENDACIONES:

- Mantenimiento rutinario que consista en la limpieza y eliminación de basura.



N°36

502 (TERRAPLEN)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

El terraplén del puente se encuentra visible sobre las alas del puente.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Existe plantaciones y acumulación de basura sobre el relleno de las alas de los estribos.

- Existe construcción de casas sobre el terraplén del puente.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 04 (Tabla N°4.83)

RECOMENDACIONES:

- Limpieza de acumulación de basura y eliminación arbustos para mejorar su funcionalidad.





NOMBRE	PUENTE CHACAPAMPA
RUTA	PE 3N
PROGRESIVA	Km 352+898

CALIFICACION:

Excelente = 0
Bueno = 1
Regular = 2
Preocupante = 3
Malo = 4
Pesimo=5

N°37

LOSA DE APROXIMACIÓN

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Losa de aproximación en la salida y entrada del puente, de concreto simple.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- Losa de aproximación en condición mala, ya que presenta fisuras y grietas longitudinales y transversales, delaminación y fractura en las esquinas.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 04

RECOMENDACIONES:

- Reposición de las losas de transición debido a su mal estado.
- Limpieza de acumulación de basura alrededor del elemento del puente.



N°38

530 (VISIBILIDAD)

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO:

Visibilidad del puente en estudio.

DESCRIPCIÓN DEL DAÑO:

- El puente tiene visibilidad limitada debido al trazo y vegetación.

GRADO DE DAÑO: Calificación = 01 (Tabla N°4.93)

RECOMENDACIONES:

- Corte de las ramas de los árboles que invaden el relleno de las alas del puente.



PUENTE CHACAPAMPA
G.1 : CONDICION ESTADISTICA DEL PUENTE

NOMBRE: PUENTE CHACAPAMPA

Ruta: PE 3N

PROGRESIVA :

Km 352+898

tabla 1

CODIGO	DESCRIPCION	METRADO	UND.	Factor de Importancia	CALIFICACION (%)						CONDICION ESTADISTICA DEL PUENTE
					0	1	2	3	4	5	
					Muy Bueno	Bueno	Satisfactorio	Marginal	Pobre	Muy Pobre	
104	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)		m3	0.6			95	5			3.279
114	Vigas Principales de Acero Estructural		kg	1		95	5				
115	Vigas Secundarias de Acero		kg	0.8		95	5				
201	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple		m3	1				100			
204	Elevación Alas del Estribo Concreto Simple		m3	0.6				100			
215	Zapata de Concreto Simple		m3	1				100			

					0	1	2	3	4	5
104	Losas de concreto armado (Refuerzo Transversal)				0	0	80	20	0	0
114	Vigas Principales de Acero Estructural				0	80	20	0	0	0
115	Vigas Secundarias de Acero				0	80	20	0	0	0
201	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple				0	0	0	100	0	0
204	Elevación Alas del Estribo Concreto Simple				0	0	0	100	0	0
311	Vereda Concreto				0	0	0	100	0	0
321	Apoyo fijo Neopreno				0	0	100	0	0	0
322	Apoyo deslizante de neopreno				0	0	100	0	0	0
341	Planchas Deslizantes				0	0	80	20	0	0
353	Barandas de Acero				0	0	80	20	0	0
372	Tuberías PVC				0	0	0	100	0	0
401	Márgenes del río				0	100	0	0	0	0
402	Lecho del río				0	100	0	0	0	0
501	Señalización				0	100	0	0	0	0
502	Terraplen				0	100	0	0	0	0
530	Visibilidad				0	100	0	0	0	0
s/cod.	Losas de aproximacion				0	0	0	0	0	1666.667

tabla 5 CONDICION ESTADISTICA USANDO EL QUINTO MOMENTO

NRO.	DESCRIPCION	suma	raiz5	CALIFICACION						Condicion Estadistica Puente	
				0	1	2	3	4	5	Factor importancia	contribucion

104	Losa de concreto armado (Refuerzo Transversal)	74.20	2.366	0	0	25.6	48.6	0	0	0.60	1.420
114	Vigas Principales de Acero Estructural	7.20	1.484	0	0.8	6.4	0	0	0	1.00	1.484
115	Vigas Secundarias de Acero	7.20	1.484	0	0.8	6.4	0	0	0	0.80	1.187
201	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple	243.00	3.000	0	0	0	243	0	0	1.00	3.000
204	Elevación Alas del Estribo Concreto Simple	243.00	3.000	0	0	0	243	0	0	0.60	1.800
311	Vereda Concreto	243.00	3.000	0	0	0	243	0	0	0.20	0.600
321	Apoyo fijo Neopreno	32.00	2.000	0	0	32	0	0	0	0.40	0.800
322	Apoyo deslizante de neopreno	32.00	2.000	0	0	32	0	0	0	0.40	0.800
341	Planchas Deslizantes	74.20	2.366	0	0	25.6	48.6	0	0	0.40	0.947
353	Barandas de Acero	74.20	2.366	0	0	25.6	48.6	0	0	0.40	0.947
372	Tuberías PVC	243.00	3.000	0	0	0	243	0	0	0.40	1.200
401	Márgenes del río	1.00	1.000	0	1	0	0	0	0	0.60	0.600
402	Lecho del río	1.00	1.000	0	1	0	0	0	0	0.60	0.600
501	Señalización	1.00	1.000	0	1	0	0	0	0	0.20	0.200
502	Terraplén	1.00	1.000	0	1	0	0	0	0	0.60	0.600
530	Visibilidad	1.00	1.000	0	1	0	0	0	0	0.20	0.200

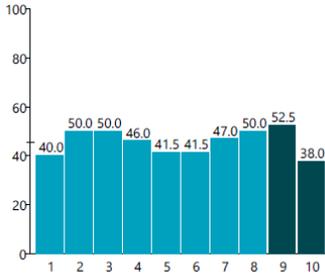
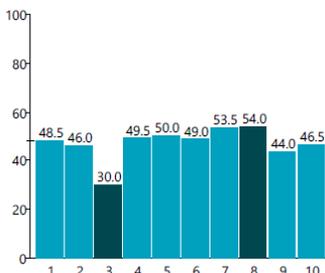
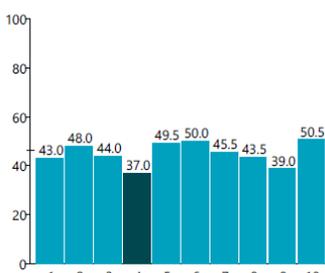
Número de Elementos del puente	17
Mayor valor de contribución	3.000
Suma de contribución de todos los elementos	16.384
Contribución remanente: suma - mayor	13.384
Fracción de contribución remanente	0.27884
Condición Estadística del Puente	3.279

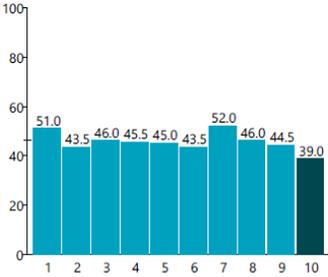
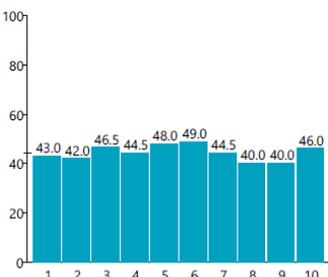
CALIFICACION		RANGO CONDICION
0	MUY BUENO	0.00-0.99
1	BUENO	1.00-1.99
2	REGULAR	2.00-2.99
3	MALO	3.00-3.99
4	MUY MALO	4.00-4.99
5	PESIMO	5.00-5.99

ANEXO 8. ENSAYO CON ESCLERÓMETRO

Proceq SilverSchmidt measurement series Hammerlink Version 2.2.0.0

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor																						
772		06-04-2023 11:21 AM	340 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	8/10	65 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00																						
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <table border="1" style="font-size: small; margin-top: 5px;"> <tr><th>Order</th><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td><td>7</td><td>8</td><td>9</td><td>10</td></tr> <tr><th>Value (kg/cm²)</th><td>47.5</td><td>62.0</td><td>46.5</td><td>54.0</td><td>56.5</td><td>50.0</td><td>57.0</td><td>50.5</td><td>53.0</td><td>43.5</td></tr> </table> </div> <div style="width: 50%;"> <p>Q-Values</p> <p>47.5 62.0 46.5 54.0 56.5 50.0 57.0 50.5 53.0 43.5</p> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 2 (20%) Mean value f = 340 kg/cm² (51.9 Q) Standard deviation s = 65 kg/cm² (3.9 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA EXTREMO I</p> </div> </div>												Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Value (kg/cm²)	47.5	62.0	46.5	54.0	56.5	50.0	57.0	50.5	53.0	43.5
Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																							
Value (kg/cm²)	47.5	62.0	46.5	54.0	56.5	50.0	57.0	50.5	53.0	43.5																							
762		06-04-2023 11:45 AM	355 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	10/10	45 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00																						
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <table border="1" style="font-size: small; margin-top: 5px;"> <tr><th>Order</th><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td><td>7</td><td>8</td><td>9</td><td>10</td></tr> <tr><th>Value (kg/cm²)</th><td>54.5</td><td>52.5</td><td>49.5</td><td>52.5</td><td>50.5</td><td>55.0</td><td>53.5</td><td>55.0</td><td>47.0</td><td>55.5</td></tr> </table> </div> <div style="width: 50%;"> <p>Q-Values</p> <p>54.5 52.5 49.5 52.5 50.5 55.0 53.5 55.0 47.0 55.5</p> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 0 (0%) Mean value f = 355 kg/cm² (52.6 Q) Standard deviation s = 45 kg/cm² (2.8 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA EXTREMO I</p> </div> </div>												Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Value (kg/cm²)	54.5	52.5	49.5	52.5	50.5	55.0	53.5	55.0	47.0	55.5
Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																							
Value (kg/cm²)	54.5	52.5	49.5	52.5	50.5	55.0	53.5	55.0	47.0	55.5																							
752		06-04-2023 11:58 AM	290 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	33 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00																						
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <table border="1" style="font-size: small; margin-top: 5px;"> <tr><th>Order</th><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td><td>6</td><td>7</td><td>8</td><td>9</td><td>10</td></tr> <tr><th>Value (kg/cm²)</th><td>52.0</td><td>39.0</td><td>48.5</td><td>47.5</td><td>50.5</td><td>48.0</td><td>49.0</td><td>47.0</td><td>50.5</td><td>44.0</td></tr> </table> </div> <div style="width: 50%;"> <p>Q-Values</p> <p>52.0 39.0 48.5 47.5 50.5 48.0 49.0 47.0 50.5 44.0</p> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 290 kg/cm² (48.6 Q) Standard deviation s = 33 kg/cm² (2.4 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA CENTRO</p> </div> </div>												Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Value (kg/cm²)	52.0	39.0	48.5	47.5	50.5	48.0	49.0	47.0	50.5	44.0
Order	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																							
Value (kg/cm²)	52.0	39.0	48.5	47.5	50.5	48.0	49.0	47.0	50.5	44.0																							
742		06-04-2023 12:11 PM	255 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	8/10	53 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00																						

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor
731	06-04-2023 12:20 PM		290 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	8/10	40 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00
	Q-Values diagram [measurement order] 		Q-Values 40.0 50.0 50.0 46.0 41.5 41.5 47.0 50.0 52.5 38.0	Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 2 (20%) Mean value f = 255 kg/cm ² (45.8 Q) Standard deviation s = 53 kg/cm ² (4.2 Q)	Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm ² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N	Comment LOSA CENTRO					
721	06-04-2023 12:35 PM		255 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	50 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00
	Q-Values diagram [measurement order] 		Q-Values 48.5 46.0 30.0 49.5 50.0 49.0 53.5 54.0 44.0 46.5	Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 2 (20%) Mean value f = 290 kg/cm ² (48.4 Q) Standard deviation s = 40 kg/cm ² (2.9 Q)	Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm ² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N	Comment LOSA CENTRO					
711	06-04-2023 12:46 PM		260 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	40 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00
	Q-Values diagram [measurement order] 		Q-Values 43.0 48.0 44.0 37.0 49.5 50.0 45.5 43.5 39.0 50.5	Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 255 kg/cm ² (45.9 Q) Standard deviation s = 50 kg/cm ² (3.9 Q)	Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm ² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N	Comment LOSA CENTRO					

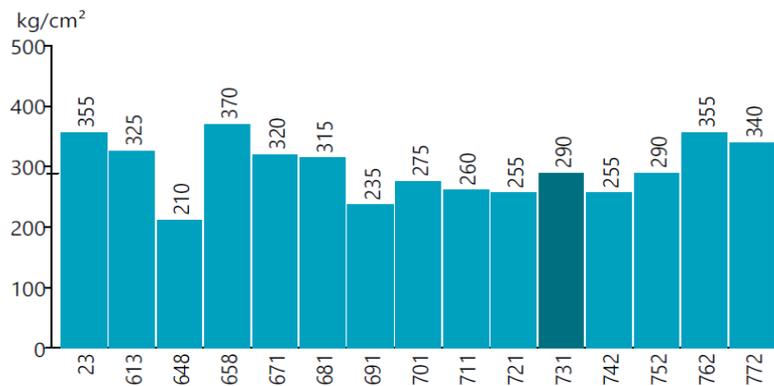
Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor					
701		06-04-2023 12:55 PM	275 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	10/10	28 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00	Q-Values diagram [measurement order] 	Q-Values 51.0 43.5 46.0 45.5 45.0 43.5 52.0 46.0 44.5 39.0	Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 260 kg/cm ² (46.3 Q) Standard deviation s = 40 kg/cm ² (3.1 Q)	Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm ² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N	Comment VEREDA IZQUIERDA EXTREMO I
												691		06-04-2023 1:12 PM	235 kg/cm ²	Mean ASTM
681		06-04-2023 1:22 PM	315 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	23 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00	Q-Values diagram [measurement order] 	Q-Values 43.0 42.0 46.5 44.5 48.0 49.0 44.5 40.0 40.0 46.0	Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 0 (0%) Mean value f = 235 kg/cm ² (44.3 Q) Standard deviation s = 35 kg/cm ² (3.1 Q)	Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm ² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N	Comment VEREDA IZQUIERDO CENTRO

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor	
671		06-04-2023 1:30 PM	320 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	10/10	35 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00	<p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <p>Q-Values 50.5 50.0 53.0 48.0 50.0 52.0 50.0 50.5 62.0 49.0</p> <p>Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 315 kg/cm² (50.3 Q) Standard deviation s = 23 kg/cm² (1.5 Q)</p> <p>Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA EXTREMO II</p>
658		06-04-2023 1:44 PM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	8/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00	<p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <p>Q-Values 48.5 53.0 48.0 48.5 53.5 52.5 51.0 51.5 50.0 48.0</p> <p>Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 0 (0%) Mean value f = 320 kg/cm² (50.5 Q) Standard deviation s = 35 kg/cm² (2.1 Q)</p> <p>Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA EXTREMO II</p>
648		06-04-2023 1:54 PM	210 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	35 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00	<p>Q-Values diagram [measurement order]</p> <p>Q-Values 52.5 50.5 55.0 50.0 50.0 67.0 62.0 55.5 68.0 53.0</p> <p>Statistics Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 2 (20%) Mean value f = 370 kg/cm² (53.6 Q) Standard deviation s = 73 kg/cm² (4.0 Q)</p> <p>Settings Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment LOSA EXTREMO II</p>

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Upper outliers	Lower outliers	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve	Form factor	Carbonation factor
	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values</p> <p>42.0 41.5 35.0 41.5 30.5 42.5 47.0 38.0 41.5 45.5</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 210 kg/cm² (41.6 Q) Standard deviation s = 35 kg/cm² (3.6 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment</p> <p>VEREDA DERECHA CENTRO</p> </div> </div>										
613		06-04-2023 2:15 PM	325 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	9/10	50 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00
	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values</p> <p>41.0 52.0 45.5 48.5 51.5 53.0 52.5 56.0 48.0 52.0</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 1 (10%) Mean value f = 325 kg/cm² (51.0 Q) Standard deviation s = 50 kg/cm² (3.1 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment</p> <p>VEREDA DERECHA EXTREMO I</p> </div> </div>										
23		06-04-2023 2:30 PM	355 kg/cm ²	Mean ASTM	0	0	8/10	70 kg/cm ²	10-percentile curve	100%	1.00
	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values diagram [measurement order]</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>Q-Values</p> <p>58.5 64.0 55.5 55.5 50.5 47.5 55.5 50.5 47.5 46.5</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p>Statistics</p> <p>Measurements N = 10 Invalid measurements Ni = 2 (20%) Mean value f = 355 kg/cm² (52.6 Q) Standard deviation s = 70 kg/cm² (4.2 Q)</p> <p>Settings</p> <p>Averaging mode Mean ASTM Conversion curve 10-percentile curve Form factor 100% Carbonation factor 1.00 Unit kg/cm² Serial number SH01-009-0285 Spring type SilverSchmidt N</p> <p>Comment</p> <p>VEREDA DERECHA EXTREMO II</p> </div> </div>										

Summary of Series

Diagram of series [ordered by name]



Values of series

340 315
 355 320
 290 370
 255 210
 290 325
 255 355
 260
 275
 235

Statistics of summary

Total used series N = 15
 Invalid series Ni = 0
 Median f = 290 kg/cm²
 Standard deviation s = 48 kg/cm²

Settings of series

Averaging mode Mean ASTM
 Conversion curve 10-percentile curve
 Form factor 100%
 Carbonation factor 1.00
 Unit kg/cm²
 Serial number SH01-009-0285
 Date&Time 06-04-2023 2:30 PM

Comment

PRUEBAS DE ESCLEROMETRIA EN EL PUENTE CHACAPAMPA-AMBO-HUANUCO.

ANEXO 09. MODELAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

1 MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1 INTRODUCCIÓN

La presente contiene el modelamiento y análisis estructural de los elementos de la superestructura puente tipo Sección Compuesta de 22600 mm de luz.

1.2 UBICACIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO

1.2.1 Ubicación

El área del proyecto se encuentra ubicada en distrito de Ambo, de la provincia de Ambo, departamento de Huánuco, Ruta PE, 550, 10420, a 28.8 km de la ciudad de Huánuco.

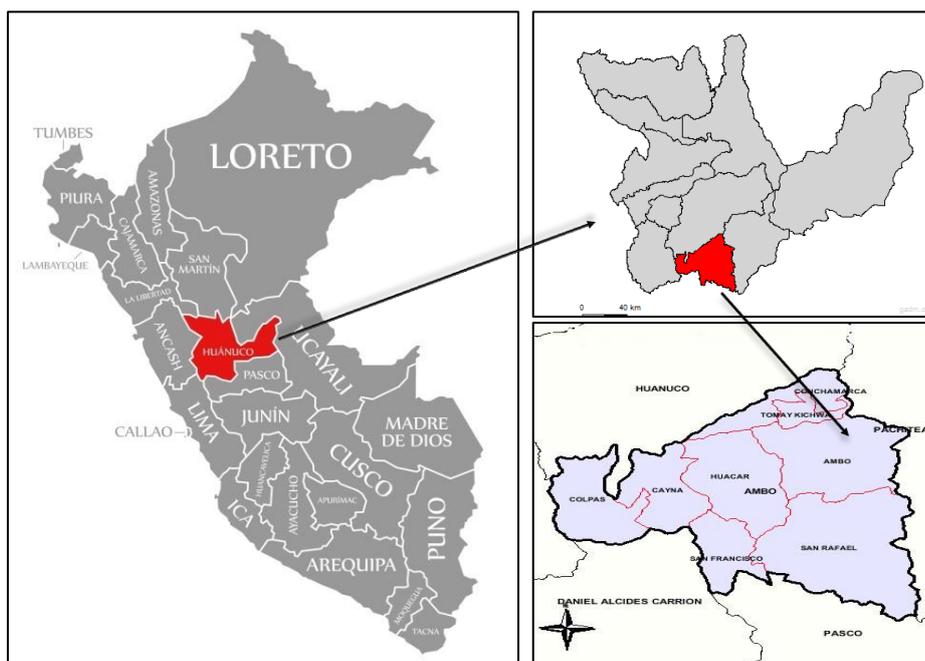


Imagen N°10.1. Ubicación del proyecto en relación a nivel nacional y departamental (arriba) y distrital (abajo)

1.2.2 Accesibilidad Nivel Macro

La vía de acceso a Nivel Macro al área del puente en estudio ubicado en la localidad de Chacapampa, distrito de Ambo, provincia de Ambo, departamento de Huánuco, se llega por vía aérea desde la ciudad de Lima a Huánuco, luego desde la ciudad de Huánuco a la ciudad de Ambo y finalmente a la localidad de Chacapampa,

aproximadamente de 3 horas. Si es por la vía terrestre, de Lima a la localidad de Chacapampa aproximadamente 7 horas.

TRAMO	DISTANCIA (KM)	TIPO DE VIA	TRANSPORTE
Lima – Huánuco	350 Km	1 hr 30 min	Aéreo
Huánuco-Ambo	28.8 Km	40 min	Terrestre
Ambo-Chacapampa	4 Km	15 min	Terrestre
Lima-Chacapampa	317.20 Km	7 hr	Terrestre

Tabla N°10.1 Accesibilidad a nivel macro

2 PARAMETROS GEOMETRICOS DEL PUENTE EN ESTUDIO

Después de realizar una inspección visual del puente y recopilar datos geométricos utilizando una cinta métrica y una estación total, se han obtenido las siguientes características:

Tipo de puente: Metálico de sección compuesta	
Tipo de viga principal: Perfil tipo I	
Tipo de viga diafragma: Perfil tipo Canal	
Característica	Valor
Longitud total	22600 mm
Luz	21600 mm
Ancho de calzada	3600 mm
Número de Carriles	1
Ancho de cada carril	1800 mm
Bombeo	2.50%
Ancho de Veredas	600 mm
Espesor de veredas	150 mm
Espesor de losa	200 mm
VIGAS PRINCIPALES	
Altura total	1200 mm
Altura de patín superior	10 mm
Altura del patín inferior	10 mm
Espesor del alma	10 mm
Altura del alma	1180 mm
Longitud de patín superior	200 mm
Longitud de patín inferior	200 mm
VIGAS SECUNDARIAS	
Altura total	600 mm

Espesor del alma	5 mm
Altura del alma	590 mm
Longitud de patín superior	200 mm
Longitud de patín inferior	200 mm
Espesor de patín superior	5 mm
Espesor de patín inferior	5 mm

Tabla N°10.2. Parámetros del puente en estudio

3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

En el Artículo 2. 4^a del Manual de Puentes (2018) se establece requisitos mínimos para las cargas y fuerzas que actúan sobre los puentes. Estos requisitos se aplican a los puentes nuevos y existentes. En los casos en que se presentan múltiples niveles de comportamiento, el propietario del puente es responsable de seleccionar el nivel de comportamiento de diseño. Se especifica un factor de carga mínimo para las solicitaciones que se pueden desarrollar durante la construcción. Esta sección establece requisitos mínimos para las cargas y fuerzas que actúan sobre los puentes. Estos requisitos están diseñados para garantizar que los puentes sean seguros y resistentes.

3.1.1 Definición y Clasificación

El Manual de Puentes (2018) clasifica las cargas en: permanentes, variables y excepcionales.

3.1.1.1 Definición de cargas permanentes

En el Artículo 2.4.1.1 del Manual de Puentes (2018), estas cargas son aquellas que permanecen constantes a lo largo de toda la vida útil de la estructura sin experimentar cambios significativos, o que varían en una dirección única hasta alcanzar un valor límite. En esta categoría se incluyen el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales, como las generadas por la superficie de rodadura, el balasto, los rieles y los durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, la sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa y otros factores mencionados en el Artículo 2.4.5.2 (3.3.2 AASHTO).

3.1.1.2 Definición de cargas variables

En el Artículo 2.4.1.2 del Manual de Puentes (2018), estas cargas son aquellas que experimentan cambios frecuentes y significativos en relación a su valor promedio. Las cargas variables abarcan el peso de vehículos y personas, junto con sus efectos dinámicos correspondientes, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas y las fuerzas laterales en los rieles. También se incluyen en esta categoría las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas generadas por el empuje del agua y las supresiones, los efectos de las variaciones de temperatura, las acciones sísmicas y las acciones del viento.

3.1.1.3 Definición de cargas excepcionales

En el Artículo 2.4.1.3 del Manual de Puentes (2018), estas acciones son aquellas que tienen una probabilidad muy baja de ocurrir, pero que deben ser consideradas por el diseñador en ciertas condiciones. Ejemplos de estas acciones incluyen colisiones, explosiones e incendios.

3.1.2 Determinación de Cargas Permanentes

3.1.2.1 Cargas Muertas: DC, DW, y EV

En el Artículo 2.4.2.1 del Manual de Puentes (2018), el peso propio (DC) se calculará teniendo en cuenta todos los elementos necesarios para el correcto funcionamiento de la estructura. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los componentes no estructurales, como aceras, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, conductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas se estimarán utilizando las dimensiones indicadas en los planos y considerando los valores promedio de los pesos específicos correspondientes. En caso de que no se disponga de información precisa, se podrán utilizar los pesos específicos de la tabla siguiente.

MATERIAL		Unidad de Peso
		(kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (kif)
Rieles de tránsito, unión y fijación por pista		0.200

Tabla N°10.3. Pesos Específicos

3.1.2.2 Deformaciones Impuestas

En el Artículo 2.4.2.3 del Manual de Puentes (2018), las deformaciones y esfuerzos generados por la contracción de fragua o el flujo plástico en elementos de concreto o madera, así como los esfuerzos residuales causados por el proceso de laminado o la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o construcción, los desplazamientos de apoyo de diversas causas y otras fuentes de deformación se considerarán como cargas permanentes.

El diseñador debe estimar la magnitud de estas acciones y la fracción de ellas que produce efectos desfavorables en la estructura. Se recomienda consultar las cargas especificadas en el Artículo 2.4.5.2 (3.3.2 AASHTO).

3.1.3 Cargas Vivas de Vehículos

3.1.3.1 Número de Vías

En el Artículo 2.4.3.2.1 del Manual de Puentes (2018), en términos generales, el número de carriles de diseño se determina dividiendo el ancho libre de calzada (w), que es la distancia entre los sardineles, cordones y/o barreras, entre 12.0 (o 3.60 en metros) y tomando la parte entera de ese resultado. También se deben tener en cuenta posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

Cuando los carriles de circulación tienen menos de 12.0 ft (3.60 m) de ancho, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se tomará como el mismo ancho del carril de circulación.

Si el ancho de calzada está comprendido entre 20.0 y 24.0 ft (6.00 y 7.20 m), se deben tener dos carriles de diseño, cada uno con un ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

3.1.3.2 Diseño con Cargas Vivas de Vehículos

En el Artículo 2.4.3.2.2 del Manual de Puentes (2018), la carga viva designada es conocida como HL-93 y consiste en una combinación de dos componentes: un camión de diseño o tándem de diseño y una carga distribuida de diseño.

Para el estado límite de fatiga, solo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, tal como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO).

En el cálculo de las flexiones, se tomará el valor más alto obtenido ya sea utilizando únicamente el camión de diseño o la suma de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión de diseño, de acuerdo con lo establecido en el Artículo 3.6.1.3.2 de la normativa AASHTO.

3.1.3.3 Camión de Diseño

En el Artículo 2.4.3.2.2.2 del Manual de Puentes (2018), las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes seguirán las especificaciones establecidas en la Figura 2.4.3.2.2.2-1. En particular, la distancia entre los dos ejes de 32.0-kips se seleccionará como aquella que, estando dentro del rango de 14.0 ft y 30.0 ft, genere los efectos más significativos.

Las cargas del camión de diseño deberán ser incrementadas para tener en cuenta los efectos dinámicos en los casos mencionados en el Artículo 2.4.3.3 (3.6.2 AASHTO).

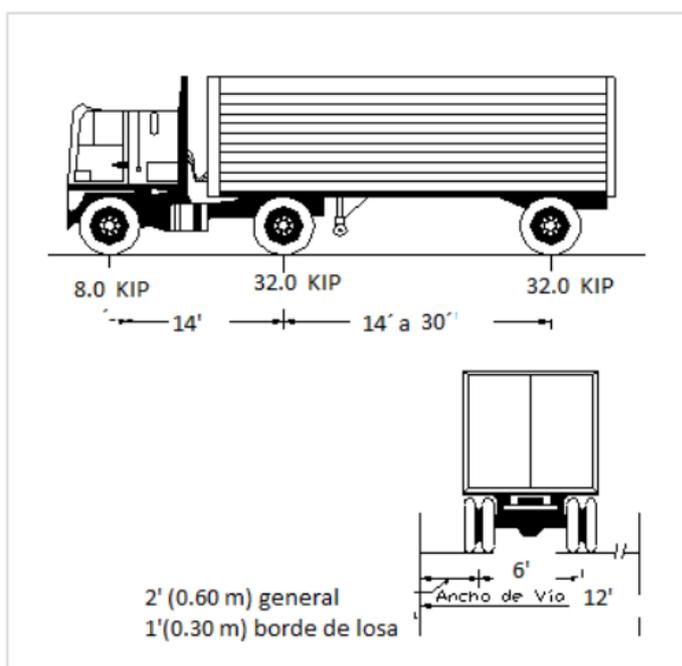


Imagen N°10.2. Distribución de cargas del camión de diseño

3.1.3.4 Tándem de Diseño

En el Artículo 2.4.3.2.2.3 del Manual de Puentes (2018) se menciona que el tándem de diseño estará compuesto por dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip, y estarán separados por una distancia de 4.0 ft. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 6.0 ft.

Estas cargas deberán ser aumentadas para tener en cuenta los efectos dinámicos en los casos especificados en el Artículo 2.4.3.3 (3.6.2 AASHTO).

3.1.3.5 Sobrecarga Distribuida (Carga del Carril de Diseño)

En el Artículo 2.4.3.2.2.4 del Manual de Puentes (2018) menciona que se considerará una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft en dirección transversal. esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. no se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

3.1.3.6 Aplicación de las Cargas Vivas Vehiculares

En el Artículo 2.4.3.2.3 del Manual de Puentes (2018) menciona que, en términos de la carga aplicada en el puente en la dirección longitudinal, se utilizará un enfoque continuo o discontinuo según sea más crítico para el efecto que se está estudiando. esto implica tener en cuenta los siguientes casos:

Para el caso de un tándem de diseño junto con una carga distribuida, se considerará aquella configuración que genere el efecto más desfavorable en cada situación.

Para el caso de un camión de diseño junto con una carga distribuida, se utilizará la distancia entre los ejes de 32.0 kips (según lo establecido en el artículo 2.4.3.2.2.2) que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.

Tanto para el momento negativo entre los puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para la reacción en las pilas interiores solamente, se considerará el 90% de la carga provocada por dos camiones de diseño separados por al menos 50.0 pies entre el último eje del primer camión y el eje delantero del camión que le sigue, combinada con el 90% de la carga debida al carril

de diseño (carga distribuida). la distancia entre los ejes de 32.0 kips de cada camión se tomará como 14.0 pies. ambos camiones de diseño se ubicarán en tramos adyacentes para generar los esfuerzos máximos. se deben despreciar los ejes que no contribuyan a la sollicitación extrema considerada.

En cuanto a la posición de las cargas en la dirección transversal, tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 10.0 pies de cada carril se ubicarán de manera que generen las sollicitaciones extremas, el camión y el tándem de diseño se colocarán transversalmente de tal manera que ninguno de los centros de las cargas de las ruedas esté a menos de:

1.0 pie para el diseño del voladizo del tablero, medido desde la cara del sardinel o de la baranda.

2.0 pies para el diseño de todos los demás componentes, medido desde el borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o las partes de los carriles de diseño que contribuyan a la sollicitación extrema bajo consideración deberán cargarse con la carga del carril de diseño.

3.1.3.7 Carga de Fatiga

En el Artículo 2.4.3.2.4 del Manual de Puentes (2018) dice que independientemente del número de carriles, en el análisis del estado límite de fatiga se considerará una carga vertical equivalente a la de un solo camión de diseño, según lo especificado en el artículo 2.4.3.2.2.2 (3.6.1.2.2 de la normativa AASHTO), con una distancia fija de 30.0 pies entre los dos ejes de 32.0 kips, teniendo en cuenta también los efectos dinámicos indicados en el artículo 2.4.3.3 (3.6.2 de la normativa AASHTO).

Tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal, el camión se ubicará en posiciones que generen los efectos máximos y mínimos en el elemento en estudio, con el fin de obtener el rango máximo de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará en función del tráfico de vehículos con tres o más ejes en cada dirección. estos cálculos deberán considerar el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

Para el diseño de tableros ortotrópicos y la superficie de rodadura sobre dichos tableros, se utilizará el patrón de cargas mostrado en la figura 2.4.3.2.4.1-1 (3.6.1.4.1-1 de la normativa AASHTO).

3.1.4 Carga Dinámica Permitida: IM

En el Artículo 2.4.3.3 del Manual de Puentes (2018) dice que a menos que se permita lo contrario según los artículos 2.4.3.3.2 y 2.4.3.3.3 (3.6.2.2 y 3.6.2.3 de la normativa AASHTO), los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, excluyendo las fuerzas centrífugas y de frenado, deben ser aumentados mediante la aplicación de los porcentajes indicados en la tabla 2.4.3.3-1, que representa el incremento debido a la carga dinámica.

El factor que se aplicará a la carga estática se calculará utilizando la fórmula: $(1 + IM/100)$, donde IM representa el incremento por carga dinámica.

Es importante tener en cuenta que el incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño, que se distribuyen de manera uniforme.

Tabla 2.4.3.3-1 Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)

(3.6.2.1-1 AASHTO)

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

3.1.5 Fuerzas de Frenado: BR

En el Artículo 2.4.3.4 del Manual de Puentes (2018) menciona que, para determinar la fuerza radial o el efecto de vuelco en las cargas de las ruedas, se considerará la fuerza centrífuga como el producto de los pesos por eje del camión o del tándem de diseño multiplicado por el factor c , de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$C = f \frac{v^2}{gR}$$

2.4.3.4-1 (3.6.3-1 AASHTO)

Donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (ft/s)

$f = 4/3$ para las combinaciones de carga excepto fatiga y 1.0 para fatiga.

g = aceleración de la gravedad: 32.2 (ft/s²)

R = radio de curvatura del carril de circulación (ft)

Las fuerzas centrífugas se aplicarán horizontalmente a una distancia de 6.0 pies (1.80 metros) sobre la superficie de rodadura. Se proporcionará una ruta de carga para transmitir la fuerza radial a la subestructura del puente.

Se puede considerar el efecto de la sobreelevación en la reducción del efecto de vuelco de la fuerza centrífuga sobre las cargas verticales de las ruedas.

Al calcular la fuerza centrífuga, se desprecia la carga del carril (sobrecarga distribuida), ya que se asume que, a alta velocidad, la separación entre los vehículos es considerable, lo que resulta en una baja densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño.

3.1.6 Cargas de Viento WL y WS

Según el Artículo 2.4.3.4 del Manual de Puentes (2018), las velocidades del viento empleadas serán las especificadas en EL MAPA EÓLICO de la NORMA TÉCNICA del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, vigente en el momento. Para determinar las cargas de viento en el diseño de los puentes, se aplicará la metodología establecida por el AASHTO LRFD.

Las especificaciones de la AASHTO consideran una velocidad básica del viento (VB) de 100 millas por hora (160 km/h). Sin embargo, el proyectista llevará a cabo una investigación específica para determinar las velocidades correspondientes a la ubicación específica del puente en Perú. Con base en estos datos, se aplicarán las velocidades apropiadas según lo indicado en el Artículo 2.4.3.10.

Se asumirá que la carga de viento se distribuye uniformemente sobre el área expuesta al viento. Esta área expuesta incluirá la suma de las áreas de todos los componentes del puente, incluyendo el sistema de piso y las barandas, cuando se vean desde una perspectiva perpendicular a la dirección del viento supuesta. Es importante variar esta dirección para determinar las solicitudes extremas en la

estructura y sus componentes. En el análisis, se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la máxima sollicitud analizada.

Para puentes o componentes de puentes ubicados a más de 30.0 pies (9.14 metros) sobre el nivel más bajo del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño (V_{DZ}) se ajustará de acuerdo con ciertos criterios específicos.

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad 2.4.3.10.1.1-1 \quad (3.8.1.1-1 \text{ AASHTO})$$

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (mph); (km/h).

V_{30} = velocidad del viento a 30.0 ft sobre el nivel bajo del terreno o sobre nivel de agua de diseño (mph).

V_B = velocidad base de viento igual a 100 mph a 30.0 ft de altura, con la cual se obtiene las presiones de diseño especificada en los artículos 2.4.3.10.1.2.1 y 2.4.3.10.1.2.2 (3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2 AASHTO).

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la parte baja del terreno o del nivel del agua, > 30.0 ft.

V_0 = velocidad friccional, una característica meteorológica tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, para diferentes características de la superficie contra el viento (mph);

Z_0 = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, (ft).

Tabla 2.4.3.10.1.1-1 Valores de las constantes V_0 y Z_0

(3.8.1.1-1- AASHTO)

Condición	Terreno abierto Área Suburbana	Área Suburbana	Área urbana
V_0	8.20 mph	10.90 mph	12.00 mph
Z_0	0.23 ft	3.28 ft	8.20 ft

A excepción de las barreras de sonido tipo V_{30} , la determinación de la velocidad de viento se puede realizar de la siguiente manera:

. Se pueden utilizar cartas de velocidad básica del viento actualizadas, que corresponden a diferentes períodos de recurrencia.

. Se pueden llevar a cabo mediciones de los vientos en el área específica del proyecto.

. En ausencia de un criterio más preciso, se puede asumir que la velocidad de viento en el lugar, V_{30} , es igual a la velocidad básica del viento, V_B , la cual se establece en 100 millas por hora (160 km/h).

Sin embargo, para las barreras de sonido tipo V_{30} , la velocidad de viento se determinará de acuerdo con lo especificado en el Artículo 2.11.7.2 (15.8.2 AASHTO).

3.1.6.1 Presiones de Viento Sobre Estructuras: WS

Según el Artículo 2.4.3.10.1.2 del Manual de Puentes (2018) dice que en función de las condiciones locales y en el caso de combinaciones de cargas que no incluyan viento más sobrecarga, es posible optar por una velocidad básica de viento de diseño distinta, a menos que el (Artículo 3.8.3 AASHTO) indique lo contrario, se considerará que la dirección del viento de diseño es horizontal. Cuando no se disponga de datos más precisos, la presión del viento de diseño se puede determinar en ksf (kilopound por pie cuadrado) mediante los siguientes criterios:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \quad 2.4.3.10.1.2.1-1 \text{ (3.8.1.2.1-1 AASHTO)}$$

P_B = presiones básicas del viento especificadas en la tabla 2.4.3.10.1.2.1-1 (ksf)

Tabla 2.4.3.10.1.2.1-1 Presiones básicas, P_B , correspondientes a una velocidad $V_B=100$ mph. (3.8.1.2.1-1 AASHTO)

Componente Estructural	Presión por Barlovento	Presión por Sotavento
Reticulados, Columnas y Arcos	0.050 ksf	0.025 ksf
Vigas	0.050 ksf	NA
Superficies de pisos largos	0.040 ksf	NA

En el contexto avanzado de diseño estructural, es importante tener en cuenta que, al considerar la carga de viento, no se debe utilizar un valor menor a 0.30 klf (4.4 n/mm) en el plano de un cordón a barlovento. del mismo modo, para el plano

de un cordón a sotavento en un componente reticulado o en arco, el valor mínimo no debe ser inferior a 0.15 klf (2.2 n/mm).

Asimismo, al tratar con componentes de vigas o vigas cajón, es crucial que la carga de viento no sea tomada con un valor menor a 0.30 klf (4.4 n/mm).

3.1.7 *Solicitaciones Provocadas por Deformaciones Superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS*

Según el Artículo 2.4.3.9 del Manual de Puentes (2018), en un enfoque avanzado de diseño estructural, es fundamental tomar en cuenta las solicitaciones internas generadas por fenómenos como la fluencia lenta y la contracción en los componentes de la estructura. Además, es recomendable considerar el efecto del gradiente de temperatura si resulta pertinente para el proyecto en cuestión.

En el análisis estructural, se deben incluir las solicitaciones resultantes de la deformación de los componentes resistentes, así como los desplazamientos de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos. Estas variables son esenciales para evaluar la respuesta real de la estructura ante diferentes condiciones de carga y asegurar su comportamiento seguro y adecuado durante toda su vida útil.

La incorporación de todas estas solicitaciones internas en el análisis permite obtener una visión completa y precisa del comportamiento estructural, lo que facilita la toma de decisiones en el diseño y garantiza que la estructura sea capaz de resistir las cargas y deformaciones a las que estará sometida a lo largo del tiempo. De esta manera, se logra una construcción más segura, confiable y duradera.

3.1.7.1 Rangos de Temperatura

Según el Artículo 2.4.3.9.2 del Manual de Puentes (2018), en el análisis avanzado de diseño estructural, cuando no se cuenta con información más precisa, se aplicarán los rangos de temperatura establecidos en la tabla 2.4.3.9.2-1 como base de cálculo. Estos rangos son fundamentales para calcular los efectos generados por la deformación debida a cambios térmicos en la estructura.

Para calcular dichos efectos, se utilizará la diferencia entre la temperatura básica de la construcción, asumida en el diseño, y el límite inferior o superior extendido del rango de temperaturas mencionado anteriormente.

En cuanto a la temperatura de referencia básica, esta corresponderá a la temperatura ambiente promedio registrada durante las 48 horas previas al vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinen la hiperestaticidad de la estructura.

La consideración de estos datos es esencial para tener en cuenta las variaciones térmicas a las que estará sometida la estructura, permitiendo un análisis más completo y preciso del comportamiento estructural frente a las condiciones climáticas y, en consecuencia, una mejor toma de decisiones en el diseño y construcción para asegurar la integridad y estabilidad de la obra.

Tabla 2.4.3.9.2-1 Rangos de Temperatura (°C)

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

3.1.7.2 Diseño de la Variación Térmica

El rango de movimiento térmico, Δd , se obtiene:

$$\Delta_T = \alpha L (T_{MaxDiseño} - T_{MinDiseño})$$

Donde:

L = longitud de expansión, (in.); (mm)

a = coeficiente de expansión térmica (in/in/°f); (mm/mm/°c)

3.1.7.3 Gradiente de Temperatura

Según el Artículo 2.4.3.9.2 del Manual de Puentes (2018), En el contexto de las superestructuras de puentes que están construidas con concreto o acero con tablero de concreto, se considerará la presencia de un gradiente de temperatura adicional, además de los cambios de temperatura ya establecidos en el artículo 2.4.3.9.2.

Las diferencias de temperatura, representadas por t_1 y t_2 , estarán determinadas por los valores positivos indicados en la tabla 2.4.3.9.3-1, o bien, por

valores negativos obtenidos al multiplicar dichos valores de la tabla por -0.5. de esta manera, se tendrán en cuenta tanto las variaciones positivas como las negativas de temperatura que puedan afectar la estructura del puente, permitiendo así una consideración más precisa de las condiciones térmicas en el diseño y análisis de la misma.

Tabla 2.4.3.9.3-1 Temperaturas que definen los Gradientes (°C)

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂	T ₁	T ₂
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

3.2 MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE T (I) SOLICITADOS A FLEXIÓN

Según el Artículo 2.9.5.0 del Manual de Puentes (2018), se establece los parámetros y directrices que regirán el análisis de la flexión en elementos estructurales con una configuración de sección doble T, confeccionados ya sea a partir de acero laminado o ensamblados en disposiciones rectas, curvadas o dobladas de manera continua en un plano horizontal. Estas secciones poseen simetría con respecto al eje vertical y se encuentran ubicadas en el plano del alma.

Estos requisitos engloban tanto el diseño de secciones compuestas como no compuestas, incluyendo aquellas que poseen una naturaleza híbrida o no híbrida. asimismo, se contemplan las secciones que presentan una profundidad de alma constante o variable, según se define en los artículos 2.9.5.0.1.1 a 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.1 a 6.10.1.8 de la Normativa AASHTO), y se ajustan a las disposiciones y requerimientos estipulados en dichos artículos.

Cabe mencionar que estos requisitos también toman en consideración los efectos combinados que puedan surgir debido a la flexión en relación al eje mayor y la flexión lateral de las alas, independientemente de su origen o causa.

Todos los elementos de sección doble T que se encuentren sometidos a sollicitaciones de flexión deben ser diseñados de manera que cumplan, como mínimo, con los siguientes criterios:

Deben cumplir con los límites especificados para las dimensiones de la sección transversal, según lo indicado en el artículo 2.9.5.0.2 (6.10.2; AASHTO).

Deben satisfacer los requisitos de construibilidad establecidos en el artículo 2.9.5.0.3 (6.10.3 AASHTO), lo cual implica que deben poder ser construidos de manera práctica y eficiente.

Deben cumplir con los requisitos de estado límite de servicio establecidos en el artículo 2.9.5.0.4 (6.10.4 AASHTO), asegurando que el puente funcione adecuadamente bajo las cargas y condiciones esperadas durante su vida útil.

Deben cumplir con los requisitos de estado límite de fatiga y fractura estipulados en el artículo 2.9.5.0.5 (6.10.5 AASHTO), lo que implica garantizar la resistencia y durabilidad del material ante esfuerzos cíclicos y posibles fracturas.

Deben cumplir con los requisitos de estado límite de resistencia definidos en el artículo 2.9.5.0.6 (6.10.6 AASHTO), asegurando que los elementos tengan la capacidad de resistir las cargas máximas esperadas sin sufrir daños o colapsos.

En el caso de los elementos de alma esbelta, se debe determinar la resistencia al pandeo flexional del alma de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.9.5.0.1.9 (6.10.1.9 AASHTO). además, los factores de reducción de la resistencia para las alas de los elementos de alma esbelta y/o de los elementos híbridos deben determinarse conforme al artículo 2.9.5.0.1.10 (6.10.1.10 AASHTO).

Los marcos transversales y diafragmas utilizados en las secciones doble t también deben cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 2.9.4.7.4 (6.7.4 AASHTO). si se requiere un arriostramiento lateral para las secciones doble t, este debe satisfacer los requisitos definidos en el artículo 2.9.4.7.5 (6.7.5 AASHTO). Es decir, deben garantizar la estabilidad y resistencia adecuada del puente en diferentes condiciones de carga y funcionamiento.

Secciones Compuestas

Según el Artículo 2.9.5.0.1.1 del Manual de Puentes (2018), en el contexto del diseño de puentes, las secciones compuestas se refieren a aquellas que están compuestas por un tablero de concreto que proporciona una acción compuesta comprobada y un soporte lateral, y están conectadas a una sección de acero mediante

conectores de corte diseñados de acuerdo con los requisitos establecidos en el artículo 2.9.5.10 (6.10.10 AASHTO).

En otras palabras, estas secciones combinan el uso de materiales de concreto y acero para lograr una mayor eficiencia estructural y resistencia. El tablero de concreto actúa en conjunto con la sección de acero para formar una unidad integrada y resistente, donde se ha verificado y demostrado que la interacción entre ambos materiales es eficiente y segura.

Para que una sección sea considerada como compuesta, es esencial que cumpla con los requisitos específicos establecidos en el artículo mencionado, garantizando que los conectores de corte que unen el tablero de concreto y la sección de acero sean diseñados adecuadamente y que se logre una correcta transferencia de cargas entre los materiales. Esto asegura que la sección compuesta pueda resistir las solicitaciones y cargas aplicadas durante el funcionamiento del puente de manera segura y confiable.

3.2.1.1 Esfuerzos

Según el Artículo 2.9.5.0.1.1.1 del Manual de Puentes (2018), en el diseño de la sección compuesta, es fundamental asegurar que, en cualquier ubicación de dicha sección, el esfuerzo elástico debido a las cargas aplicadas sea igual a la suma de las tensiones generadas por cada carga aplicada individualmente a:

La sección de acero.

La sección compuesta a corto plazo.

La sección compuesta a largo plazo.

Para lograr esto, se deben tener en cuenta las distintas etapas de construcción y la distribución de las cargas a lo largo del tiempo. En construcciones no apuntaladas, se asume que la carga permanente aplicada antes de que el tablero de concreto se haya endurecido o se haya vuelto compuesto, es exclusivamente soportada por la sección de acero. Luego de esta etapa, la carga permanente y las sobrecargas se asumen como soportadas por la sección compuesta.

Por otro lado, en construcciones apuntaladas, se asume que toda la carga permanente se aplica después de que el tablero de concreto se ha endurecido o se ha vuelto compuesto. La documentación técnica debe especificar claramente esta

distribución de cargas y el momento en que ocurren las transiciones en el comportamiento de la estructura.

3.2.1.2 Esfuerzos para Secciones en Flexión Positiva

Según el Artículo 2.9.5.0.1.1.1b del Manual de Puentes (2018), para calcular las tensiones de flexión en las secciones sometidas a flexión positiva en una estructura compuesta, dicha sección deberá estar compuesta por la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de concreto.

En el caso de las cargas temporarias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de concreto se transformará utilizando una relación de módulos a corto plazo, representada por 'n'. por otro lado, para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de concreto se transformará usando una relación de módulos a largo plazo, representada por '3n'.

Cuando en el estado límite de resistencia, los momentos debidos a las cargas temporarias y permanentes presentan signos opuestos, la sección compuesta asociada se podrá utilizar con cada uno de estos momentos, pero solo si el esfuerzo neto resultante en el tablero de concreto debido a la suma de los momentos factorizados es de compresión. en caso contrario, para determinar los esfuerzos en la sección de acero, se deben aplicar los requisitos especificados en el artículo 2.9.5.0.1.1.1c (6.10.1.1.1c AASHTO).

Para calcular los esfuerzos en el tablero de concreto, se deben seguir las indicaciones establecidas en el artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d AASHTO).

$$n = \frac{E}{E_c} \quad 2.9.5.0.1.1.1b-1 \quad (6.10.1.1.1b-1 \text{ AASHTO})$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto determinado como se especifica en el artículo 2.5.4.4 (5.4.2.4 AASHTO)

3.2.1.3 Esfuerzos para Secciones en Flexión negativa

Según el Artículo 2.9.5.0.1.1.1c del Manual de Puentes (2018), para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección

compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero manual de puentes página 434 de concreto, a menos que en los artículos 2.9.4.6.1.2. (6.6.1.2.1aashto), 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO). o 2.9.5.0.4.2.1 (6.10.4.2.1 AASHTO) se especifique lo contrario.

3.2.2 2.9.5.0.2 Límites Aplicables a las Dimensiones de la Sección

Transversal

3.2.2.1 Proporciones del Alma

Las almas sin rigidizadores longitudinales se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad 2.9.5.0.2.1.1-1 \quad (6.10.2.1.1-1 \text{ AASHTO})$$

Las almas con rigidizadores longitudinales se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad 2.9.5.0.2.1.2-1 \quad (6.10.2.1.2-1 \text{ AASHTO})$$

3.2.2.2 PROPORCIONES DEL ALMA

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0, \quad 2.9.5.0.2.2-1 \quad (6.10.2.2-1 \text{ AASHTO})$$

$$b_f \geq D/6, \quad 2.9.5.0.2.2-2 \quad (6.10.2.2-2 \text{ AASHTO})$$

$$t_f \geq 1.1t_w, \quad 2.9.5.0.2.2-3 \quad (6.10.2.2-3 \text{ AASHTO})$$

y

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad 2.9.5.0.2.2-4 \quad (6.10.2.2-4 \text{ AASHTO})$$

Donde:

I_{yc} = momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (I_{y4}).

RESISTENCIA IV	γ_P	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	1.00	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	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	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II-Solamente LL, IM & CE	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.2.4 Estado Límite de Fatiga y Fractura

3.2.4.1 Fatiga

Según el Artículo 2.9.5.0.5.1 del Manual de Puentes (2018), para abordar adecuadamente el análisis de fatiga en la estructura, es esencial llevar a cabo una investigación exhaustiva de los detalles relacionados, tal como se indica en el artículo 2.9.4.6.1 (6.6.1 AASHTO). esto implica identificar y evaluar minuciosamente todos los puntos críticos y conexiones que puedan verse afectados por el fenómeno de fatiga en la estructura.

Al realizar el análisis de fatiga, se deben aplicar las combinaciones de cargas específicas diseñadas para esta condición, tal como se establece en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). Estas combinaciones se basan en los diferentes tipos de cargas y factores de carga relevantes para la fatiga, y son fundamentales para evaluar cómo las fluctuaciones y repeticiones de carga afectan la vida útil y el comportamiento de la estructura a lo largo del tiempo.

Además, se debe tener en cuenta la sobrecarga de fatiga especificada en el artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO). esta sobrecarga es una carga adicional que se considera para evaluar la capacidad de resistencia de la estructura ante condiciones de fatiga. su inclusión en el análisis es crucial para garantizar que la estructura sea capaz de resistir las sollicitaciones cíclicas a las que pueda estar expuesta.

3.2.4.2 Fractura

Los requisitos relativos a la tenacidad a la fractura, que están definidos en la documentación técnica, deben cumplir con las disposiciones estipuladas en el Artículo 2.9.4.6.2 (6.6.2 AASHTO).

La tenacidad a la fractura es una propiedad esencial que mide la capacidad de un material o estructura para resistir la propagación de fisuras o grietas bajo cargas y condiciones críticas. el artículo 2.9.4.6.2 (6.6.2 AASHTO) establece los criterios específicos que se deben cumplir para garantizar que la estructura sea capaz de soportar la propagación de grietas sin fallar prematuramente.

En la documentación técnica, se deben incluir detalles precisos sobre cómo se realizará la evaluación y verificación de la tenacidad a la fractura, y cómo se demostrará que la estructura cumple con los criterios establecidos en el artículo mencionado. esto podría implicar la utilización de pruebas de laboratorio, cálculos y simulaciones para evaluar la resistencia a la fractura y la integridad estructural.

El cumplimiento de los requisitos de tenacidad a la fractura es esencial para asegurar que la estructura sea capaz de resistir cargas y situaciones críticas sin sufrir fallas catastróficas o propagación incontrolada de fisuras. de esta manera, se garantiza la seguridad y la durabilidad de la estructura durante su vida útil.

3.2.5 Estado Límite de Resistencia

En el contexto de este artículo, es de suma importancia aplicar las combinaciones de cargas específicas destinadas al estado límite de resistencia, tal como están detalladas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO).

El estado límite de resistencia se refiere a la condición en la cual la estructura es sometida a cargas máximas o extremas, poniendo a prueba su capacidad de resistencia y estabilidad frente a condiciones límite. en dicha tabla se establecen las combinaciones de cargas y los factores de carga correspondientes que deben ser considerados en el análisis estructural, para evaluar la capacidad de la estructura para soportar las cargas máximas con un margen de seguridad adecuado.

Al utilizar las combinaciones de cargas para el estado límite de resistencia especificadas en la tabla, se garantiza que se consideren todas las situaciones posibles de carga que puedan ocurrir durante el funcionamiento del puente o estructura. esto incluye el efecto conjunto de diversas cargas, tales como las cargas permanentes, las sobrecargas, las cargas de viento, entre otras, teniendo en cuenta sus efectos combinados.

Cumplir con estas combinaciones de cargas es esencial para asegurar que la estructura sea capaz de resistir las condiciones más desfavorables y extremas,

garantizando así su seguridad, estabilidad y confiabilidad durante su vida útil. el análisis de estas combinaciones proporciona un enfoque riguroso para el diseño estructural, y es un componente esencial para cumplir con los estándares y requisitos establecidos en la normativa AASHTO.

4 ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1 DIMENSIONES DE LOS DIFERENTES COMPONENTES

ESTRUCTURALES

El puente está configurado por vigas principales y vigas diafragmas. La separación entre sus ejes de apoyo es de 21.60 metros. Posee una longitud total de 22.60 metros y un ancho total de la sección transversal de 5.00 metros, con un único carril de 3.80 metros.

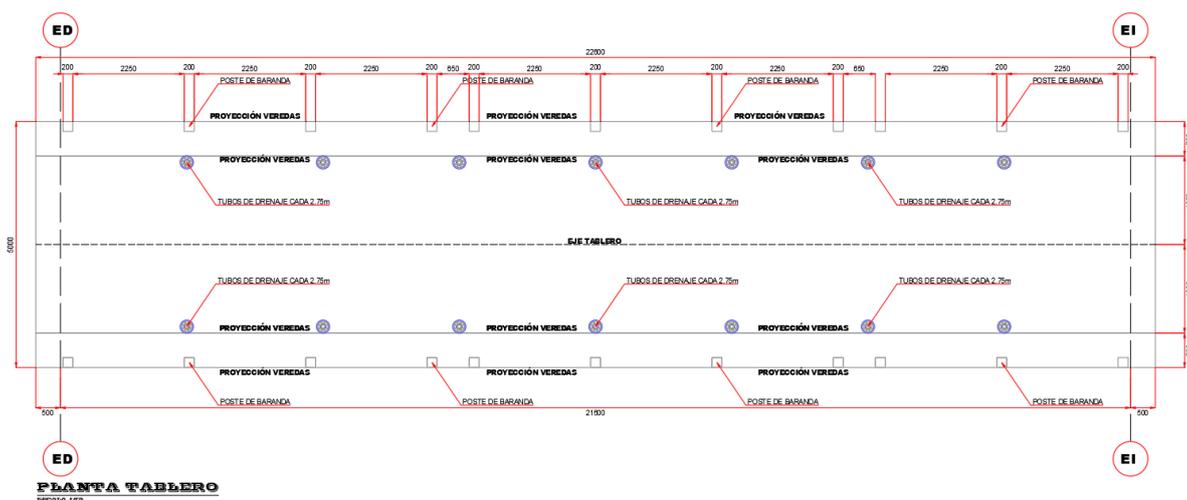


Imagen N°10.3. Vista en planta de la superestructura

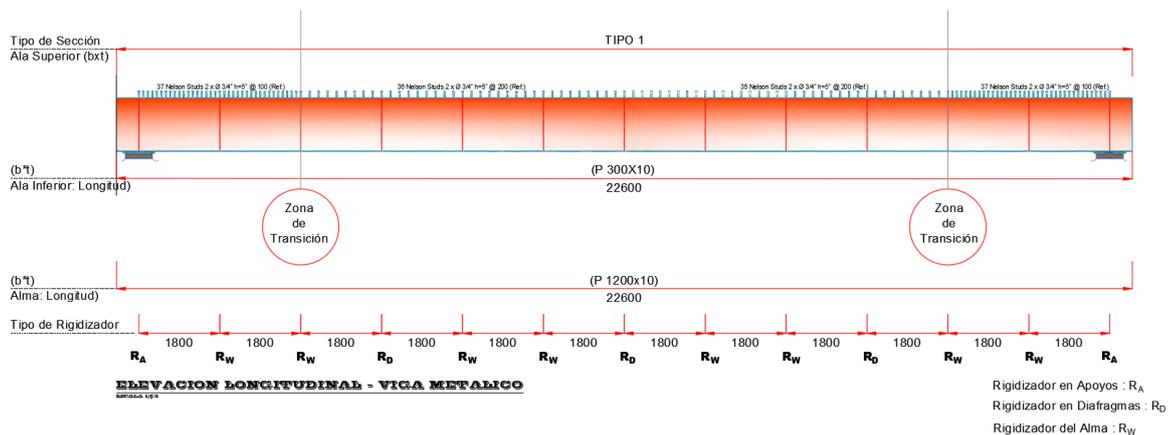


Imagen N°10.4. Vista de longitudinal de la superestructura.

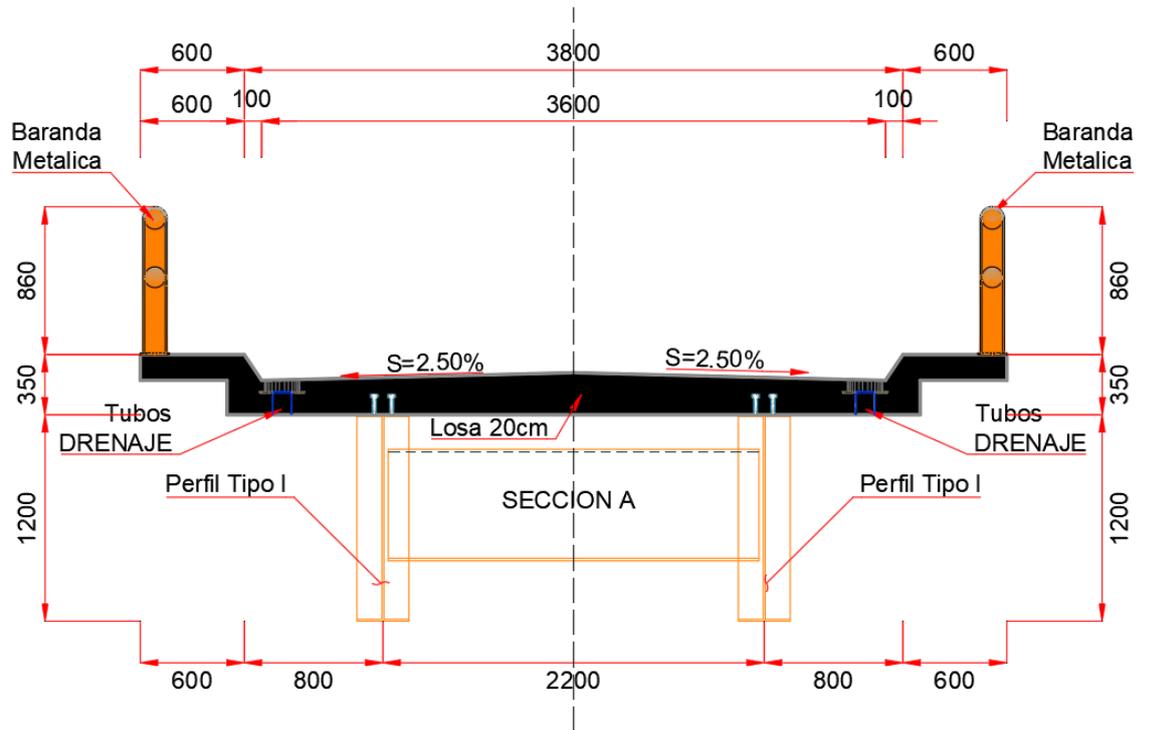


Imagen N°10.5. Vista de la sección transversal de la superestructura

Viga Principal. – Sección I

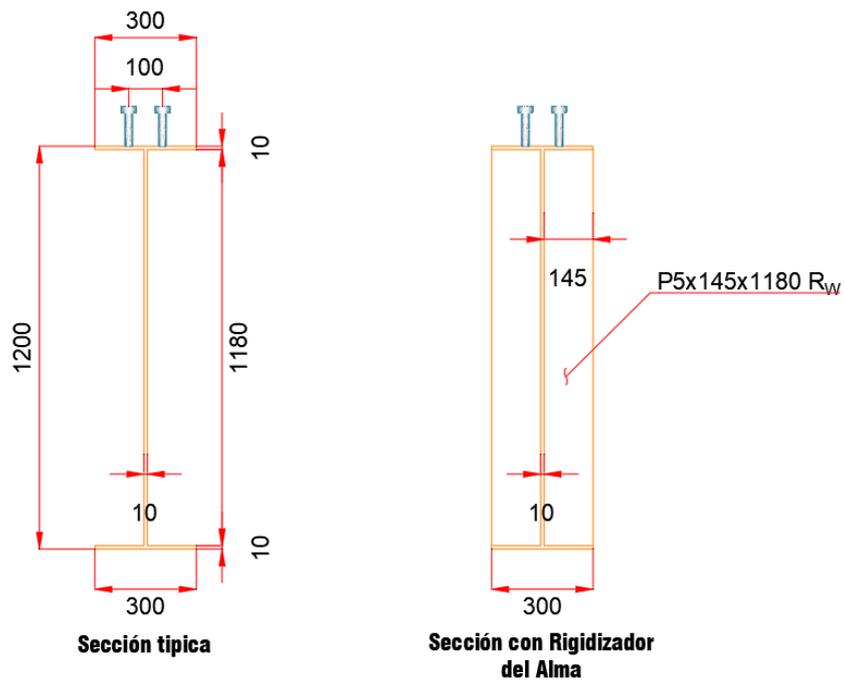
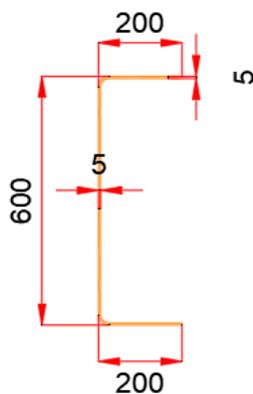


Imagen N°10.6. Vista de la sección I de las vigas principales

Viga Secundaria. – Sección de perfil tipo C



Sección típica

Imagen N°10.7 Vista de la sección transversal del tablero

- ✓ Número de carriles: 01
- ✓ Ancho total de la superestructura: 5.00m
- ✓ Ancho de calzada: 3.8m
- ✓ Ancho de la plataforma: 6.30m
- ✓ Peralte de la losa: 20.00cm
- ✓ Pendiente de bombeo en losa: 2.50%
- ✓ Ancho de la estructura de vereda: 0.60m
- ✓ Altura de baranda combinada: 0.87m (en relación a la vereda)

4.1.1 Características y propiedades de los materiales

Se resumen las características de los materiales que han sido empleadas en los distintos elementos que componen la estructura del puente.

4.1.1.1 Acero estructural

Luego de haber realizado la inspección se concluye que los aceros estructurales empleados fueron de acuerdo a ASTM A709, Grado 36 para diafragmas (vigas secundarias) y vigas principales, ya que según el año de construcción del

puede se utilizaron ese tipo de material. A continuación, tabla extraída del Manual de Puentes 2018.

Denominación AASHTO	M 270M/ M270 Grado 36
Denominación equivalente en AASHTO	A709/ A709M Grado 36
Espesor de las placas de in. (mm)	Hasta 4.0 incl.
	(100 mm)
Forma	Todos los grupos
Resistencia a la tracción mínima F_u , ksi (kg/cm ²)	58 ksi
	4000 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo o resistencia a la fluencia mínima F_y , ksi	36 ksi
	2500 kg/cm ²

Tabla N°10.4. Propiedad Mecánicas Mínimas de Acero Estructurales según su forma, Resistencia y Espesor

4.1.1.2 Concreto

Se realizaron ensayos no destructivos en la losa del puente y para el análisis estructural del puente se consideran para el concreto el resultado de los ensayos los cuales se detalla a continuación:

Losa tablero: $f'_c=28$ MPa (280 kgf/cm²)

Losa de aproximación: $f'_c=28$ MPa (280 kgf/cm²)

Estribos: $f'_c=28$ MPa (280 kgf/cm²)

Pilotes: $f'_c=28$ MPa (280 kgf/cm²)

Veredas: $f'_c=21$ MPa (210 kgf/cm²)

El módulo de elasticidad E_c (ksi) del hormigón se ha evaluado con la expresión (Manual de Puentes, 2018).

	EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I 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	1.00	-	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	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	1.00	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	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	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II-Solamente LL, IM & CE	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots (1.3.2.1) AASTHO LRFD$$

Donde, η_i es el factor que relación la ductilidad, redundancia e importancia operativa; γ_i es el factor de carga y Q_i el efecto de la fuerza, ambos para el caso de carga

i.

Cuadro N° 1 Combinaciones de Carga y Factor de Carga.

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020

Elaboración: E.T. CVS

Cuadro N° 2 Factores mínimos y máximos de cargas permanentes.

Combinación de cargas Estado Limite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I 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	1.00	-	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	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	1.00	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	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	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II-Solamente LL, IM & CE	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020

Elaboración: E.T. CVS

El diseño de elementos de acero de la superestructura se ha realizado conforme las disposiciones para acero estructural de las especificaciones AASHTO LRFD. Para el cálculo bajo condiciones últimas se han considerado los siguientes factores de reducción de resistencia (Manual de Puentes, 2018):

Cuadro N° 3 Factores de reducción de resistencia

Descripción	Factor de resistencia (ϕ)
Para tracción (Controlada Secciones de concreto reforzado)	0.90
Para tracción (Controlada Secciones de concreto pre-esforzado)	1.00
Para corte y torsión	
Concreto de densidad normal	0.90
Concreto de baja densidad	0.80
Para compresión (Controlada Secciones con espiral y estribos, para zonas sísmicas 2, 3 y 4 en el Estado Límite de Evento Extremo)	0.75
Para apoyos sobre concreto	0.70

Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
Concreta densidad normal	0.80
Concreto baja densidad	0.65
Para tracción en el acero en zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilo	1.00

Fuente: Manual de Puente 2018

Elaboración Propia

4.3 CARGAS

4.3.1 Cargas permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite.

Corresponde a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa, entre otros.

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimadas sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medio de los correspondientes pesos especificados.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente (Manual de Puentes, 2018):

Cuadro N° 4 Pesos específicos.

Material		Unidad de Peso
		(kcf)
Aleaciones de Aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'c$ ≤ 15.0 ksi	$0.140 + 0.0$ $01f'c$
Arena, limo o grava sueltos		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Mampostería	Dura	0.060
	Blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		Peso por unidad de longitud (klf)

Rieles de tránsito, unión y fijación por pista	0.200
--	-------

Fuente: Manual de Puentes 2018

Elaboración: E.T. CVS

4.3.2 Carga Peatonal sobre Veredas (PL)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf (367 kg/m²) en todas las veredas de más de 2.0 ft (0.60 m) de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. El puente Carahuayte la carga aplicar será la siguiente:

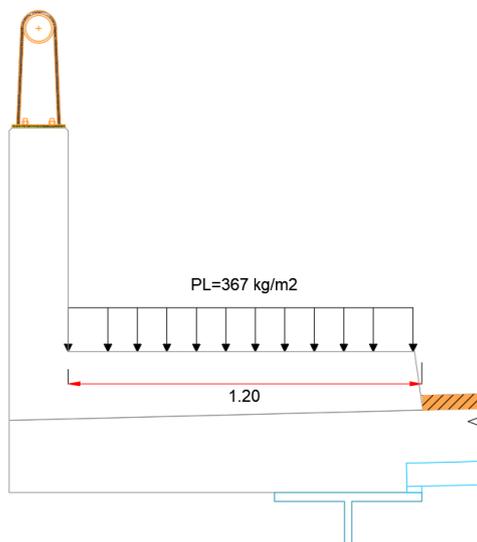


Figura 1 Cargas Peatonal sobre Veredas

4.3.3 Efectivo de Viento sobre la Estructura (WS)

De acuerdo al mapa eólico de Perú, que proporciona las velocidades básicas de viento a 10 metros del suelo para un periodo de retorno de 50 años, la velocidad V₁₀ en la zona la que se ubica el puente es de 95 km/h, tal como se muestra en la Figura.

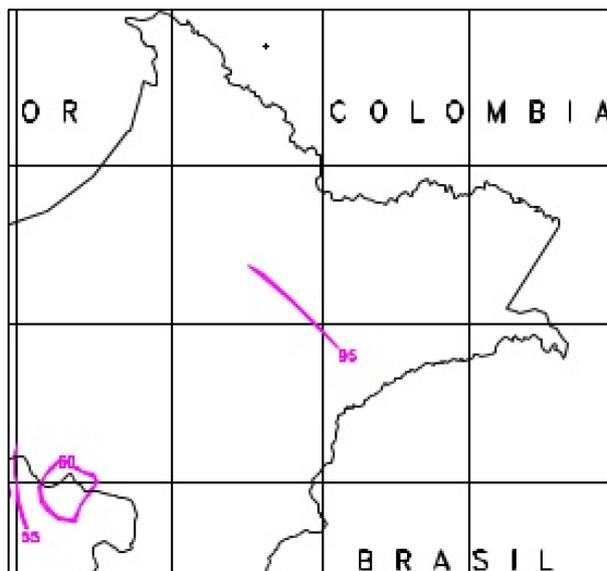


Figura 2 Ubicación del Puente en el Mapa Eólico

Considerando una altura entre el NAME de 108.09m se tiene las siguientes alturas a los diferentes elementos estructurales.

Altura del nivel de agua hacia las vigas principales de alma llena inferiores= 2.60m.

Altura del nivel de agua hacia la losa, veredas y barrera= 4.58 (altura media)

La altura máxima del puente sobre el nivel del agua no supera los 5 metros. Entonces, la velocidad del viento a esta altura, se considerará constante en toda la superestructura es:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 84.469 \text{ km/h}$$

Donde:

$V_0 = 13.2 \text{ km/h}$, para área suburbana abierta (Tabla 3.8.1.1-1, AASHTO LRFD)

$V_{10} = 95 \text{ km/h}$, para $Z=10\text{m}$, según el mapa eólico (Norma E.020)

$V_B = 161 \text{ km/h}$, Velocidad básica del viento

$Z = 5\text{m}$, Altura del tablero sobre el nivel del río

$Z_0 = 0.07\text{m}$, para área suburbana abierta (Tabla 3.8.1.1-1, AASHTO LRFD)

Por lo tanto, la velocidad de diseño es de 85 km/h.

Las presiones originadas por el viento se asumen proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. La presión horizontal del viento actuando sobre la estructura es calculada mediante la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Donde:

$P_B = 2.4kPa$, Presión básica barlovento (Tabla 3.8.1.2.1-1, AASHTO LRFD)

$P_B = 1.2kPa$, Presión básica sotavento (Tabla 3.8.1.2.1-1, AASHTO LRFD)

De donde se obtiene

$P = 0.66kPa$, Presión barlovento

$P = 0.33kPa$, Presión sotavento

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 0.958Kn/m².

Las cargas por metro lineal que se aplicarán sobre cada elemento serán las siguientes:

Elementos a barlovento (WS):

Viga de alma llena Tipo I + losa h=1.40m
w=1.67mx0.66kPa=1.10kN/m

Vereda, barrera y baranda h=1.10m
w=1.30mx0.66kPa=0.86kN/m

Elementos a sotavento (WS):

Viga de alma llena Tipo I +losa h=1.40m
w=1.67mx0.33kPa=0.55kN/m

Vereda, barrera y baranda $h=1.10\text{m}$
 $w=1.30\text{m}\times 0.33\text{kPa}=0.43\text{kN/m}$

De acuerdo a las especificaciones del Manual de Puentes 2018 (2.4.3.10.1.2), las cargas de viento no deberán ser menor a 4.4kN/m en dirección de barlovento ni menor a 2.2Kn/m en la dirección de sotavento.

Por tanto, se asume una carga mínima de presión de 4.4kN/m para todos los elementos dispuestos en dirección barlovento y otra carga mínima de presión de 2.2kN/m para todos los elementos dispuestos en dirección sotavento.

4.3.4 Efecto de viento sobre la carga viva (WL)

La presión de viento sobre los vehículos se representará como una fuerza interrumpible, en movimiento, de 0.10klf (1.46 N/mm) actuando transversal a la calzada y 6.0 ft (1.80 m) sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

4.3.5 Cargas sobre barreras

Se debe aplicar el estado limite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas correspondientes.

Según el estudio de tráfico se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas por lo que corresponde un Nivel de Ensayo Dos (TL-2) (2.1.4.3.4.2.2 del Manual de Puentes, 2018).

Las fuerzas de diseño y simbología se toman de la Cuadro N° 13.

Cuadro N° 5 Fuerzas de diseño para barreras

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	T L-1	T L-2	T L-3	T L-4	TL -5	T L-6
Transversal F_t (kips)	1 3.5	2 7.0	5 4.0	5 4.0	12 4.0	17 5.0
Longitudinal F_L (kips)	4. 5	9. 0	1 8.0	1 8.0	41 .0	58 .0

Vertical descendente F_v (kips)	4. 5	4. 5	4. 5	1 8.0	80 .0	8 0.0
L_t y L_L (ft)	4. 0	4. 0	4. 0	3. 5	8. 0	8. 0
L_v (ft)	1 8.0	1 8.0	1 8.0	1 8.0	40 .0	40 .0
H_e (mín.) (in.)	1 8.0	2 0.0	2 4.0	3 2.0	42 .0	56 .0
Mínima altura del riel H (in)	2 7.0	2 7.0	2 7.0	3 2.0	42 .0	90 .0

Fuente: Manual de Puentes 2018

Elaboración: E.T. CVS

Se tiene los siguientes valores

$$F_t = 120kN, F_L = 40kN, F_v = 20kN, L_t = L_L = 1.22m, L_v = 5.49m$$

$$H_e = 0.51m, H_{min} = 0.69m$$

Las fuerzas de diseño se toman como referencia de la figura 12.

Figura 3 Fuerzas de diseño de baranda metálicas, verticales y horizontales uniformemente distribuidas.

4.3.6 Cargas sobre barandas

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w=0.73kN/m$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de $0.89kN$, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

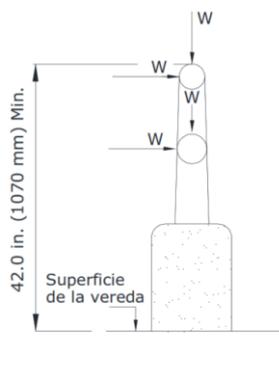


Figura 4 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones

Las barandas combinadas deberán satisfacer los requisitos correspondientes a barreras como a barandas. Las sobrecargas de diseño, especificadas en esta sección, no se deberán aplicar simultáneamente con las cargas de impacto vehiculares.

4.4 CRITERIOS NORMATIVOS

La estructura del puente ha sido analizada y diseñada según el Manual de Diseño de Puentes MTC-2018. Complementariamente se han utilizado las siguientes especificaciones:

Manual de Diseño Geométrico de carreteras DG-2018.

Manual de Puentes del MTC R.D N°041-2018-MTC/14.

Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020.

Código de Soldadura para puentes AASHTO / AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code.

Sistema de contención de vehículos tipo barreras de seguridad.

D.S. N°003-2016-Vivienda, decreto supremo que modifica la norma técnica E.030 “Diseño sismo resistente” del reglamento nacional de edificaciones, aprobada con D.S N°011-2006-vivienda, modifica con D.S N°002-2014-Vivienda.

N.T.E. E.060 Concreto Armado, 2017.

Manual de Seguridad Vial (RD N°05-2017-MTC/14).

4.5 ELEMENTOS FINITOS

4.5.1 MIDAS CIVIL

Para el análisis y diseño estructural se utilizó el programa de cómputo Midas Civil (versión Midas Civil 2022), el método de cálculo en el cual se basa el programa es el método de los elementos finitos.

Midas Civil fue creada por MIDAS Information Technology Co. (Fundada en 1989), tiene la participación de mercado número 1 en soluciones de software de ingeniería civil. Decenas de miles de ingenieros civiles y mecánicos en todo el mundo han implementado el software MIDAS en sus procesos de trabajo al emprender proyectos de alto perfil y proyectos cotidianos (http://en.midasuser.com/product/civil_overview.asp). Algunas características del software son las siguientes:

a) GUI fácil de usar

Las funciones de entrada/ salidas orientadas al usuario se basan en una interfaz de usuario sofisticada e intuitiva y en técnicas informáticas de gráficos actualizados. Ofrecen excelentes instalaciones y productividad para el modelado y análisis de estructuras complejas a gran escala.

b) Modelo intuitivo

CSI Bridge nos permite el dimensionamiento rápido y eficaz y el refuerzo estructural de puentes existentes de hormigón y metálicos. El modelado paramétrico permite al usuario construir modelos de puentes simples o complejos y hacer cambios de manera eficiente, manteniendo un control total sobre el proceso de dimensionamiento. Permite definir rápidamente los carriles y vehículos e incluir también los efectos de ancho (consideración automática de la distribución transversal de cargas).

c) Opciones de análisis completo

CSI Bridge proporciona capacidades de análisis estructural lineal y no lineal. Se ha implementado una gran colección de elementos finitos para aplicaciones en estructuras civiles y de construcción. Los eficientes algoritmos de análisis del programa proporcionan una versatilidad excepcional y resultados precisos adecuados para las aplicaciones de diseño práctico. Además de las propiedades de la

sección geométrica, el usuario también puede asignar cargas (ej. Cargas muertas, cargas vivas, etc.), tendones y refuerzos.

d) Auto diseño y clasificación de carga

Midas civil proporciona características de control de diseño y clasificación de carga incluyendo: Eurocódigo y AASTHO LRFD, obteniendo la resistencia al corte y torsión. Diseño de vigas de sección simple y compuesta. Fuerzas y tensiones de miembros para cada etapa de construcción y suma de fuerzas y momentos máximos y mínimos. Generación automática de combinaciones de carga de acuerdo con varios códigos de diseño, también tiene la opción de general e informe de cálculo en formato Excel.

Midas civil tiene implementados los siguientes códigos.

Cuadro N° 6 Códigos implementados en Midas Civil

RC Design	Steel Design	SRC Design	Plate Girder
AASHTO-LRFD	AASHTO-LRFD	AASHTO-LRFD	EUROCODE4-2
EUROCODE2-2	EUROCODE2-2	EUROCODE3-2	
CSA-56	CSA-56	BS5950	PSC Rating
IRC:21	SP 35.13330	IS:800	AASHTO-LRFD
SP 35.13330	Snip 2.05.03*	TWN-BRG-LSD	
Snip 2.05.03*	CJJ11	TWN-BRG-ASD	SRC Design
TWN-BRG-LSD	JSCE	JTJ025	SSRC79
CJJ11	KSCE-USD	KSCE-ASD	
KCI-USD			

Fuente: Midas Civil 2019

Elaboración: E.T. CVS

e) Procesos de modelado y análisis

Convencionalmente los procesos de modelado y análisis en CSiBridge son los siguientes:

Apertura de archivo y configuración de preferencias.

Definir propiedades de materiales y secciones.

Modelado de estructura utilizando el “Bridge Modeler Wizard”.

Asignar condiciones de frontera de estructura.

Aplicar cargas estáticas, móviles y dinámicas.

Realizar análisis estructural.

Verificar e interpretar los resultados del análisis.

Configurar preferencias para el diseño estructural.

Realizar el diseño estructural.

Verificar e interpretar los resultados del diseño.

ELEMENTO TIPO VIGA

Este elemento se usa normalmente para modelar miembros estructurales cónicos prismáticos y no prismáticos que son relativamente largos en comparación con las dimensiones de la sección. El elemento también se puede utilizar como elementos de transferencia de carga que conectan otros elementos que tienen diferentes números de grados de libertad.

Se pueden aplicar cargas concentradas, cargas distribuidas, gradientes de temperatura y cargas de pretensado a los elementos de viga. Un elemento de viga tiene 6 grado de libertad por nudo. Un elemento tipo viga transmite carga axial, cizallamiento, flexión y torsión.

El elemento de viga se formula sobre la base de la teoría de viga de Timoshenko (una sección plana inicialmente normal al eje neutro de la viga permanece plana pero no necesariamente normal al eje neutro en el estado deformado) que refleja las deformaciones de cizallamiento. Si la relación entre la profundidad de la sección y la longitud es mayor que $1/5$, es deseable un modelado de malla fina porque el efecto de las deformaciones por cizallamiento se vuelve significativo.

La resistencia a la torsión de un elemento de viga difiere del momento polar de inercia de la sección (son las mismas para las secciones circular y cilíndrica). Se le advierte cuando el efecto de la deformación torsional es grande, ya que la resistencia a la torsión generalmente está determinada por métodos experimentales.

Los elementos de viga y armadura son elementos de línea idealizados, por lo que se supone que sus secciones transversales son adimensionales. Las propiedades de la sección transversal de un elemento se concentran en el eje neutral que conecta los nodos finales. Como resultado, no se consideran los efectos de las zonas del panel entre los miembros (regiones donde se combinan las columnas y las vigas) y los efectos de la no alineación de los ejes neutros. Para que estos efectos nodales sean considerados, se debe usar la opción de compensación de final del haz o restricciones geométricas.

Se tiene que tenga en cuenta que un error de singularidad puede resultar en un caso en el que se libera un grado particular de libertad para todos los elementos que se unen en un nodo, lo que resulta en una rigidez cero asociadas con ese grado de libertad. Si es inevitable, se debe agregar un elemento de resorte (o un elemento de borde elástico) que tenga una rigidez menor a la del grado de libertad correspondiente.

4.6 MICROSOFT EXCEL

El análisis y diseño estructural se ha acompañado con hojas de cálculo en Excel. Microsoft Excel es una aplicación de hojas de cálculo que forma parte de la suite de oficina Microsoft Office. Es una aplicación utilizada en tareas financieras, contables, ingenieriles, etc. con fórmulas, gráficos y un lenguaje de programación.

5 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

El modelo esta formulado en el método de los elementos finitos basados en pequeños desplazamientos.

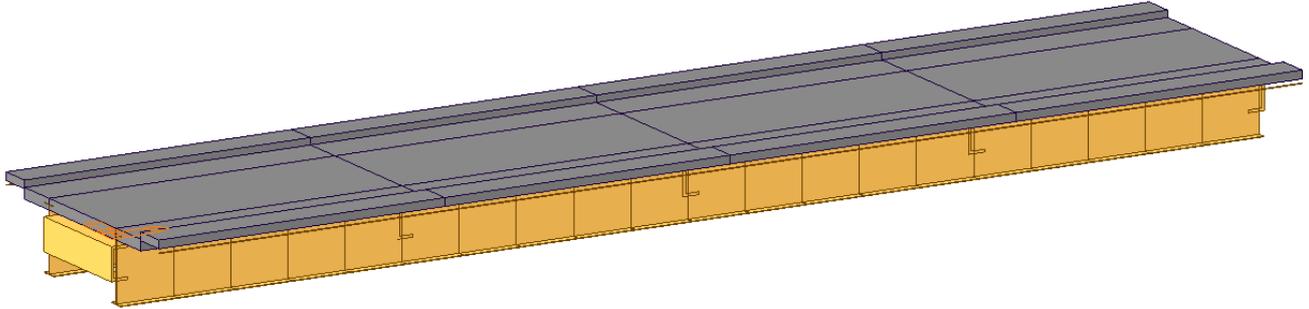


Figura 5 Vista longitudinal del Puente



Figura 6 Vista transversal del Puente

Figura 7 Vista de las Vigas Principales (Vigas de Alma Llena Tipo I)

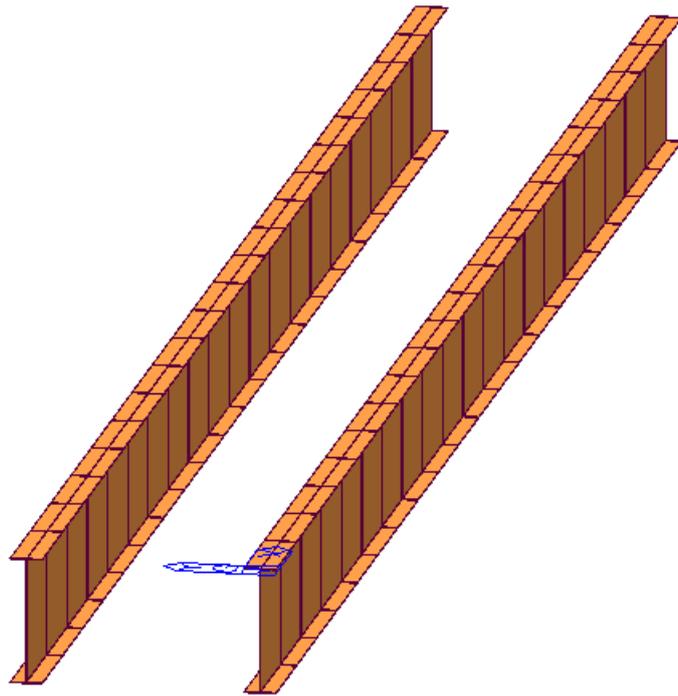


Figura 8 Vista de Vigas Principales

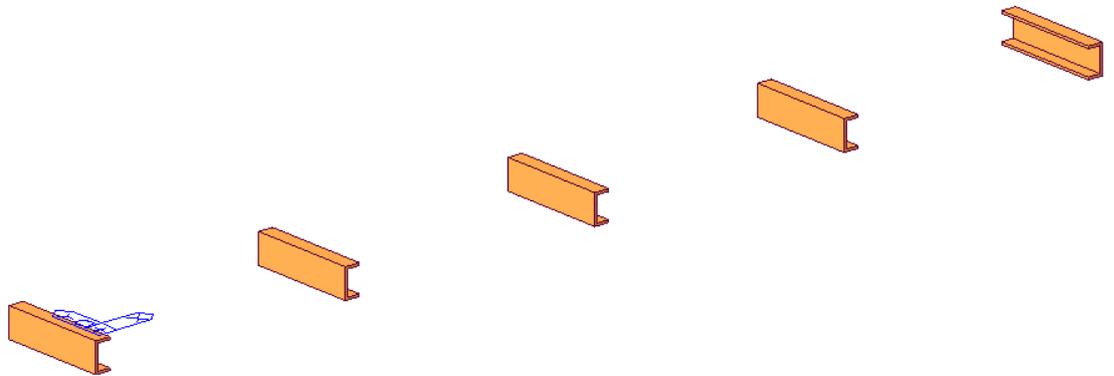


Figura 9 Vista de Vigas diafragmas

Las dimensiones son mostradas en el ítem 1.7.1 de la presente memoria de cálculo.

5.1 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Las cargas debido al peso propio de la estructura han sido consideradas con un factor de 1.01. Actuando en el eje vertical (z).

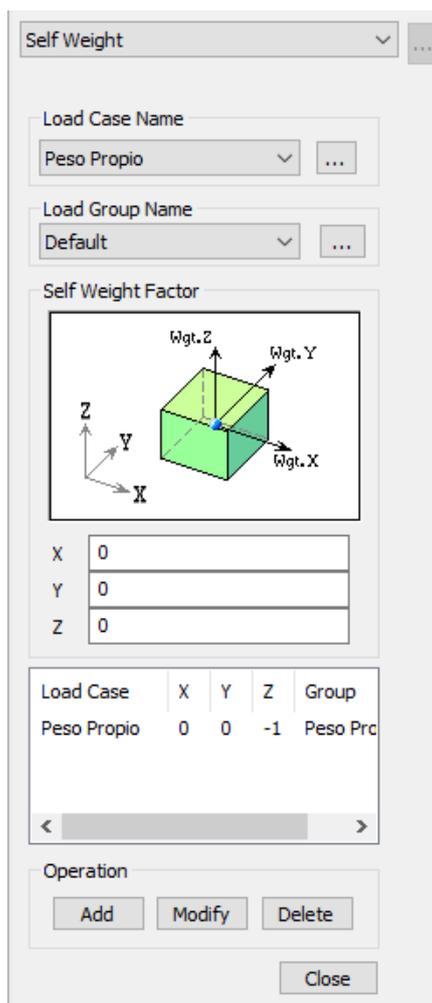


Figura 10 Asignación de carga muerta

Las cargas de las barreras y las veredas se han asignado como distribuidas por unidad de área (kgf/m^2) y por unidad lineal (kgf/m). La siguiente figura muestra como ejemplo el primer tramo de 10m.

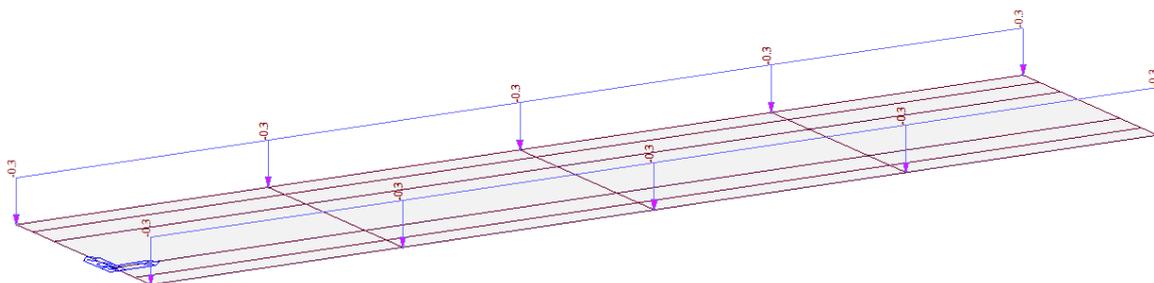


Figura 11 Cargas de barreras y veredas (DC2)

Las cargas de viento sobre la estructura (ver ítem 1.3.3.7) fueron aplicadas en las vigas de alma la cual tiene mayor área expuesta expuestos a la presión de viento

(Viga de alma llena, losa, vereda y barreras de protección), la siguiente Figura muestra el primer tramo de 10m.

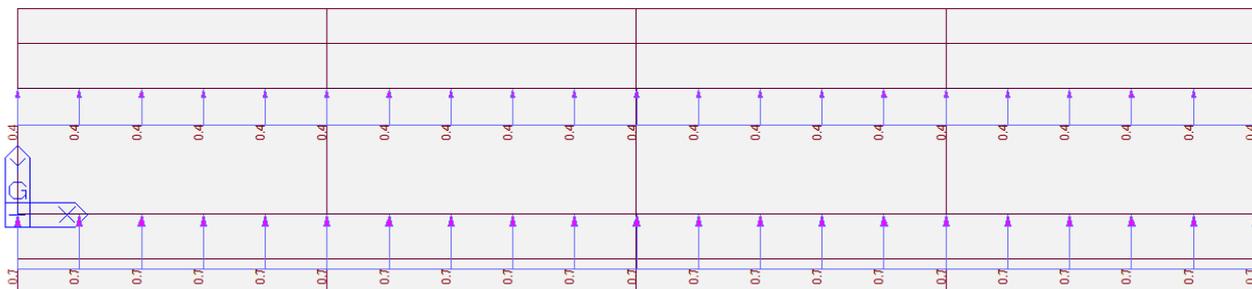


Figura 12 Carga debido al viento dir 1 (WS)

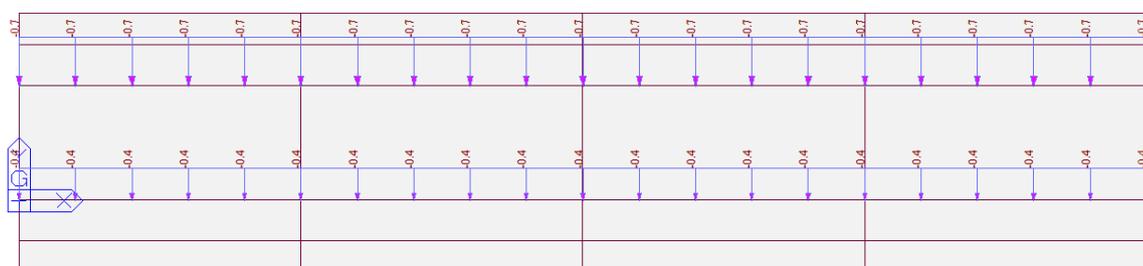


Figura 13 Carga debido al viento dir 2 (WS)

La variación de temperatura de 55°C (1.3.3.5) fue aplicada en todos los elementos superestructura (Vigas de alma llena, diafragma y losa). La siguiente Figura muestra el primer tramo de 10m.

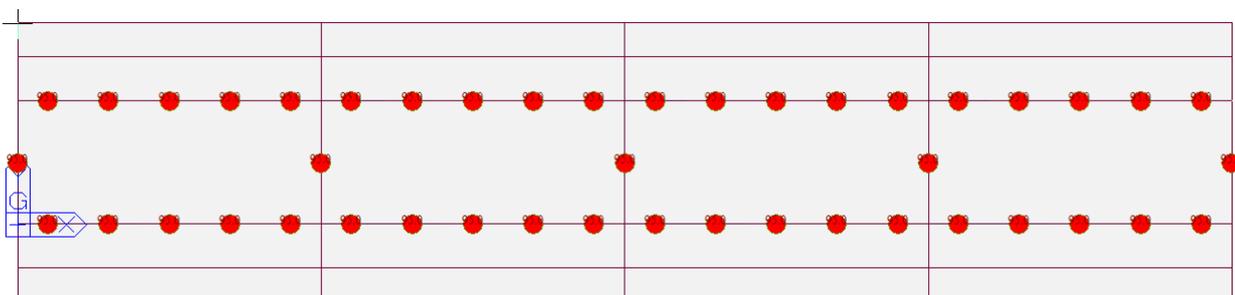


Figura 14 Variación de Temperatura

El gradiente de temperatura se utilizó un modelo estructural con la Normativa AASHTO la cual fue aplicada a todos los elementos losa de 25°C . La siguiente Figura muestra el primer tramo de 10m

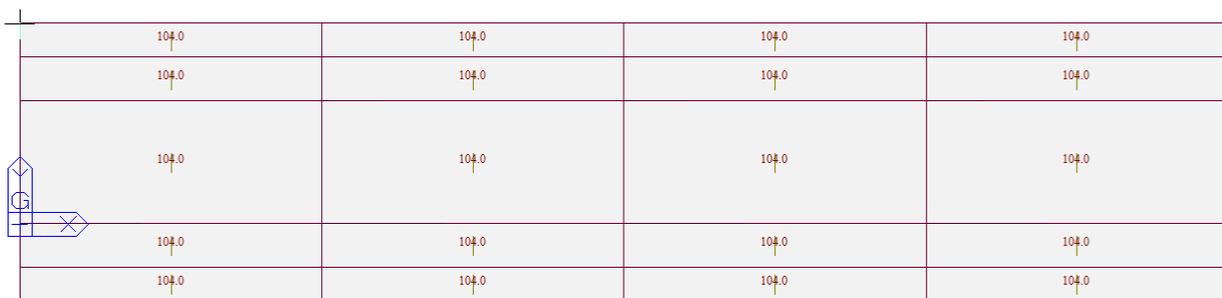


Figura 15 Gradiente de Temperatura

Para la carga viva (estados límites de servicio y resistencia) se han considerado cuatro carriles de carga, dos que corresponden a carga móvil (ver ítems 1.3.3.1 y 1.3.3.2) y otras dos que corresponden a cargas peatonales (ver ítem 1.3.3.4). Se han usado tres camiones de diseño y un patrón de carga peatonal. La siguiente Figura muestra como ejemplo un tramo de 10m

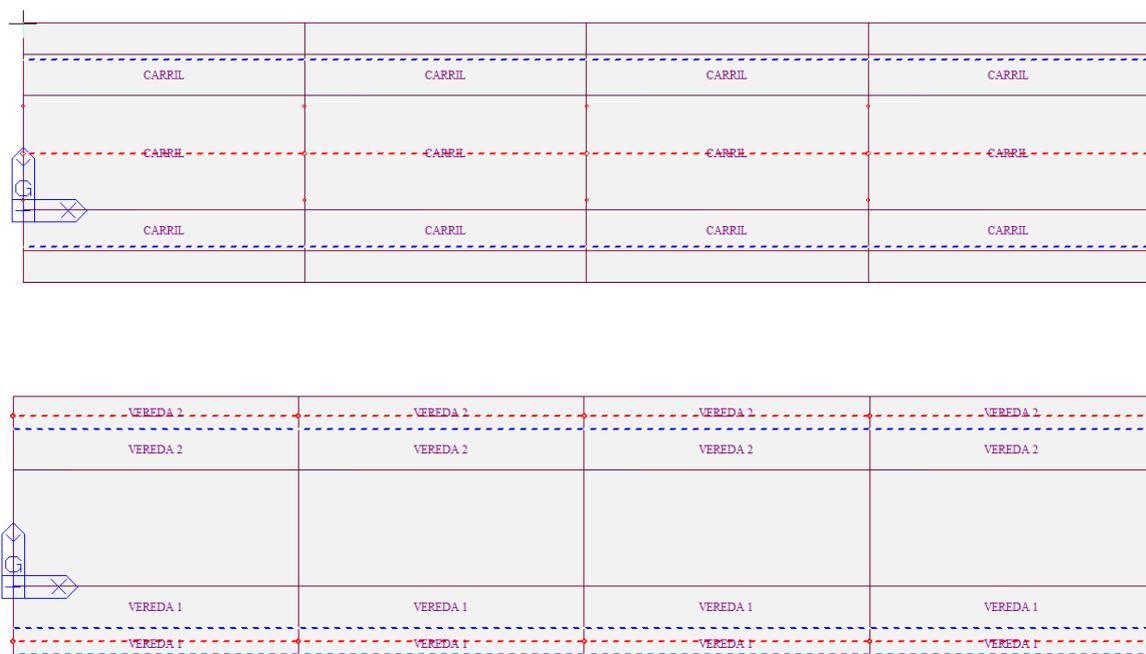


Figura 16 Se visualiza las líneas de diseño

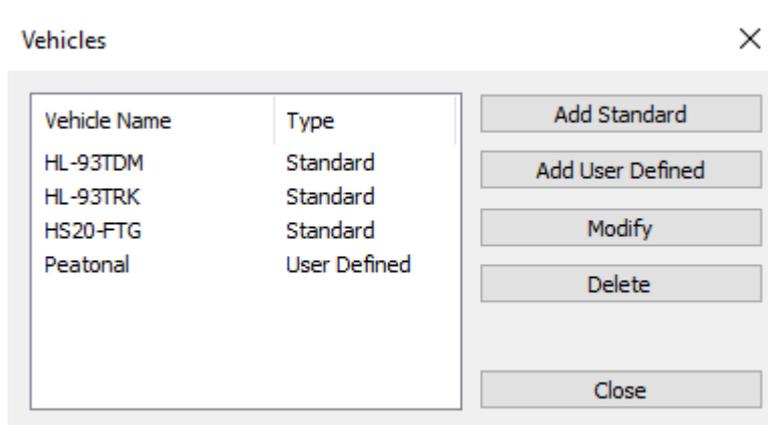
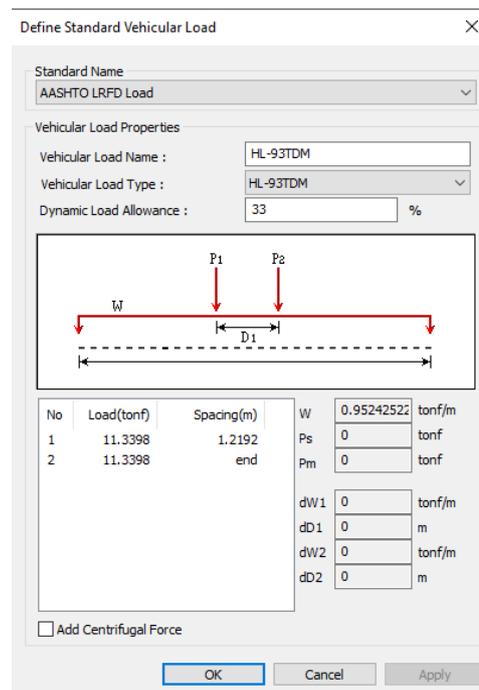
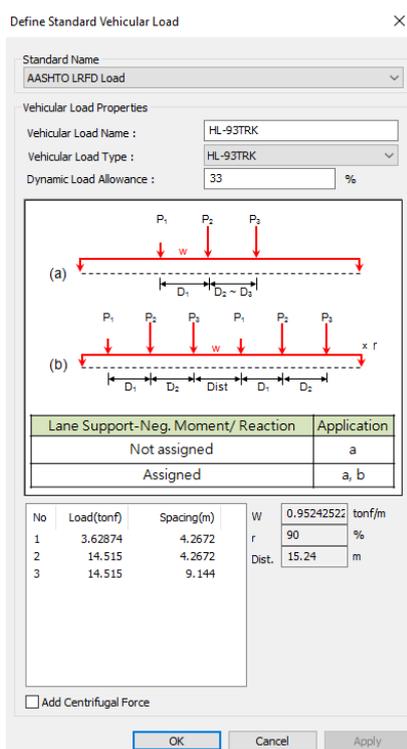


Figura 17 Vista de los vehículos de diseños empleados

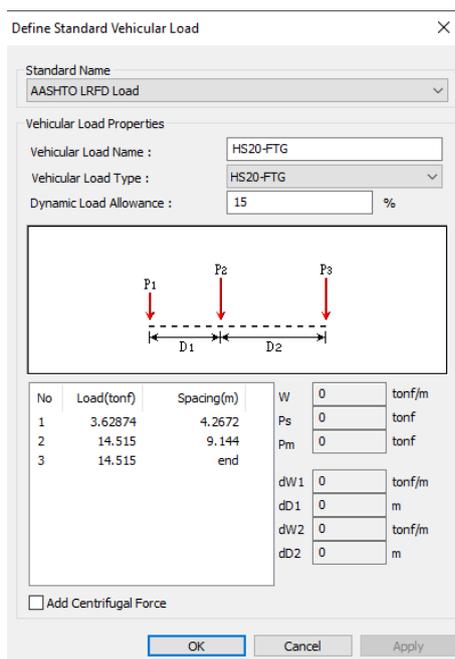
Los vehículos de diseño son los siguientes (ver ítem 1.3.3.1):

Camión estado límite de Resistencia y servicio

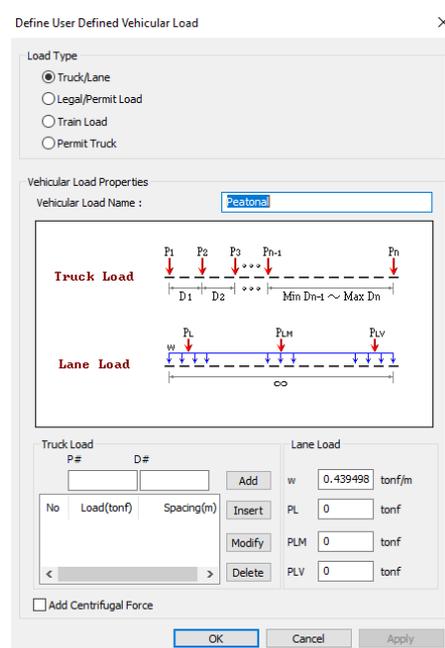
Tándem estado límite de Resistencia y servicio



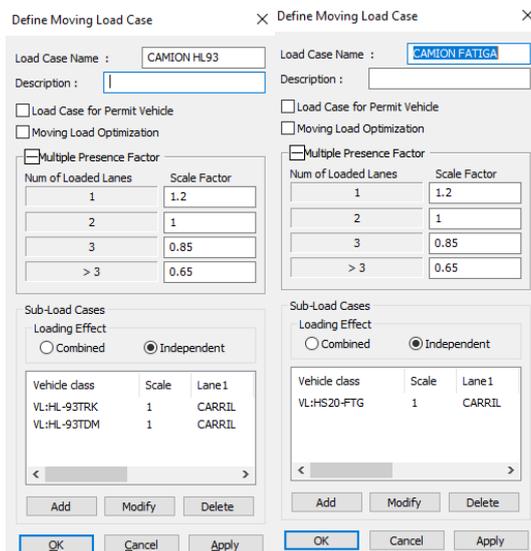
Camión estado límite de Fatiga



Patrón de carga Peatonal



Se han considerado dos casos de carga, uno para los estados límite de resistencia y servicio (que incluye la combinación del camión, tándem) y otro para el estado límite de fatiga (que incluye solamente del camión de 72kips, ver ítem 1.3.3.1).



Según el ítem 2.6.5.4.2 Puentes de Un solo tramo (Manual de Puentes, 2018) para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deberán diseñar para los requisitos mínimos de fuerza especificados en el Artículo 2.4.3.11.8 (Manual de Puentes, 2018). Los requisitos sobre ancho mínimo de apoyo se deberán satisfacer en casa estribo como se especifica en el Artículo 2.6.5.4.4 (Manual de Puentes, 2018).

Las correspondientes propiedades mecánicas y de geometría han sido asignadas a cada elemento. Tal como se indica en el próximo ítem.

5.2 ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES A LOS ELEMENTOS

5.2.1 Numeración de elementos

Vista de plano inferior (Vigas principales). La siguiente Figura muestra un tramo de 22600 mm.

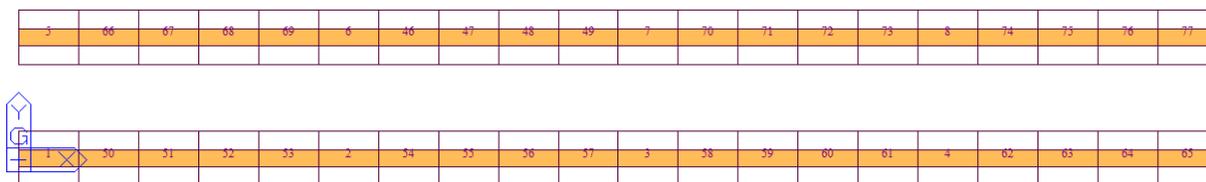


Figura 18 Vigas de alma llena Tipo I

Vista de plano superior (Vigas diafragmas). La siguiente Figura muestra un tramo de 10.0m

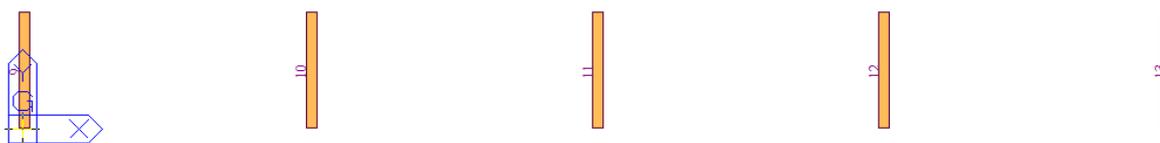


Figura 19 Vigas diafragmas

5.2.2 Propiedades de sección de los elementos

Vista de plano inferior (Vigas principales). La siguiente Figura muestra un tramo de 16.0m

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 3 Name: VP-SC

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	1	m
tc	0.2	m
Hh	0	m

Girder

Hw	1.18	tw	0.01	m
B1	0.3	B2	0.3	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.01	tf2	0.01	m
Bf3	0	tfp	0	m

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	7.50284	Ds / Dc	3.2716
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.3		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep): 0

Es/Ec (Shrinkage): 0

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figura 20 Propiedades de la sección Viga de alma llena TIPO I (T1)

Section Data

DB/User

Section ID: 2 Name: VD

Channel

User DB: AISC10(US)

Sect. Name: Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.6	m
B1	0.2	m
tw	0.05	m
tf1	0.05	m
B2	0.2	m
tf2	0.05	m
r1	0	m
r2	0	m

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

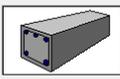
Figura 21 Propiedades de la sección VIGA DIAFRAGMA.

5.2.3 Propiedades de material de los elementos

ACERO A709-Gr50, ACERO A709-Gr36 y Concreto $f_c=280\text{kgf/m}^2$

Material Data

General
Material ID: 1 Name: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Elasticity Data
Type of Design: Concrete


Steel
Standard: DB

Concrete
Standard: ASTM(RC)
Code: DB
Grade: C4500

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 0 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Concrete
Modulus of Elasticity: 2.7175e+06 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 9.0000e-06 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 2.403 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0.245 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Rebar: None

Thermal Transfer
Specific Heat: 0 $\text{J/tonf}^\circ\text{C}$
Heat Conduction: 0 $\text{J/m}^\circ\text{hr}^\circ\text{C}$

Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Material Data

General
Material ID: 2 Name: A36

Elasticity Data
Type of Design: Steel


Steel
Standard: ASTM09(S)
DB: A36

Concrete
Standard: DB
Code: DB

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 2.0389e+07 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 1.1700e-05 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 7.861 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0.8016 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Concrete
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 0 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer
Specific Heat: 0 $\text{J/tonf}^\circ\text{C}$
Heat Conduction: 0 $\text{J/m}^\circ\text{hr}^\circ\text{C}$

Damping Ratio: 0.02

OK Cancel Apply

Material Data

General
Material ID: 3 Name: Mat SC

Elasticity Data
Type of Design: SRC


Steel
Standard: ASTM(S)
DB: A36

Concrete
Standard: ASTM(RC)
Code: DB
DB: Grade C4500

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 2.0389e+07 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 1.1700e-05 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 7.861 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0.8016 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Concrete
Modulus of Elasticity: 2.7175e+06 tonf/m^2
Poisson's Ratio: 0.2
Thermal Coefficient: 9.0000e-06 $1/^\circ\text{C}$
Weight Density: 2.403 tonf/m^3
 Use Mass Density: 0.245 $\text{tonf/m}^3/\text{g}$

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer
Specific Heat: 0 $\text{J/tonf}^\circ\text{C}$
Heat Conduction: 0 $\text{J/m}^\circ\text{hr}^\circ\text{C}$

Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Figura 22 Propiedades del Acero y Concreto

5.3 ASIGNACION DE CONDICIONES DE APOYO

Con el fin de representar isostaticidad de la superestructura se considerando un apoyo fijo en el nodo 1, un apoyo móvil en el sentido longitudinal del puente y 8 apoyos restringidos solamente en el sentido vertical del puente.

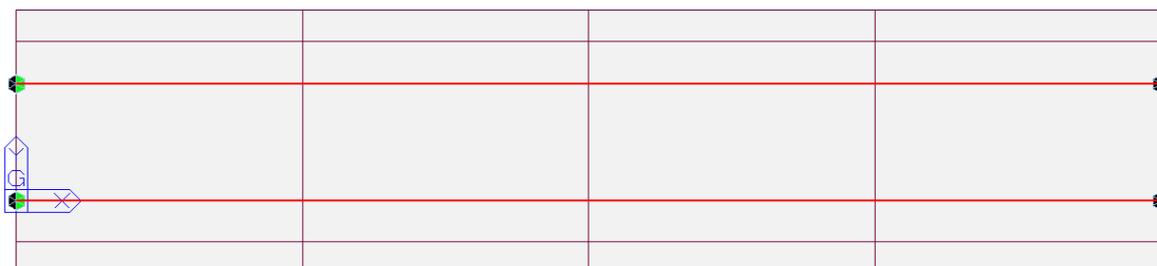


Figura 23 Vista del puente con sus apoyos fijo y móvil

	Node	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz	Rw(Group
▶	1	1	1	1	0	0	0	0	SOPORT
	5	0	1	1	0	0	0	0	SOPORT
	6	1	1	1	0	0	0	0	SOPORT
	10	0	1	1	0	0	0	0	SOPORT
*									

Figura 24 Restricciones considerados para los apoyos fijo y móvil

5.4 COMBINACIONES DE CARGA Y ENVOLVENTES

	LoadCase	Factor
▶	Peso Propio(ST)	1.2500
	Barada(ST)	1.2500
	CAMION HL93(MV)	1.7500
	Temperatura(ST)	0.5000
*		

Combinaciones de carga para diseño de estructuras de acero

Load Combination List				
No	Name	Active	Type	Description
1	sLCB1	Strengt	Add	Strength-I: 1.25DC+1.75M[1]+0.5T[1]
2	sLCB2	Strengt	Add	Strength-I: 1.25DC+1.75M[2]+0.5T[1]
3	sLCB3	Strengt	Add	Strength-I: 1.25DC+1.75M[3]+0.5T[1]
4	sLCB4	Strengt	Add	Strength-II: 1.25DC+1.35M[1]+0.5T[1]
5	sLCB5	Strengt	Add	Strength-II: 1.25DC+1.35M[2]+0.5T[1]
6	sLCB6	Strengt	Add	Strength-II: 1.25DC+1.35M[3]+0.5T[1]
7	sLCB7	Strengt	Add	Strength-III: 1.25DC+1.0W[1]+0.5T[1]
8	sLCB8	Strengt	Add	Strength-III: 1.25DC-1.0W[1]+0.5T[1]
9	sLCB9	Strengt	Add	Strength-III: 1.25DC+1.0W[2]+0.5T[1]
10	sLCB10	Strengt	Add	Strength-III: 1.25DC-1.0W[2]+0.5T[1]
11	sLCB11	Strengt	Add	Strength-IV: 1.5DC+0.5T[1]
12	sLCB12	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[1]+1.0W[1]+0.5T[1]
13	sLCB13	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[1]-1.0W[1]+0.5T[1]
14	sLCB14	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[1]+1.0W[2]+0.5T[1]
15	sLCB15	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[1]-1.0W[2]+0.5T[1]
16	sLCB16	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[2]+1.0W[1]+0.5T[1]
17	sLCB17	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[2]-1.0W[1]+0.5T[1]
18	sLCB18	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[2]+1.0W[2]+0.5T[1]
19	sLCB19	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[2]-1.0W[2]+0.5T[1]
20	sLCB20	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[3]+1.0W[1]+0.5T[1]
21	sLCB21	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[3]-1.0W[1]+0.5T[1]
22	sLCB22	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[3]+1.0W[2]+0.5T[1]
23	sLCB23	Strengt	Add	Strength-V: 1.25DC+1.35M[3]-1.0W[2]+0.5T[1]
24	sLCB24	Strengt	Add	Extreme-I: 1.0DC+0.5M[1]
25	sLCB25	Strengt	Add	Extreme-I: 1.0DC+0.5M[2]
26	sLCB26	Strengt	Add	Extreme-I: 1.0DC+0.5M[3]
27	sLCB27	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[1]+1.0W[1]+1.0T[1]
28	sLCB28	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[1]-1.0W[1]+1.0T[1]
29	sLCB29	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[1]+1.0W[2]+1.0T[1]
30	sLCB30	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[1]-1.0W[2]+1.0T[1]
31	sLCB31	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[2]+1.0W[1]+1.0T[1]
32	sLCB32	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[2]-1.0W[1]+1.0T[1]
33	sLCB33	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[2]+1.0W[2]+1.0T[1]
34	sLCB34	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[2]-1.0W[2]+1.0T[1]
35	sLCB35	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[3]+1.0W[1]+1.0T[1]
36	sLCB36	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[3]-1.0W[1]+1.0T[1]
37	sLCB37	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[3]+1.0W[2]+1.0T[1]
38	sLCB38	Service	Add	Service-I: 1.0DC+1.0M[3]-1.0W[2]+1.0T[1]
39	sLCB39	Service	Add	Service-II: 1.0DC+1.3M[1]+1.0T[1]
40	sLCB40	Service	Add	Service-II: 1.0DC+1.3M[2]+1.0T[1]
41	sLCB41	Service	Add	Service-II: 1.0DC+1.3M[3]+1.0T[1]
42	sLCB42	Service	Add	Service-III: 1.0DC+0.8M[1]+1.0T[1]
43	sLCB43	Service	Add	Service-III: 1.0DC+0.8M[2]+1.0T[1]
44	sLCB44	Service	Add	Service-III: 1.0DC+0.8M[3]+1.0T[1]

Figura 25 Envolventes de carga para el diseño de acero.

Combinaciones de carga diseño de elementos de sección compuesta

Load Combination List				
No	Name	Active	Type	Description
1	scLCB1	Strengt	Add	Strength-I:1.25DC,1.75M[1],0.5T[1]
2	scLCB2	Strengt	Add	Strength-I:1.25DC,1.75M[2],0.5T[1]
3	scLCB3	Strengt	Add	Strength-I:1.25DC,1.75M[3],0.5T[1]
4	scLCB4	Strengt	Add	Strength-II:1.25DC,1.35M[1],0.5T[1]
5	scLCB5	Strengt	Add	Strength-II:1.25DC,1.35M[2],0.5T[1]
6	scLCB6	Strengt	Add	Strength-II:1.25DC,1.35M[3],0.5T[1]
7	scLCB7	Strengt	Add	Strength-III:1.25DC,1.0W[1],0.5T[1]
8	scLCB8	Strengt	Add	Strength-III:1.25DC-1.0W[1],0.5T[1]
9	scLCB9	Strengt	Add	Strength-III:1.25DC,1.0W[2],0.5T[1]
10	scLCB10	Strengt	Add	Strength-III:1.25DC-1.0W[2],0.5T[1]
11	scLCB11	Strengt	Add	Strength-IV:1.5DC,0.5T[1]
12	scLCB12	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[1],1.0W[1],0.5T[1]
13	scLCB13	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[1]-1.0W[1],0.5T[1]
14	scLCB14	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[1],1.0W[2],0.5T[1]
15	scLCB15	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[1]-1.0W[2],0.5T[1]
16	scLCB16	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[2],1.0W[1],0.5T[1]
17	scLCB17	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[2]-1.0W[1],0.5T[1]
18	scLCB18	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[2],1.0W[2],0.5T[1]
19	scLCB19	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[2]-1.0W[2],0.5T[1]
20	scLCB20	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[3],1.0W[1],0.5T[1]
21	scLCB21	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[3]-1.0W[1],0.5T[1]
22	scLCB22	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[3],1.0W[2],0.5T[1]
23	scLCB23	Strengt	Add	Strength-V:1.25DC,1.35M[3]-1.0W[2],0.5T[1]
24	scLCB24	Strengt	Add	Extreme-I::1.0DC,0.5M[1]
25	scLCB25	Strengt	Add	Extreme-I::1.0DC,0.5M[2]
26	scLCB26	Strengt	Add	Extreme-I::1.0DC,0.5M[3]
27	scLCB27	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[1],1.0W[1],1.0T[1]
28	scLCB28	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[1]-1.0W[1],1.0T[1]
29	scLCB29	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[1],1.0W[2],1.0T[1]
30	scLCB30	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[1]-1.0W[2],1.0T[1]
31	scLCB31	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[2],1.0W[1],1.0T[1]
32	scLCB32	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[2]-1.0W[1],1.0T[1]
33	scLCB33	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[2],1.0W[2],1.0T[1]
34	scLCB34	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[2]-1.0W[2],1.0T[1]
35	scLCB35	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[3],1.0W[1],1.0T[1]
36	scLCB36	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[3]-1.0W[1],1.0T[1]
37	scLCB37	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[3],1.0W[2],1.0T[1]
38	scLCB38	Service	Add	Service-I:1.0DC,1.0M[3]-1.0W[2],1.0T[1]
39	scLCB39	Service	Add	Service-II:1.0DC,1.3M[1],1.0T[1]
40	scLCB40	Service	Add	Service-II:1.0DC,1.3M[2],1.0T[1]
41	scLCB41	Service	Add	Service-II:1.0DC,1.3M[3],1.0T[1]
42	scLCB42	Service	Add	Service-III:1.0DC,0.8M[1],1.0T[1]
43	scLCB43	Service	Add	Service-III:1.0DC,0.8M[2],1.0T[1]
44	scLCB44	Service	Add	Service-III:1.0DC,0.8M[3],1.0T[1]

Figura 26 Envolventes de carga para la sección compuesta.

5.5 VERIFICACION DEL NÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA SECCION COMPUESTA

5.5.1 Verificación de Deflexiones

Verificación de diseño de acuerdo al AASTHO A.2.5.2.6 (camión de diseño o la carga distribuida + 25% del camión de diseño)

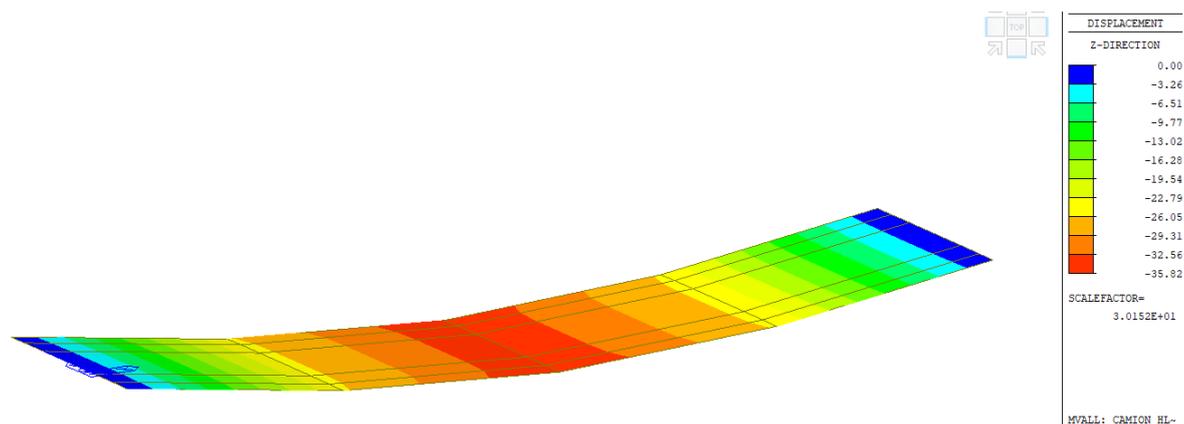


Figura 27 Deflexiones (mm) debido a la carga viva (LL+IM)

Deflexión límite para carga vehicular, $\delta_z = \frac{L}{800} = \frac{22600}{800} = 28.25\text{mm} > 35.82\text{ mm}$

Deflexión límite para carga vehicular, $\delta_z = \frac{L}{1000} = \frac{22600}{1000} = 22.60\text{ mm} > 35.82\text{ mm}$

Se verifica que la deflexión límite es mayor inclusive que la deflexión debido al camión de diseño + la cara distribuida + efectos dinámicos, por lo que se cumple con los criterios de deflexiones del Manual de Puentes (2018).

Las deflexiones (mm) debido a los diferentes tipos de cargas son mostrados a continuación.

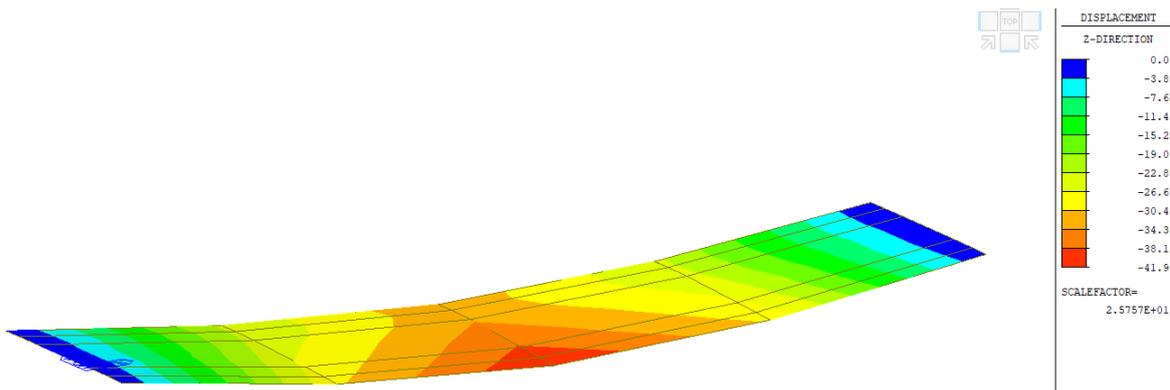


Figura 28 Deflexión (mm) debido a la carga muerta en elementos estructurales

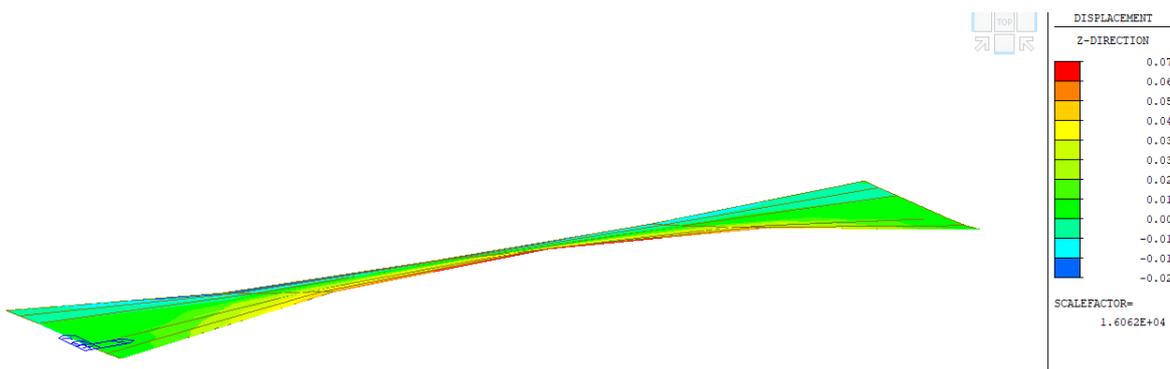


Figura 29 Deflexión (mm) debido al viento 1 de diseño sobre estructura (Ws)

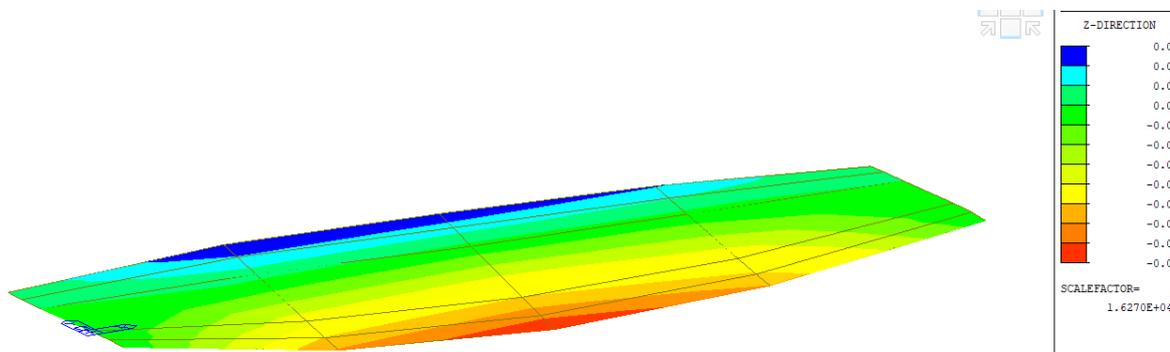


Figura 30 Deflexión (mm) debido al viento 2 de diseño sobre estructura (Ws)

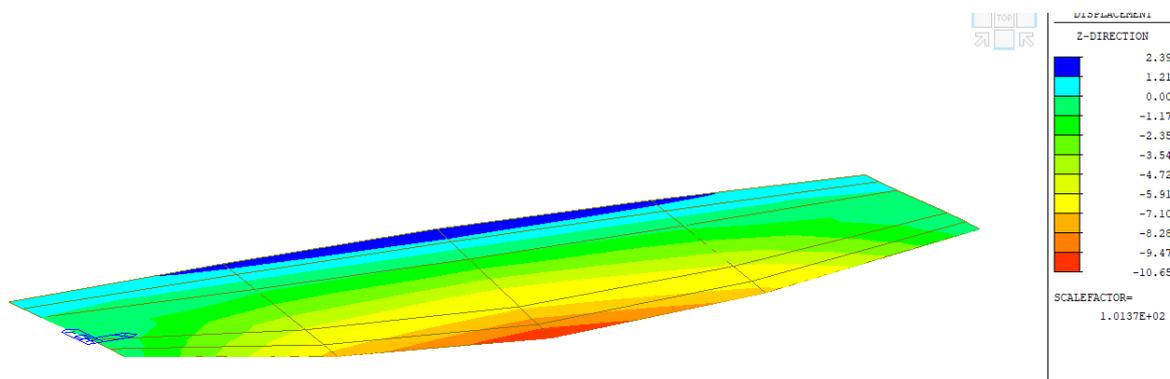


Figura 31 Deflexión (mm) debido a la sobre carga viva (PL)

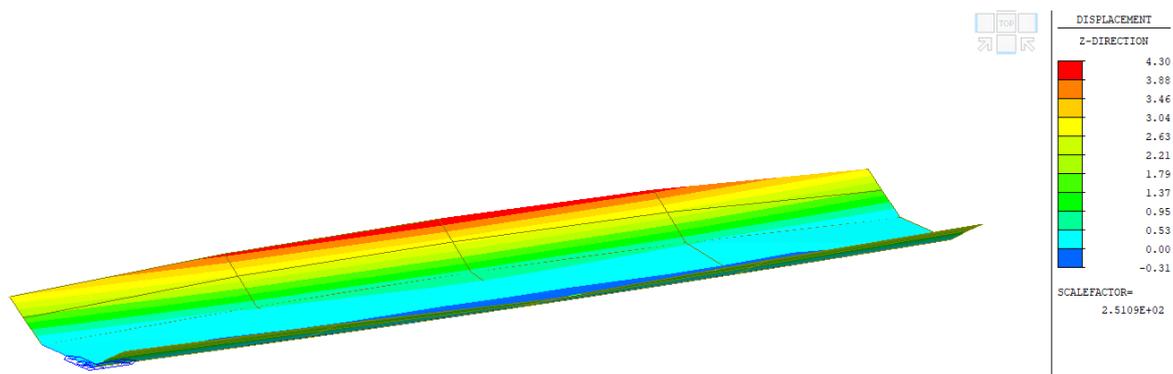


Figura 32 Deflexión (mm) debido a la temperatura 01

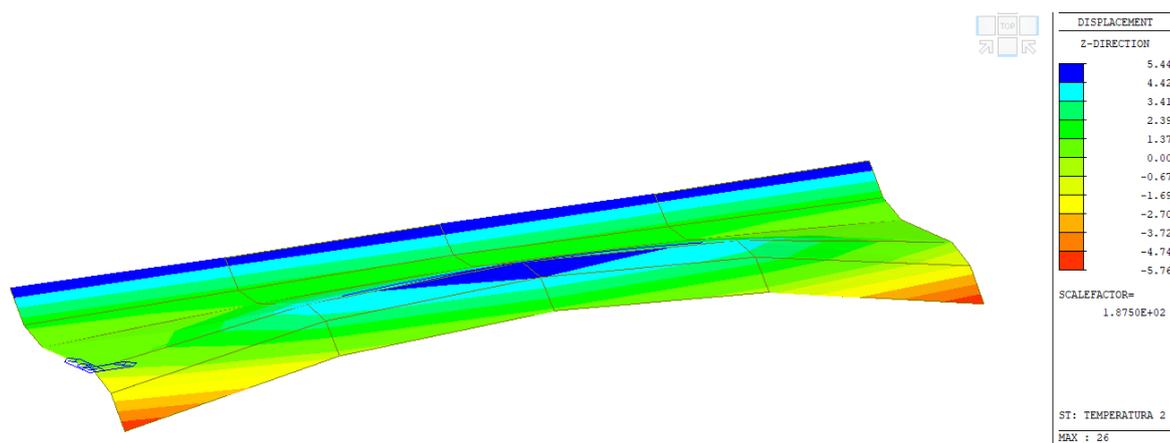


Figura 33 Deflexión (mm) debido a la temperatura 02

Se resume las deflexiones máximas según tipo de carga en el cuadro siguiente

Cuadro N° 7 Deflexiones máximas (mm) según tipo de carga

Carga	Deflexión vertical (mm)
Carga muerta estructurales y no estructurales (DC)	41.93
Camión de diseño HL-93 (LL+IM)	35.82
Viento 1 de diseño sobre estructura (WS)	0.07
Viento 2 de diseño sobre estructura (WS)	0.07
Carga viva peatonal	10.65
Temperatura 01	4.3

Temperatura 02	5.76
----------------	------

Fuente: Elaboración propia

Elaboración: E.T. CVS

5.5.2 Fuerza axial

Se muestran los diagramas de fuerza axial (kN) de cada elemento estructural para cada tipo de carga.

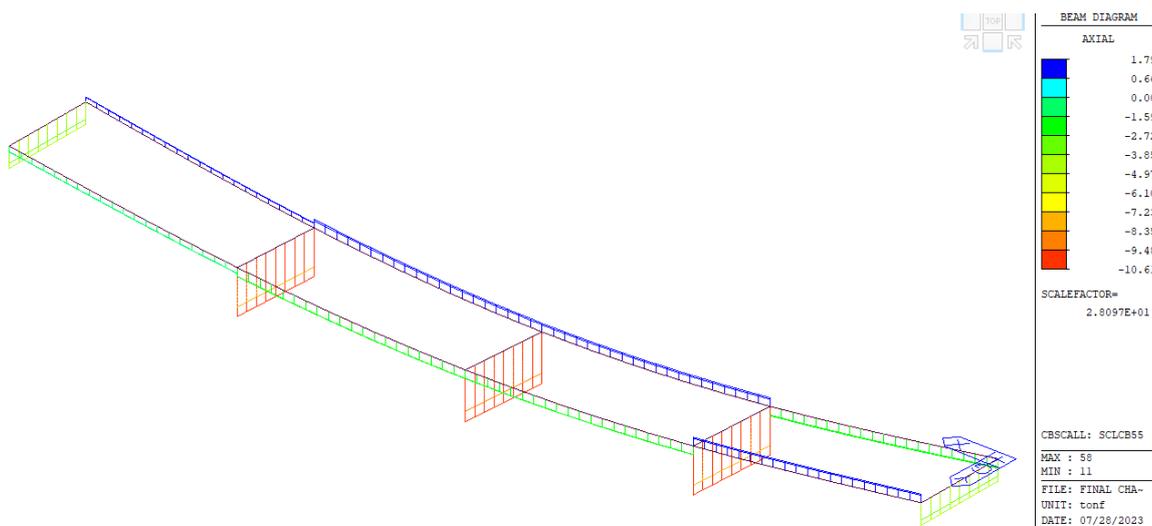


Figura 34 Fuerzas axiales debido a carga muerta (DC)

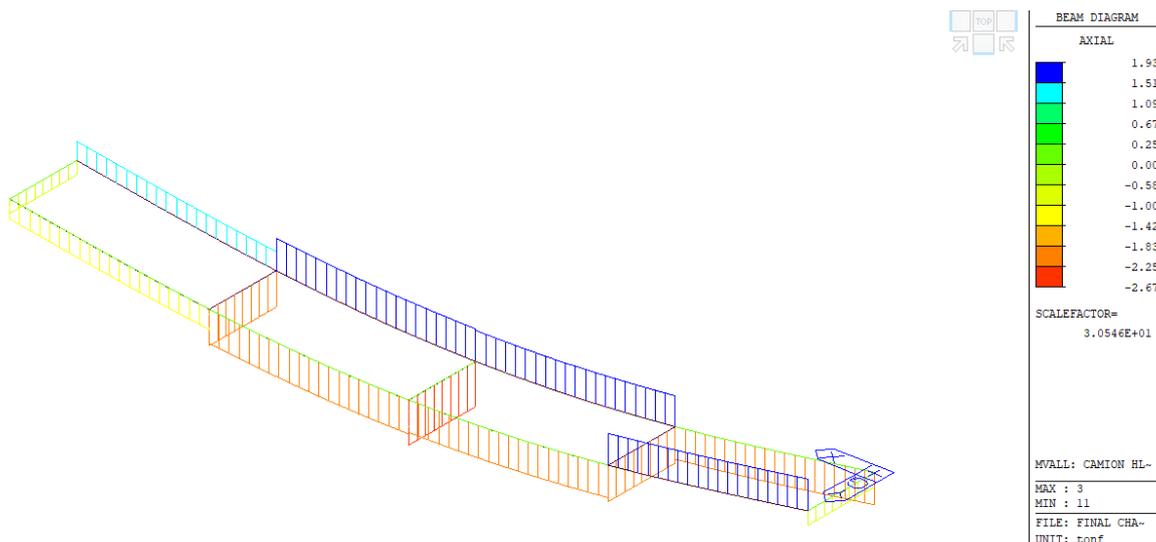


Figura 35 Fuerzas axiales debido a carga móvil (LL+IM+PL)

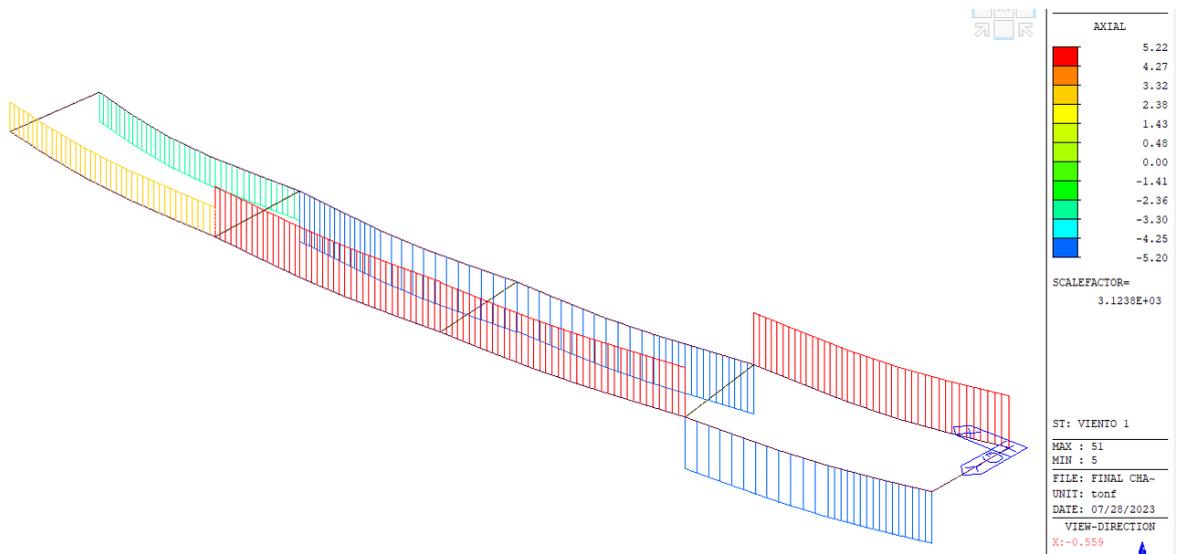


Figura 36 Fuerzas axiales debido a viento 1 sobre la estructura

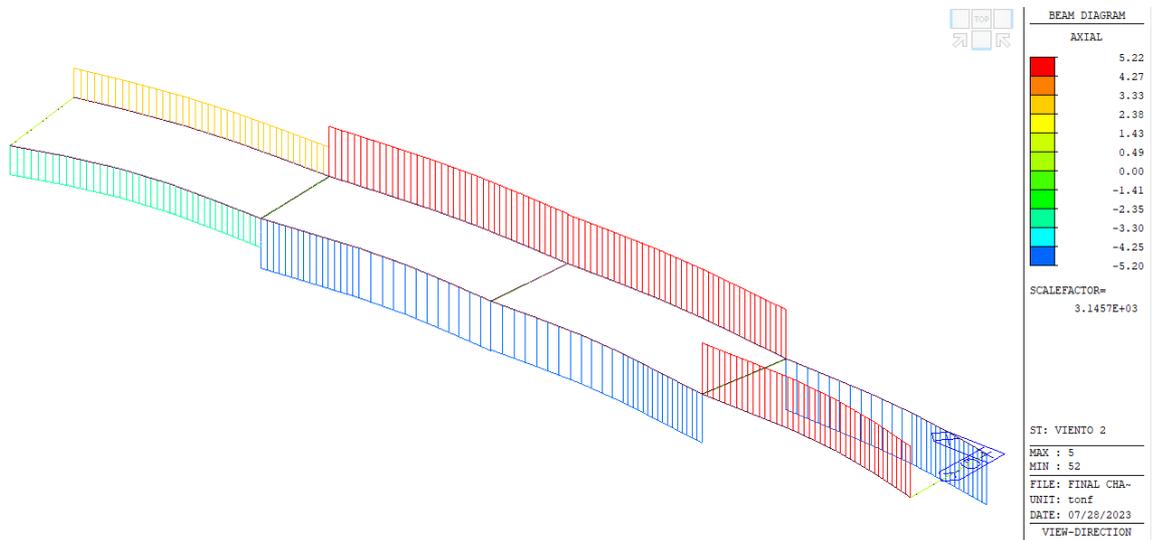


Figura 37 Fuerzas axiales debido a viento 2 sobre la estructura

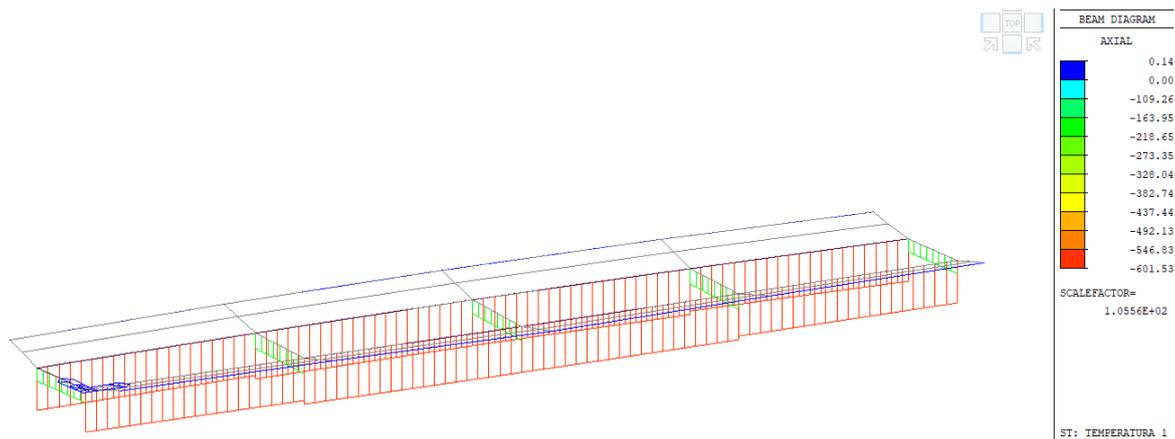


Figura 38 Fuerzas axiales debido temperatura O1

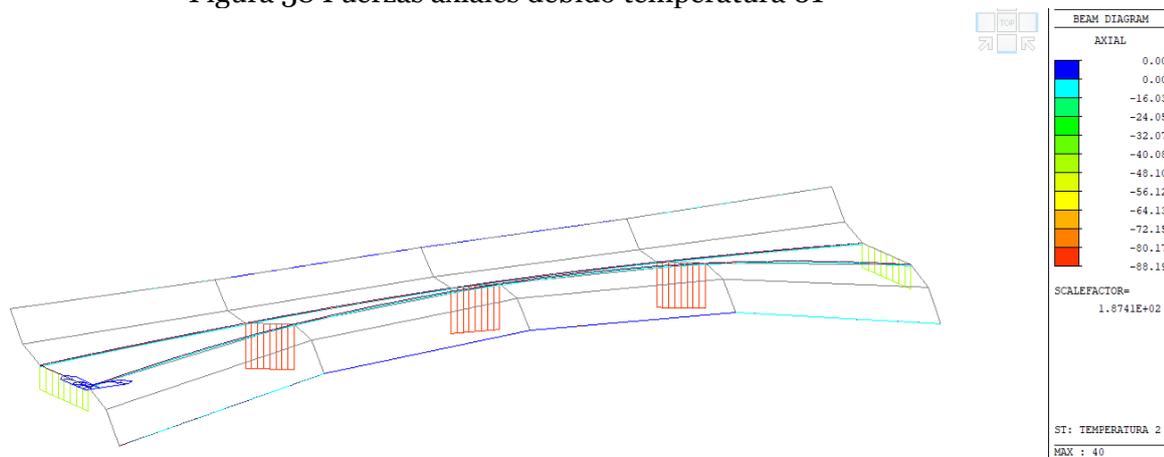


Figura 39 Fuerzas axiales debido temperatura O2

5.5.3 Fuerza cortante máximo

Se muestran los diagramas de fuerza cortantes (kN) de cada elemento estructural para cada tipo de carga.

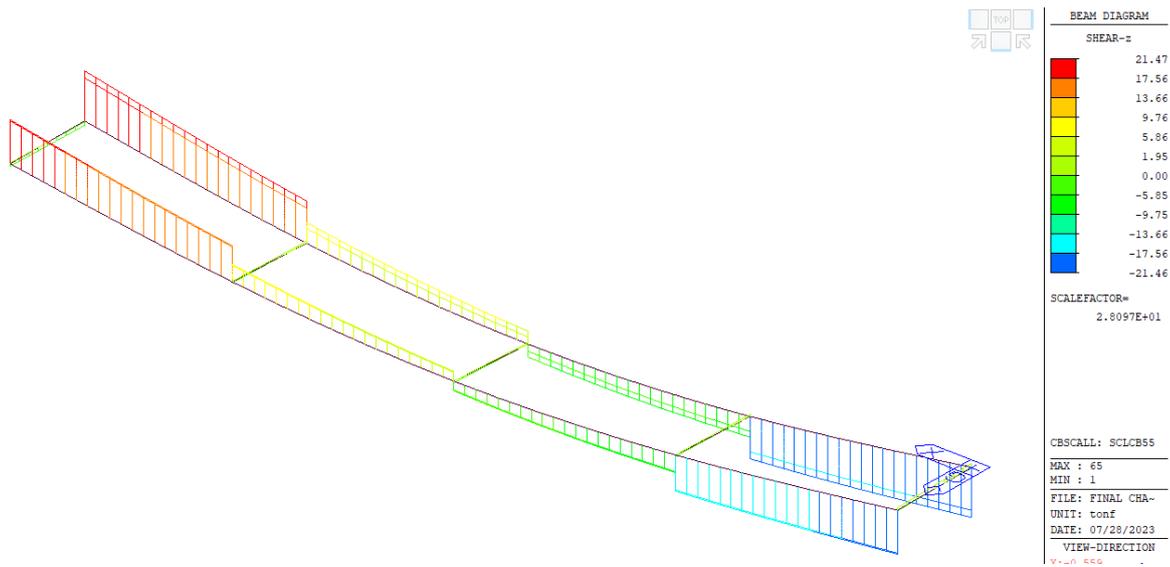


Figura 40 Fuerzas cortantes debido a carga muerta (DC)

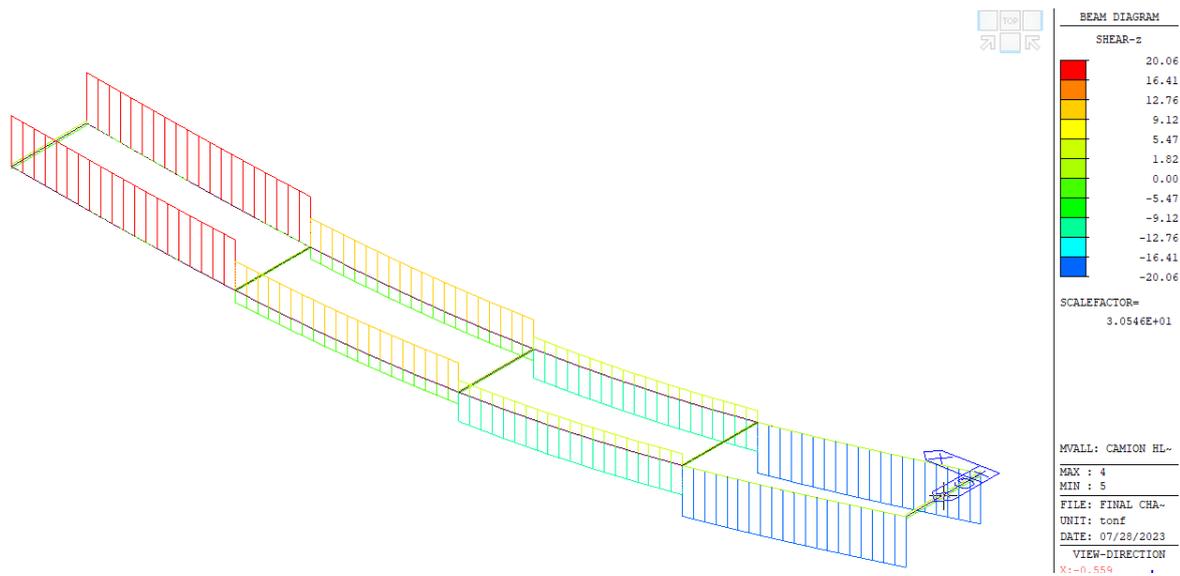


Figura 41 Fuerzas cortantes debido a carga móvil (LL+IM)

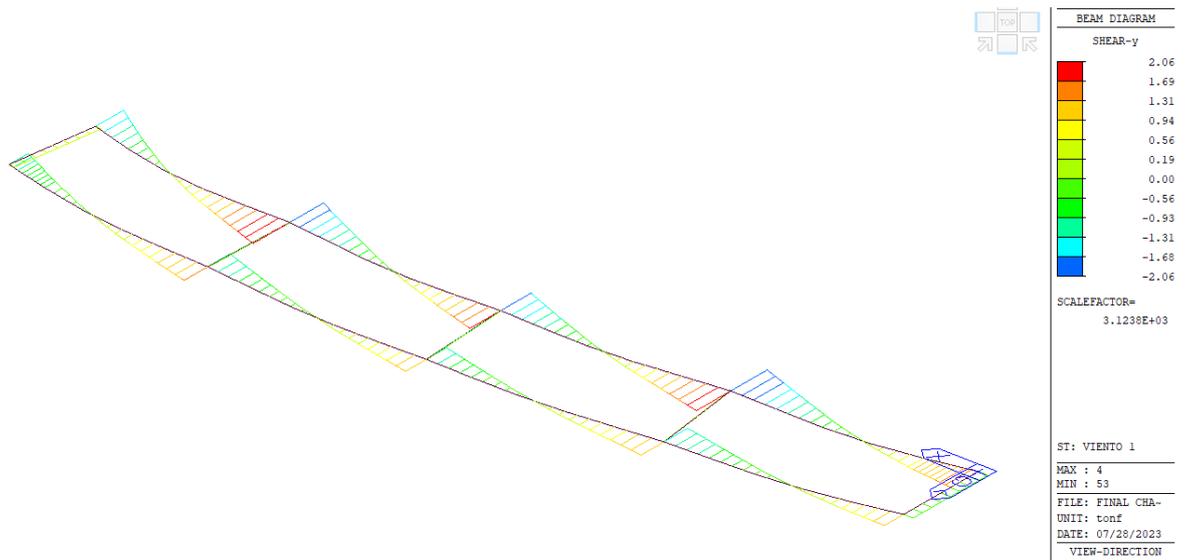


Figura 42 Fuerzas cortantes debido a viento 1 sobre la estructura

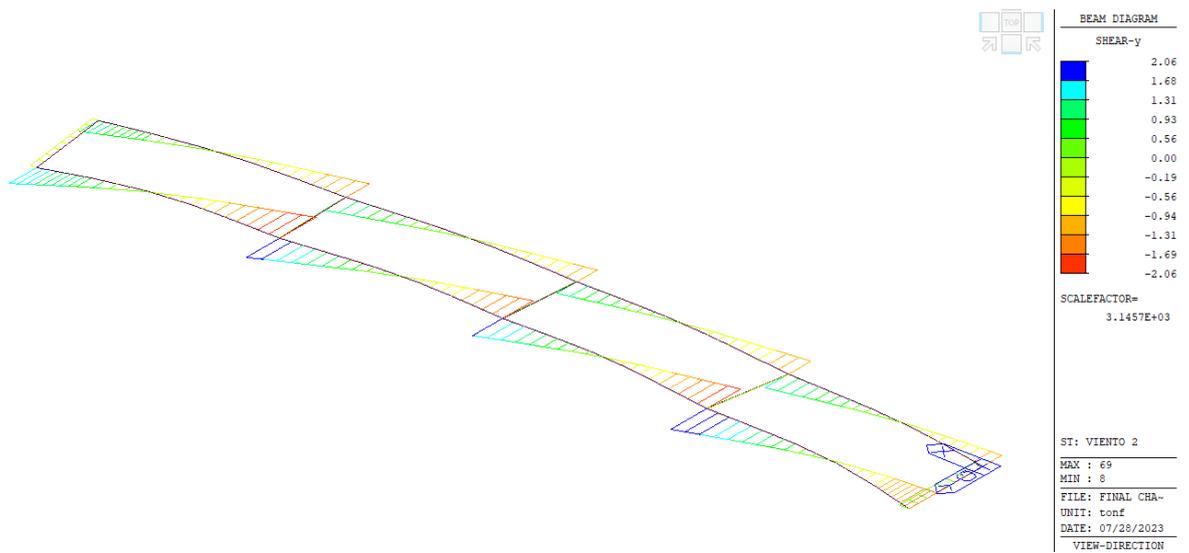


Figura 43 Fuerzas cortantes debido a viento 2 sobre la estructura

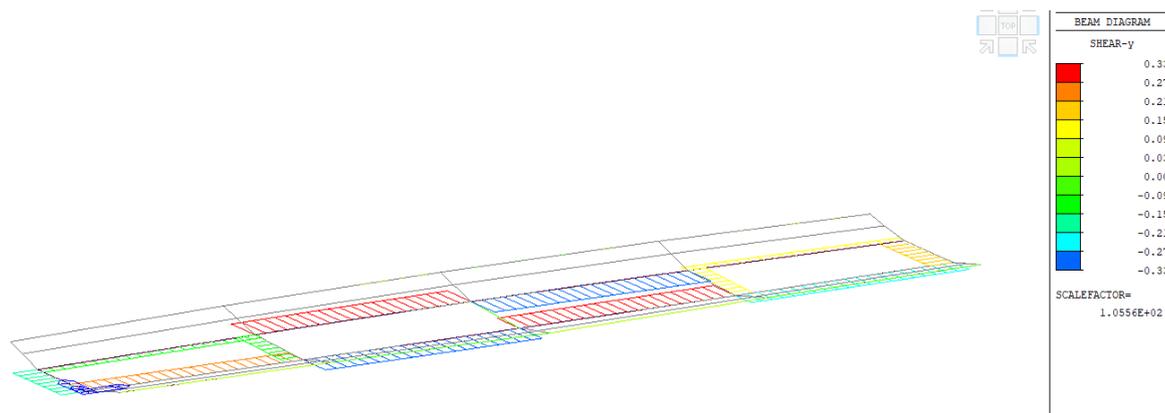


Figura 44 Fuerzas cortantes debido temperatura 01

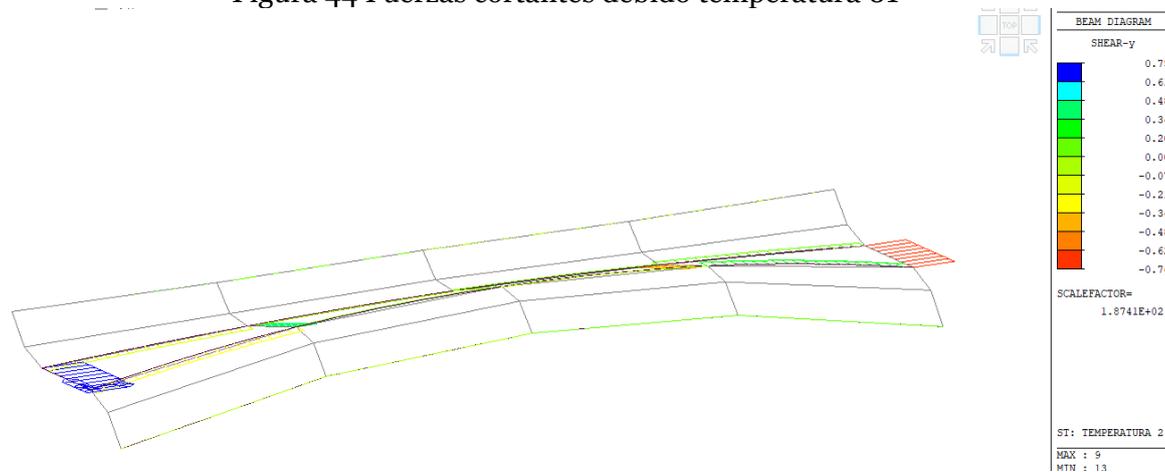


Figura 45 Fuerzas cortantes debido temperatura 02

5.5.4 Momentos flectores

Se muestran los diagramas de Momentos flectores M_y y M_z (kN.m) de cada elemento estructural para cada tipo de carga.

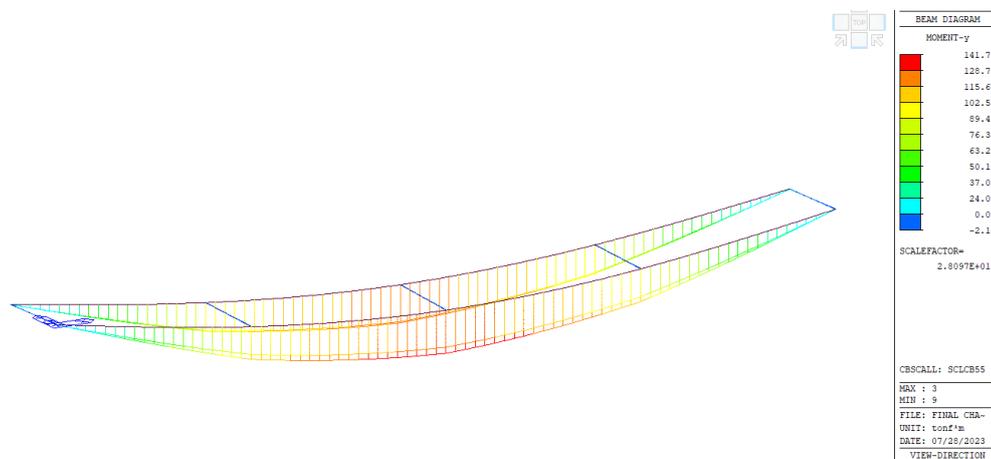


Figura 46 Momentos flectores debido a carga muerta (DC)

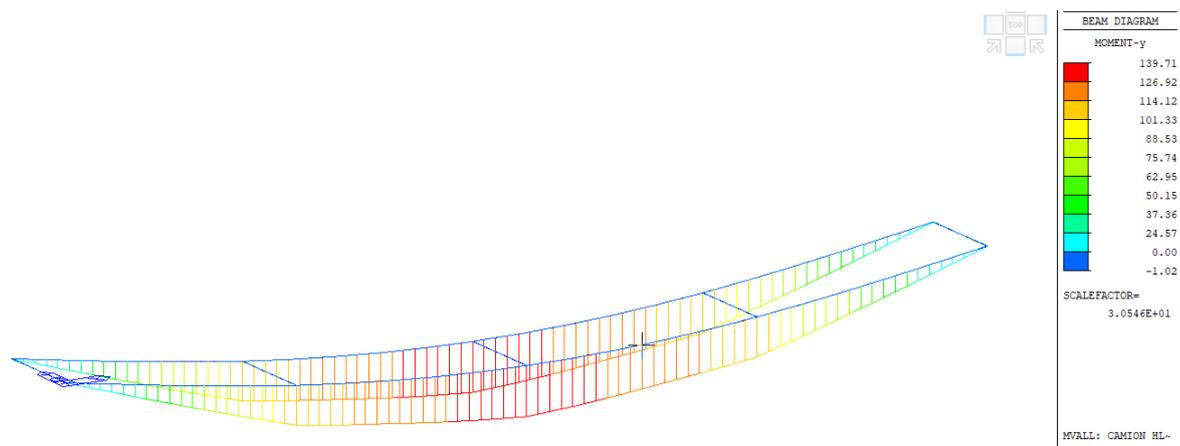


Figura 47 Momentos flectores debido a carga móvil (LL+IM)

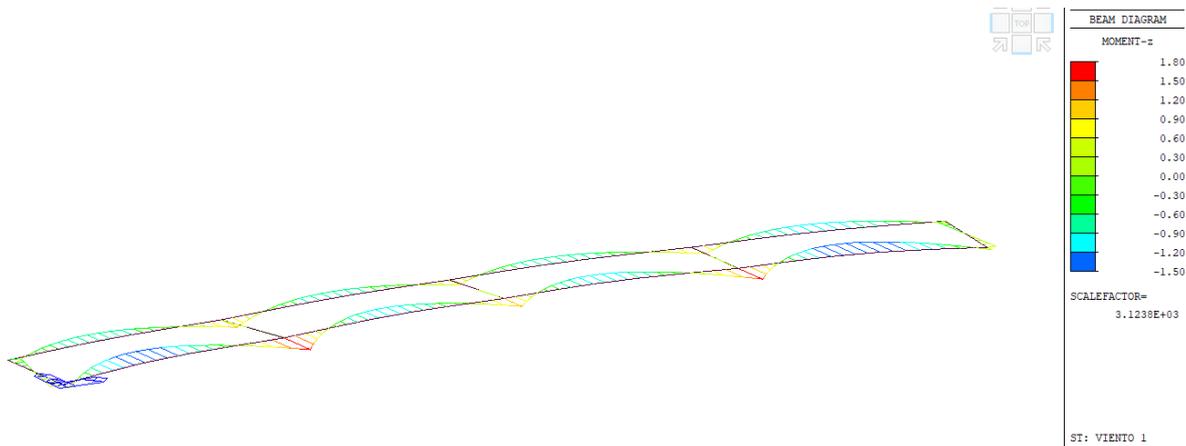


Figura 48 Momentos flectores debido a viento 1 sobre la estructura

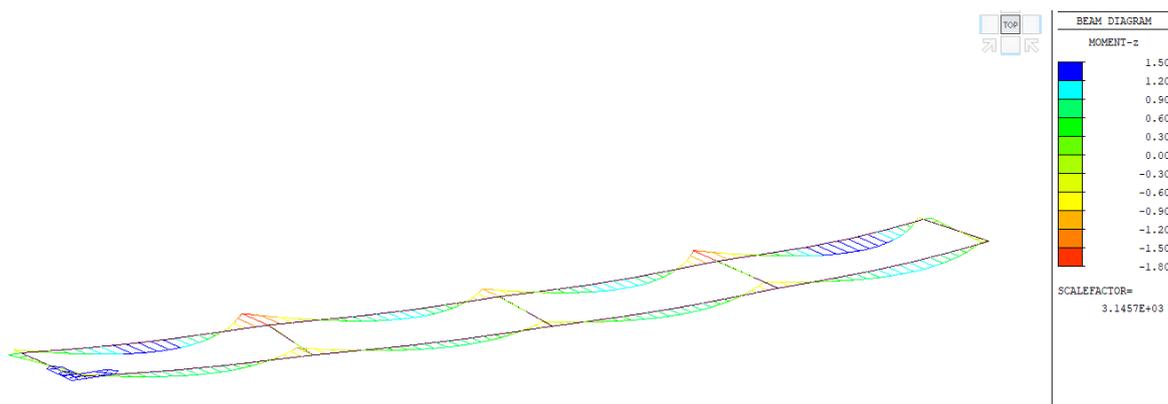


Figura 49 Momentos flectores debido a viento 2 sobre la estructura

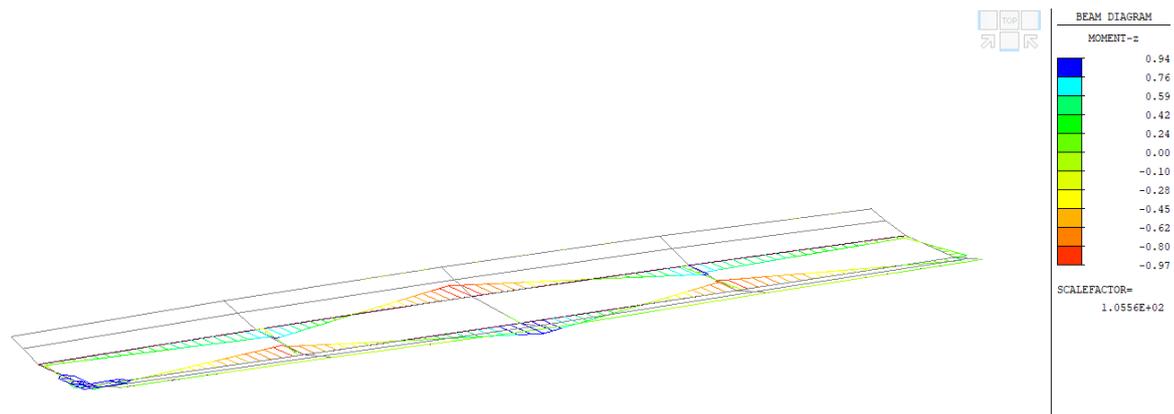


Figura 50 Momentos flectores debido temperatura 1

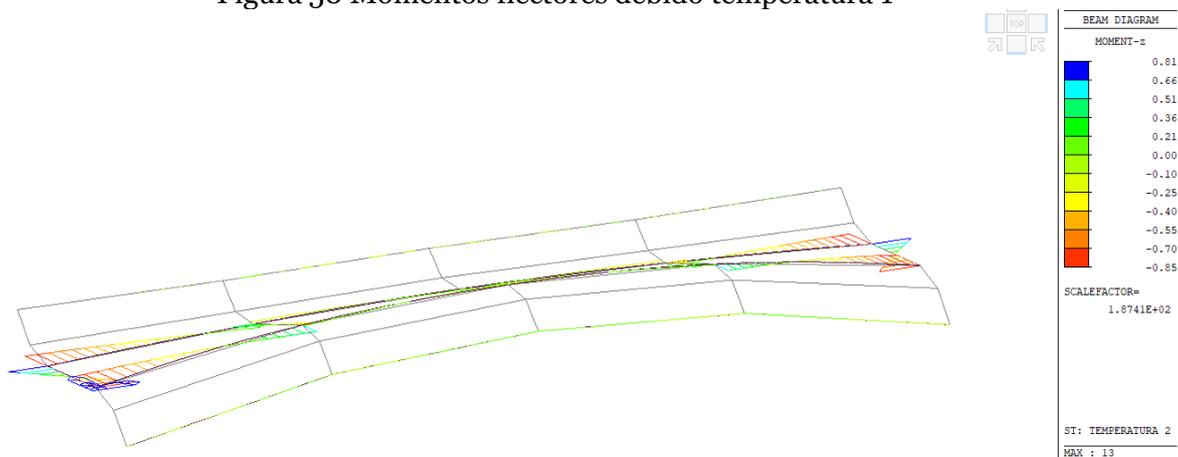
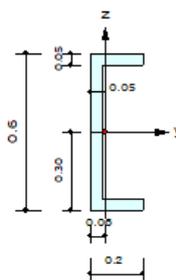
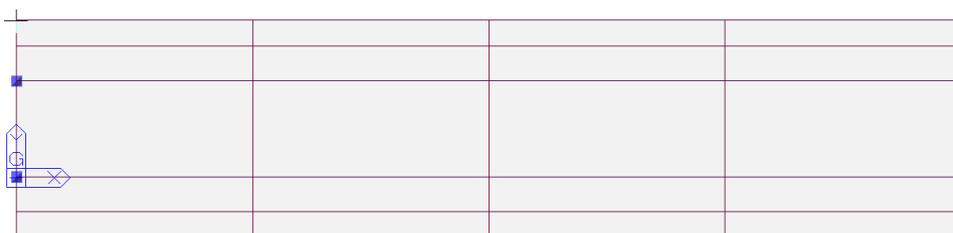


Figura 51 Momentos flectores debido temperatura 2

5.6 COMPROBACION DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS

5.6.1 Viga transversal



 MIDAS/Civil - Steel Code Checking [AASHTO-LRFD12]

Version

9.1.0

=====
 =====

*. PROJECT :

*. MEMBER NO = 13, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 3+, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 2

*. UNIT SYSTEM: tonf, m

*. SECTION PROPERTIES: Designation = VD

Shape = C - Section. (Built-up)

Depth = 0.600, Top F Width = 0.200, Bot.F Width = 0.200

Web Thick = 0.050, Top F Thick = 0.050, Bot.F Thick = 0.050

Area = 4.50000e-02, Asy = 1.33333e-02, Asz = 3.00000e-02

Ybar = 5.83333e-02, Zbar = 3.00000e-01, Qyb = 8.62500e-02, Qzb =
 1.00347e-02

Syy = 6.79167e-03, Szz = 9.48529e-04, Zyy = 8.62500e-03, Zzz =
 1.78125e-03

Iyy = 2.03750e-03, Izz = 1.34375e-04, Iyz = 0.00000e+00

ry = 2.12786e-01, rz = 5.46453e-02

J = 3.75000e-05, Cwp = 6.86059e-06

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION:

$L_y = 2.20000e+00$, $L_z = 2.20000e+00$, $L_b = 2.20000e+00$

$K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES:

$F_y = 2.53105e+04$, $E_s = 2.03890e+07$, MATERIAL NAME = A36

=====
 =====

[[[*]]] COMPUTE MOMENT MAGNIFICATION FACTORS AND
 MAGNIFIED MOMENTS.

=====
 =====

(). Factored force/moments caused by unit load case.

*.Load combination ID = 3+

Load Case	Pu	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	-4.44	-0.58	-0.58	2.97e-04	-5.59e-03
LL	0.02	0.00	3.34	1.86	0.00
DL+LL	-4.42	-0.58	2.76	1.86	-5.59e-03
OTHER CASES	-86.23	38.34	38.39	0.14	-0.07

TOTAL	-90.65	37.76	41.15	2.01	-0.08
-------	--------	-------	-------	------	-------

*.Member end moments caused by gravity load(DL+LL).

$$My1G = 0.58, My2G = 2.76$$

$$Mz1G = 5.59e-03, Mz2G = 1.86$$

(). Compute equivalent moment factor (Cmy, Cmz).

$$-. Cmy = 1.000 \text{ (User defined or default value)}$$

$$-. Cmz = 1.000 \text{ (User defined or default value)}$$

MIDAS/Civil - Steel Code Checking [AASHTO-LRFD12]	Version
9.1.0	

(). Compute moment magnification factors(B1y,B1z).

$$-. Pu = Pu(DL+LL) + Pu(WL(EL)) = 90.65 \text{ tonf.}$$

-. About major(Local-y) axis.

$$SLENy = Ky*Ly/ry = 10.34$$

$$\text{Lambda} = (SLENy/\pi)*\text{SQRT}(Fy/Es) = 0.1160$$

$$P_{ey} = (Area * F_y) / \Lambda^2 = 84712.68 \text{ tonf.}$$

$$B_{1y} = C_{my} / (1 - P_u / (0.9 * P_{ey})) = 1.00$$

-. About minor(Local-z) axis.

$$SLE_{Nz} = K_z * L_z / r_z = 40.26$$

$$\Lambda = (SLE_{Nz} / \pi) * \text{SQRT}(F_y / E_s) = 0.4515$$

$$P_{ez} = (Area * F_y) / \Lambda^2 = 5586.88 \text{ tonf.}$$

$$B_{1z} = C_{mz} / (1 - P_u / (0.9 * P_{ez})) = 1.02$$

(). Magnification factors for sidesway moments(B_{2y}, B_{2z}).

-. $B_{2y} = 1.00$ (Default value)

-. $B_{2z} = 1.00$ (Default value)

(). Given factored axial forces and moments at <I>.

Load Case	P_u	M_y	M_z
DL	-4.44	-0.58	2.97e-04
LL	0.02	0.00	1.86
DL+LL	-4.42	-0.58	1.86
OTHER CASES	-86.23	38.34	0.14
TOTAL	-90.65	37.76	2.01

(). Compute magnified moments.

$$-. M_{uy} = B_{1y} * M_y(DL+LL) + B_{2y} * M_y(OTHERS) = 37.76 \text{ tonf-m.}$$

$$-. M_{uz} = B_{1z} * M_z(DL+LL) + B_{2z} * M_z(OTHERS) = 2.04 \text{ tonf-m.}$$

=====
 =====

[[[*]]] CHECK AXIAL STRENGTH.

=====
 =====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/r).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.3]

$$-. Kl/r = 40.3 < 120.0 \text{ ---> O.K.}$$

(). Check width-thickness ratio of flange (BTR).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.2]

$$-. k_c = 4/SQRT[h/tw] = 1.265 \text{ (for Built-up Channel)}$$

MIDAS/Civil - Steel Code Checking [AASHTO-LRFD12]

Version

9.1.0

=====
 =====

$$-. kc > 0.76 \text{ ---} \rightarrow kc = 0.76$$

(). Check width-thickness ratio of flange (BTR).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.2]

$$-. kc = 0.76 \text{ (for Built-up Channel)}$$

$$-. \lambda_r = 0.64 * \sqrt{Es/(Fy/kc)} = 15.84$$

$$-. BTR = bf/tf = 4.00 < \lambda_r \text{ ---} \rightarrow \text{NON-SLENDER SECTION !}$$

(). Calculate reduction factor of unstiffened elements (Qs).

$$-. Qs = 1.0 \text{ (Unstiffened elements are not Slender.)}$$

(). Check depth-thickness ratio of web (DTR).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.2]

$$-. \lambda_r = 1.49 * \sqrt{Es/Fy} = 42.29$$

$$-. D_{web} = H - t_f1 - t_f2 - 2 * r1 = 0.50 \text{ m.}$$

$$-. DTR = D_{web}/t_w = 10.00 < \lambda_r \text{ ---} \rightarrow \text{NON-SLENDER SECTION !}$$

(). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).

$$-. Qa = 1.0 \text{ (Stiffened elements are not Slender.)}$$

(). Full reduction factor for slender section (QsQa).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.2]

$$-. Q = Q_s * Q_a = 1.000$$

$$-. P_o = Q * F_y * Area = 1138.9731 \text{ tonf.}$$

(). Calculate Flexural Buckling Resistance (P_{e_FB}).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.1]

$$\pi^2 * E$$

$$-. P_{e_FB} = \frac{\pi^2 * E * I}{(Kl/r)^2} * Area = 5586.8795 \text{ tonf.}$$

$$(Kl/r)^2$$

(). Torsional and flexural-torsional buckling resistance (P_{e_FTB})

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.1 (6.9.4.1.3-2)]

-. Singly symmetric shape where y is the axis of symmetry

$$-. G_s = 7841932.3680 \text{ tonf/m}^2.$$

$$-. K_x = 1.00 \text{ (Conservatively taken value).}$$

$$-. L = 2.200 \text{ m.}$$

$$-. r_o^2 = 0.058 \text{ m}^2/\text{m.}$$

$$-. H = 1 - (y_o^2 + z_o^2)/r_o^2 = 0.828$$

$$-. P_{ey} = \frac{\pi^2 * E_s}{(K_y * L_y / r_y)^2} * Area = 84712.6839 \text{ tonf.}$$

$$-. P_{ex} = \frac{\pi^2 * E_s * C_{wp}}{(K_x * L)^2 + G_s * J} / (r_o^2) = 9942.9309 \text{ tonf.}$$

$$-. P_{e_FTB} = \frac{(P_{ey} + P_{ex})}{(2 * H)} * [1 - \sqrt{1 - \frac{4 * P_{ey} * P_{ex} * H}{(P_{ey} + P_{ex})^2}}]$$

$$= 9726.3985 \text{ tonf.}$$

(). Elastic Critical Buckling Resistance (Pe).

$$-. Pe = \min[Pe_FB, Pe_FTB] = 5586.8795 \text{ tonf.}$$

(). Calculate axial compressive strength (phiPn).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.4.1.1]

$$-. \phi = 0.90$$

MIDAS/Civil - Steel Code Checking [AASHTO-LRFD12]

Version

9.1.0

=====

=====

$$-. Pe/Po = 4.91 \geq 0.44$$

$$-. Pn = [0.658^{(Po/Pe)}] * Po = 1045.82 \text{ tonf.}$$

$$-. \phi Pn = \phi * Pn = 941.24 \text{ tonf.}$$

(). Check ratio of axial strength (Pu/phiPn).

$$Pu \quad 90.65$$

$$-. \frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{90.65}{941.24} = 0.10 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$\phi Pn \quad 941.24$$

=====

=====

[[[*]]] CHECK FLEXURAL STRENGTH ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure.

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{Lambda}_p = 0.38 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 10.79$$

$$-. \text{Lambda}_r = 1.00 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 28.38$$

(). Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure.

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{Lambda}_p = 3.76 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 106.72$$

$$-. \text{Lambda}_r = 5.70 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 161.78$$

(). Check width-thickness ratio of flange (BTR).

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{BTR} = 4.00 < \text{Lambda}_p = 10.79 \text{ ---} > \text{COMPACT.}$$

(). Check width-thickness ratio of web (DTR).

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{DTR} = 10.00 < \text{Lambda}_p = 106.72 \text{ ---} > \text{COMPACT.}$$

(). Calculate bending coefficient (Cb).

[AASHTO-LRFD12 Specification A6.3.3]

-. $C_b = 1.000$ (User defined or default value)

[*] Check Yielding (Y).

(). Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y).

[AISC(13th) Specification F2.1 (F2-1)]

-. $M_n.Y = M_p = F_y * Z_{yy} = 218.30$ tonf-m.

[*] Check Lateral-Torsional Buckling (LTB).

(). Compute limiting laterally unbraced length for the limit state of yielding
(L_p).

[AISC(13th) Specification F2.2 (F2-5)]

-. $L_p = 1.76 * r_z * \text{SQRT}[E_s / F_y] = 2.73$ m.

(). Calculate nominal flexural strength for Lateral-torsional buckling (LTB).

-. $L_b < L_p$ ---> Lateral-torsional buckling is not applied.

9.1.0

=====
=====

[*] Check Final Flexural Strength.

(). Compute flexural strength about major axis (phiMny).

-. Mny = Mn.Y = 218.30 tonf-m.

-. Resistance factor for flexure : phi = 1.00

-. phiMny = phi*Mny = 218.30 tonf-m.

(). Check ratio of flexural strength (Muy/phiMny).

Muy 37.76

-. ----- = ----- = 0.173 < 1.000 ---> O.K.

phiMny 218.30

=====
=====

[[[*]]] CHECK FLEXURAL STRENGTH ABOUT MINOR AXIS.

=====
=====

(). Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure.

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{Lambda}_p = 0.38 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 10.79$$

$$-. \text{Lambda}_r = 1.00 * \text{SQRT}[\text{Es}/\text{Fy}] = 28.38$$

(). Check width-thickness ratio of flange (BTR).

[AISC(13th) Specification B4. <Table B4.1>]

$$-. \text{BTR} = 4.00 < \text{Lambda}_p = 10.79 \text{ ---> COMPACT.}$$

[*] Check Yielding (Y).

(). Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y).

[AISC(13th) Specification F6.1 (F6-1)]

$$-. \text{Mn.Y} = \text{Mp} = \text{MIN}[\text{Fy} * \text{Zzz}, 1.6 * \text{Fy} * \text{Szz}] = 38.41 \text{ tonf-m.}$$

[*] Check Flange Local Buckling (FLB).

(). Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB).

-. COMPACT flange ---> the limit state of flange local buckling is not applied.

 [*] Check Final Flexural Strength.

(). Compute flexural strength about minor axis (ϕM_{nz}).

-. $M_{nz} = M_{n.Y} = 38.41 \text{ tonf-m.}$

-. Resistance factor for flexure : $\phi = 1.00$

-. $\phi M_{nz} = \phi * M_{nz} = 38.41 \text{ tonf-m.}$

 MIDAS/Civil - Steel Code Checking [AASHTO-LRFD12] Version
 9.1.0

=====
 (). Check ratio of flexural strength ($M_{uz}/\phi M_{nz}$).

$M_{uz} \quad 2.04$

-. $\frac{M_{uz}}{\phi M_{nz}} = \frac{2.04}{38.41} = 0.053 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

$\phi M_{nz} \quad 38.41$

=====
 =====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED STRENGTH.

=====

=====

(). Check interaction ratio of combined strength.

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.9.2.2]

-. $P_u/\phi P_n < 0.20$ ---> Formula(6.9.2.2-2)

$$P_u \quad [\quad M_{uy} \quad M_{uz} \quad]$$

$$-. \text{ComRat} = \text{-----} + [\text{-----} + \text{-----}]$$

$$2*\phi P_n \quad [\quad \phi M_{ny} \quad \phi M_{nz} \quad]$$

$$= 0.048 + [0.173 + 0.053]$$

$$= 0.274 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

=====

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR STRENGTH.

=====

=====

(). Calculate nominal shear strength in local-y direction (V_{ny}).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.10.9.2]

-. Resistance factor for shear : $\phi = 1.00$

$$-. C = 1.00$$

$$-. V_p = 0.58 * F_{yw} * A_{sy} = 195.73 \text{ tonf.}$$

$$-. V_{ny} = C * V_p = 195.73 \text{ tonf.}$$

(). Check ratio of shear strength ($V_u / \phi V_n$).

$$(LCB = 3+, POS = J)$$

$$-. \text{ Applied shear force : } V_{uy} = 1.79 \text{ tonf.}$$

$$V_{uy} \quad 1.79$$

$$-. \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} = \frac{1.79}{195.73} = 0.009 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$\phi V_{ny} \quad 195.73$$

(). Calculate nominal shear strength in local-z direction (V_{nz}).

[AASHTO-LRFD12 Specification 6.10.9.2]

$$-. \text{ Resistance factor for shear : } \phi = 1.00$$

$$-. C = 1.00$$

$$-. V_p = 0.58 * F_{yw} * A_{sz} = 440.40 \text{ tonf.}$$

$$-. V_{nz} = C * V_p = 440.40 \text{ tonf.}$$

(). Check ratio of shear strength ($V_u / \phi V_n$).

$$(LCB = 3-, POS = I)$$

$$-. \text{ Applied shear force : } V_{uz} = 3.73 \text{ tonf.}$$

$$V_{uz} \quad 3.73$$

$$-. \frac{V_{uz}}{\phi V_{nz}} = \frac{3.73}{440.40} = 0.008 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$\phi V_{nz} \quad 440.40$$

5.6.2 Comprobación de la Viga principal - sección compuesta

Code	AASHTO-LRFD 2017				
Element	5				
Position	I				
Moment Type	Beam				

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

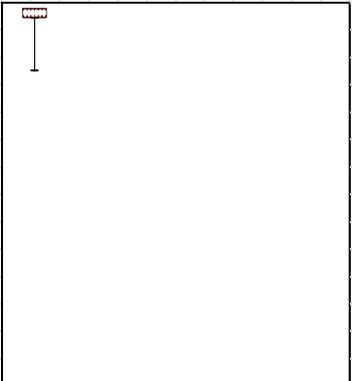
1) Slab Properties

$B_s = 1000.000$ mm
 $t_s = 200.000$ mm
 $t_h = 10.000$ mm
 $f'_c = 31.026$ MPa
 $E_c = 26649.638$ MPa
 $A_r = 1806.448$ mm²
 $F_{yr} = 413.686$ MPa

2) Girder Properties

[Section]

$b_{fc} = 300.000$ mm $b_{ft} = 300.000$ mm
 $t_{fc} = 10.000$ mm $t_{ft} = 10.000$ mm
 $D = 1180.000$ mm $t_w = 10.000$ mm
 $H = 1200.000$ mm



Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$F_{yc} = 248.211$ MPa (Compression Flange Yield Strength)
 $F_{yw} = 248.211$ MPa (Web Yield Strength)
 $F_{yt} = 248.211$ MPa (Tension Flange Yield Strength)
 $E_s = 199948.024$ MPa (Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333
d_{Top} (mm)	600.000	d_{Bot} (mm)	600.000		
S_{Top} (mm ³)	5822322.222	S_{Bot} (mm ³)	5822322.222		
S_L (mm ³)	300655.556	S_R (mm ³)	300655.556		
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁵)	1.593012E+13
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁵)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section

($E_s/E_c = 3n$ (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term eff

$A_{(3n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(3n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(3n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(3n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(3n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(3n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(3n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(3n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(3n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(3n)}$ (mm ⁵)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : MY-MAX

Component		M _{lx} (kN-m)				V _{lx} (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	long-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	7.706	10.559	18.265	-511.887	6.085

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-0.158	-0.216	-0.374
	Bot	0.000	0.892	1.222	2.114

Component		M _{lyz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	-0.665	11.205	10.540

Component		f _l (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	-0.044	0.742	0.698
		R	0.000	0.044	-0.742	-0.698
	B	L	0.000	-0.044	0.742	0.698
		R	0.000	0.044	-0.742	-0.698

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	ong-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _{lx} (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{lyz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _l (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	ong-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions						
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)						
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)						
$\frac{b_f}{2t_f}$	=	15.000	>	12 NG	
b_f	=	300.000	≥	D/6 = 196.667 OK	
t_f	=	10.000	>	1.1t_w = 11.000 NG	
I_{yc}	=	$\frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12}$	=	#####		
I_{yt}	=	$\frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12}$	=	#####		
0.1	≤	$\frac{I_{yc}}{I_{yt}}$	=	1.000	≤ 10.0 OK
3) Flexural Strength Limit State in positive flexure						
- Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)						
$\min (F_{yc}, F_{yt})$	=	248.211 MPa	≤	485.000 MPa OK	
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w}$	=	0.000	≤	$3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}}$	= 106.717 OK
in which :						
D_{cp}	=	0.000 mm	(Reinforcement under compression is conservatively neglected)			
∴ Compact section.						
- Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)						
R_h	=	1.000	(homogeneous section)			
- Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)						
① Plastic Forces						
- Plastic Forces						
P_{rt}	=	$F_{yt} A_{rt}$	=	0.000 kN		
P_{rb}	=	$F_{yt} A_{rb}$	=	0.000 kN		
P_t	=	$b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt}$	=	744.634 kN		
P_w	=	$D \cdot t_w \cdot F_{yw}$	=	2928.894 kN		
P_c	=	$b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc}$	=	744.634 kN		
P_s	=	$0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s$	=	5274.491 kN		
- Distance from the plastic neutral axis						
d_{rt}	=	150.496 mm	(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)			
d_{rb}	=	6.169 mm	(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)			
d_t	=	1227.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)			
d_w	=	632.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)			
d_c	=	37.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)			
d_s	=	67.529 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)			
② Plastic moment						
- Check the case of the plastic neutral axis						
C_{rt}	=	17.034 mm				
$P_t + P_w + P_c + P_s$	=	4418.162 kN	≥	$(\frac{C_{rt}}{t_s}) \cdot P_s + P_{rt}$	= 449.217 kN OK
∴ PNA Above Prb and Below Prt in Concrete Deck						
- Distance of the plastic neutral axis						
Y	=	$t_s \cdot (\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s})$	=	167.529 mm		
- Plastic Moment						
M_p	=	$\frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s} + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t$	=	3164.443 kN-m		

• Yield Moment (M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)	
① Yield Moment of Top Flange	
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(n)}} = \frac{\text{#####}}{\text{#####}} + \frac{\text{#####}}{\text{#####}} + \frac{M_{AD}}{\text{#####}} = 248.211 \text{ MPa}$	
$M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
② Yield Moment of Bottom Flange	
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{\text{#####}}{\text{#####}} + \frac{\text{#####}}{\text{#####}} + \frac{M_{AD}}{\text{#####}} = 248.211 \text{ MPa}$	
$M_{AI} = 2.137E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
in which :	
S :	noncomposite section modulus (mm^3)
S_{3n} :	long-term composite section modulus (mm^3)
S_n :	short-term composite section modulus (mm^3)
M_D :	moment of noncomposite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
M_D :	moment of long-term composite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
M_{AI} :	additional yield moment of short-term composite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)	
Because of discretely braced tension flange.	
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.698 \text{ MPa}$	
Because of torsional warping	
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$	
in which :	
M_b :	Bi-moment
I_w :	Warping constant
w :	Warping function at stress point
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.698 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$	
• Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)	
i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span	
$M_{n1} = 1.3 R_n \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
ii. Nominal Flexural Resistance by D_p	
$D_p > 0.1D_t$ therefore,	
$M_{n2} = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$\therefore M_n = \min (M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
• Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)	
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 20.274 \leq \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{..... OK}$	
in which :	
$M_{uy} = 18.265 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$S_{xt} = 8641572.522 \text{ mm}^3 (= M_{yt}/F_{yt})$	
$\Phi_f = 1.000$	
• Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)	
$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm} \quad \text{..... OK}$	
in which :	
$D_p = 167.529 \text{ mm}$ (distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment)	
$D_t = 1400.000 \text{ mm}$ (total depth of the composite section)	

III. Design Condition (Negative Flexure)																														
1. Section Properties																														
1) Slab Properties																														
B_s	=	1000.000 mm																												
t_s	=	200.000 mm																												
t_h	=	10.000 mm																												
f_{ck}	=	31.026 MPa																												
E_c	=	26649.638 MPa																												
A_r	=	1806.448 mm ²																												
F_{yt}	=	413.686 MPa																												
2) Girder Properties																														
[Section]																														
b_{fc}	=	300.000 mm	b_{ft}	=	300.000 mm																									
t_{fc}	=	10.000 mm	t_{ft}	=	10.000 mm																									
D	=	1180.000 mm	t_w	=	10.000 mm																									
H	=	1200.000 mm																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Material</th> <th>Thick(mm)</th> <th>f_y(MPa)</th> <th>f_u(MPa)</th> <th>Note</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Compression Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tension Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>							Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note	Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Web	A36	10.000	248.211	399.896	
Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note																									
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896																										
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896																										
Web	A36	10.000	248.211	399.896																										
[Design Strength]																														
F_{yc}	=	248.211 MPa	(Compression Flange Yield Strength)																											
F_{yw}	=	248.211 MPa	(Web Yield Strength)																											
F_{yt}	=	248.211 MPa	(Tension Flange Yield Strength)																											
E_s	=	199948.024 MPa	(Elastic Modulus of Steel)																											
3) Transverse Stiffener Properties																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Type</th> <th>F_y(MPa)</th> <th>H(mm)</th> <th>B(mm)</th> <th>t_w(mm)</th> <th>t_f(mm)</th> <th>d_o(mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Web</td> <td>1Side</td> <td>248.211</td> <td>145.000</td> <td>5.000</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>1800.000</td> </tr> </tbody> </table>							Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)	Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000								
Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)																							
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000																							
2. Elastic Section Properties																														
1) Steel Section																														
A (mm ²)		17800.000	I_y (mm ⁴)	349339333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333																								
d_{top} (mm)		600.000	d_{bot} (mm)	600.000																										
S_{top} (mm ³)		5822322.222	S_{bot} (mm ³)	5822322.222																										
S_x (mm ³)		300655.556	S_y (mm ³)	300655.556																										
w_1 (mm ²)		88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13																								
w_3 (mm ²)		88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890																										
2) Short-term Composite Section																														
$A_{(n)}$ (mm ²)		44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																								
$d_{top(n)}$ (mm)		180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726																										
$S_{top(n)}$ (mm ³)		48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																										
$S_{L(n)}$ (mm ³)		15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621																										
$w_{1(n)}$ (mm ²)		6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	I_{wn} (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(n)}$ (mm ²)		189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																										
3) Long-term Composite Section																														
(Es/Ec = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term eff																														
$A_{(n)}$ (mm ²)		44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																								
$d_{top(n)}$ (mm)		180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726																										
$S_{top(n)}$ (mm ³)		48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																										
$S_{L(n)}$ (mm ³)		15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621																										
$w_{1(n)}$ (mm ²)		6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	I_{wn} (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(n)}$ (mm ²)		189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																										
4) Short-term Composite Section(Long. Reinforcement)																														
$A_{(R)}$ (mm ²)		19606.448	$I_{y(R)}$ (mm ⁴)	4318776104.100	$I_{z(R)}$ (mm ⁴)	224578177.776																								
$d_{top(R)}$ (mm)		535.078	$d_{bot(R)}$ (mm)	664.922																										
$S_{top(R)}$ (mm ³)		8071297.909	$S_{bot(R)}$ (mm ³)	6495164.611																										
$S_{L(R)}$ (mm ³)		1494642.521	$S_{R(R)}$ (mm ³)	1499741.866																										
$w_{1(R)}$ (mm ²)		6090.132	$w_{2(R)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(R)}$ (mm ²)		189362.212	$w_{4(R)}$ (mm ²)	-189361.281																										
5) Long-term Composite Section(Long. Reinforcement/3)																														
$A_{(R3)}$ (mm ²)		18402.149	$I_{y(R3)}$ (mm ⁴)	3786280022.005	$I_{z(R3)}$ (mm ⁴)	104921250.316																								
$d_{top(R3)}$ (mm)		576.943	$d_{bot(R3)}$ (mm)	623.057																										
$S_{top(R3)}$ (mm ³)		6562656.577	$S_{bot(R3)}$ (mm ³)	6076941.882																										
$S_{L(R3)}$ (mm ³)		699052.211	$S_{R(R3)}$ (mm ³)	699898.305																										
$w_{1(R3)}$ (mm ²)		6090.132	$w_{2(R3)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R3)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(R3)}$ (mm ²)		189362.212	$w_{4(R3)}$ (mm ²)	-189361.281																										

2) Cross-section Proportions			
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)			
$\frac{D}{t_w} =$	118.000	\leq	150 OK
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)			
$\frac{b_f}{2t_f} =$	15.000	$>$	12 NG
$b_f =$	300.000	\geq	$D/6 = 196.667$ OK
$t_f =$	10.000	$>$	$1.1t_w = 11.000$ NG
$I_{yc} = \frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12} =$	22500000.000 mm ⁴		
$I_{yt} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} =$	22500000.000 mm ⁴		
$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} =$	1.000	\leq	10.0 OK
③ Minimum Negative Flexure Concrete Deck Reinforcement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.7)			
$A_{rs} =$	1806.448 mm ²	$<$	$0.01A_{deck} = 2000.000$ mm ² NG
in which :			
$A_{de} =$	200000.000 mm ²		
3) Flexural Strength Limit State in negative flexure			
· Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2.3)			
$\rho_n (F_{yc}, F_{yt}) =$	248.211	\leq	485.000 MPa OK
$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} =$	1.00	\geq	0.3 OK
$\frac{2 D_c}{t_w} =$	130.984	\leq	$5.7 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 161.779$ OK
in which :			
$I_{yc} =$	22500000.000 mm ⁴		
$I_{yt} =$	22500000.000 mm ⁴		
$D_c =$	654.922 mm		
∴ Compact or Noncompact section.			
· Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)			
$R_h =$	1.000 (homogeneous section)		
· Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)			
① Plastic Forces			
- Plastic Forces			
$P_{rt} = F_{yt} A_{rt} =$	373.651 kN		
$P_{rb} = F_{yt} A_{rb} =$	373.651 kN		
$P_t = b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt} =$	744.634 kN		
$P_w = D \cdot t_w \cdot F_{yw} =$	2928.894 kN		
$P_c = b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc} =$	744.634 kN		
- Distance from the plastic neutral axis			
$d_{rt} =$	632.429 mm	(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)	
$d_{rb} =$	475.764 mm	(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)	
$d_t =$	444.463 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)	
$d_w =$	150.537 mm	(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)	
$d_c =$	745.537 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)	
② Plastic moment			
- Check the case of the plastic neutral axis			
$P_c + P_w =$	3673.528 kN	\geq	$P_t + P_{rb} + f = 1491.935$ kN OK
∴ PNA in Web			
- Distance of the plastic neutral axis			
$Y = \frac{D}{2} \cdot \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right) =$	439.463 mm		
- Plastic Moment			
$M_p = \frac{P_w}{2D} \cdot [Y^2 + (D - Y)^2] + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_{rb} \cdot d_{rb} + P_t \cdot d_t + P_c \cdot d_c] =$	2220.464 kN·m		

• Yield Moment(M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)						
① Yield Moment of Top Flange						
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(R)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(R)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{7.706E+06}{6.563E+06} + \frac{M_{AD}}{8.071E+06} = 248.211 \text{ MPa}$						
$M_{AD} = 2.013E+03 \text{ kN-m}$						
$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.005E+03 \text{ kN-m}$						
② Yield Moment of Bottom Flange						
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(R)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(R)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{7.706E+06}{6.077E+06} + \frac{M_{AD}}{6.495E+06} = 248.211 \text{ MPa}$						
$M_{AD} = 1.620E+03 \text{ kN-m}$						
$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.613E+03 \text{ kN-m}$						
③ Yield Moment of Longitudinal Reinforcement						
$F_y = \frac{M_{D2}}{S_{LR}} + \frac{M_{AD}}{S_{LR}} = \frac{7.706E+06}{5.456E+06} + \frac{M_{AD}}{6.623E+06} = 413.686$						
$M_{AD} = 2.749E+03 \text{ kN-m}$						
$M_{yR} = M_{D2} + M_{AD} = 2.741E+03 \text{ kN-m}$						
$\therefore M_y = \min(M_{yTop}, M_{yBot}) = 1.613E+03 \text{ kN-m}$						
in which :						
S : noncomposite section modulus (mm^3)						
S_n : short-term composite section modulus (mm^3)						
M_D : moment of noncomposite section (kN-m)						
M_{AD} : additional yield moment of short-term composite section (kN-m)						
• Web Load-Shedding Factor, R_b (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.2)						
$\frac{2 D_c}{t_w} = 130.984 \leq \lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{f_{yc}}} = 161.779$						
in which :						
$f_{yc} = 248.211 \text{ ksi}$ (specified minimum yield strength of a compression flange)						
$R_b = 1.000$						
• Limiting Unbraced Length, L_p (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)						
$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 1870.016 \text{ mm}$						
in which :						
$r_t = \text{effective radius of gyration for lateral torsional buckling}$						
$= \sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right)} = 65.887 \text{ mm}$						
• Moment Gradient Modifier, C_b (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)						
Calculation of Stress C6.4.10						
$f_0 = -27.489 \text{ MPa}$						
$f_2 = 0.516 \text{ MPa}$						
$f_{mid} = -47.273 \text{ MPa}$						
$f_1 = \max(2f_{mid}-f_2, f_0) = -27.489 \text{ MPa}$						
For $f_{mid}/f_2 > 1.0$						
$C_b = 1.000$						
• Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)						
i. Because of discretely braced flange.						
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -9.732 \text{ MPa}$						
Because of torsional warping						
$f_{lw} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$						
in which :						
M_b : Bi-moment						
I_w : Warping constant						
w : Warping function at stress point						
ii. Check L_b						
$L_b = 5200.000 \text{ mm}$						
$L_b' = \min \left(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{f_{bu}/F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{M_u/M_{yc}}} \right) = \min(94668.249, 75197.172) = 75197.172 \text{ mm}$						

$L_b \leq L_b'$										
$f_t =$			-9.732 MPa							
$f_t = f_{tb} + f_{tw} =$			-9.732	\leq		$0.6F_{yf} =$		148.927 MPa OK	
• Web Plastification Factor, R_{pc} and R_{pt} (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.2)										
$\lambda_{pw(Dcp)} =$		$\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$						66.459	$\leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) =$	182.928
			$\left(0.54 \frac{M_p}{R_h \cdot M_y} - 0.09\right)^2$							
in which :										
$R_h =$			1.000							
$\lambda_{rw} =$		$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$						161.779		
$D_{cp} =$			740.537 mm							
$D_c =$			654.922 mm							
$\therefore \lambda_{pw(Dcp)} =$			66.459							
$\frac{2 D_{cp}}{t_w} =$			148.107	$>$	$\lambda_{pw(Dcp)}$	therefore,		Noncompact Web Section		
$\lambda_{pw(Dc)} =$		$\lambda_{pw(Dcp)} \left(\frac{D_c}{D_{cp}}\right) =$	58.775	\leq	λ_{rw}					
$\therefore \lambda_{pw(Dc)} =$			58.775							
$\lambda_w =$		$\frac{2 D_c}{t_w} =$	130.984							
$R_{pc} =$		$\left[1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot M_{yc}}{M_p}\right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(Dc)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(Dc)}}\right)\right] \frac{M_p}{M_{yc}} =$	1.113	\leq	$\frac{M_p}{M_{yc}} =$	1.377				
$\therefore R_{pc} =$			1.113							
$R_{pt} =$		$\left[1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot M_{yt}}{M_p}\right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(Dc)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(Dc)}}\right)\right] \frac{M_p}{M_{yt}} =$	1.032	\leq	$\frac{M_p}{M_{yt}} =$	1.107				
$\therefore R_{pt} =$			1.032							
• Flexural Resistance in Continuously Braced Tension Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.4)										
$M_u =$		1.436	\leq	$\Phi_f \cdot R_{pt} \cdot M_{yt} =$	2069.528 kN-m				 OK
in which :										
$\Phi_f =$			1.000							
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2018, C6.3.2)										
$\lambda_f =$		$\frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} =$	15.000							
$\lambda_{pf} =$		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} =$	10.785							
$\lambda_f > \lambda_{pf}$ therefore, noncompact flange										
$0.35 \leq k_c =$		$4 / \sqrt{(D/t_w)} =$	0.3682	\leq	0.76					
$\therefore k_c =$			0.368229847	for built-up section						
$F_{yr} =$		$\max[\min(0.7F_{yc}, R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xc} / S_{yc}, F_{yw}), 0.5F_{yc}] =$	173.748 MPa							
$\lambda_{ff} =$		$0.95 \sqrt{\frac{E \cdot k_c}{F_{yr}}} =$	19.556							
$M_{nc(FLB)} =$		$\left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_{yc}}\right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{ff} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_{pc} \cdot M_{yc} =$	1474.599 kN-m							
• Limiting Unbraced Length, L_p (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)										
$L_p =$		$1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} =$	2253.991 mm							
in which :										
$r_t =$		effective radius of gyration for lateral torsional buckling								
		$= \sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}}\right)}$								79.415 mm
• Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2012, A6.3.3)										
$F_{yr} =$		$\max[\min(0.7F_{yc}, R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xc} / S_{yc}, F_{yw}), 0.5F_{yc}] =$	173.748 MPa							
$J =$		$\frac{D \cdot t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} \cdot t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.62 \frac{t_{fc}}{b_{fc}}\right) + \frac{b_{ft} \cdot t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}}\right) =$	589133.333 mm ⁴							
$L_r =$		$1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} \cdot h}\right) \sqrt{\left[1 + \sqrt{\left(1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} \cdot S_{xc} \cdot h}{E \cdot J}\right)^2}\right)}\right]} =$	8614.826 mm							
$L_p < L_b \leq L_r$ therefore, noncompact unbraced length										
$M_{nc(LTB)} =$		$C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_{yc}}\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] R_{pc} \cdot M_{yc} =$	1486.174 kN-m							
$M_{nc(LTB)} =$		$\min(M_{nc(LTB)}, R_{pc} \cdot M_{yc}) =$	1486.174 kN-m							

$M_{nc} = \min(M_{nc(FLB)}, M_{nc(LTB)}) = 1474.599 \text{ kN-m}$											
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange(FLB) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.1)											
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_1 \cdot S_{xc} = 22.513 \leq \Phi_f \cdot M_{nc} = 1474.599 \text{ kN-m}$ OK										
in which :											
$S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} = 6497301.163 \text{ mm}^3$											
$\Phi_f = 1.000$											
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange(LTB) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.1)											
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_1 \cdot S_{xc} = 0.000 \leq \Phi_f \cdot M_{nc} = 1474.599 \text{ kN-m}$ OK										
in which :											
$S_{xc} = M_{yc} / F_{yc} = 6497301.163 \text{ mm}^3$											
$\Phi_f = 1.000$											
V. Strength Limit State - Shear Resistance											
1. Shear											
■ Max											
1) Design Forces and Stresses											
Load Combination Name : scLCB1											
Load Combination Type : FZ-MIN											
	V_u (kN)										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Component</th> <th>Steel</th> <th>Long-term</th> <th>Short-term</th> <th>Sum</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Forces</td> <td>0.000</td> <td>-226.225</td> <td>-342.232</td> <td>-568.457</td> </tr> </tbody> </table>	Component	Steel	Long-term	Short-term	Sum	Forces	0.000	-226.225	-342.232	-568.457
Component	Steel	Long-term	Short-term	Sum							
Forces	0.000	-226.225	-342.232	-568.457							
2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)											
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)											
• Web Classification											
ongitudinal Stiffener : Not Exist											
Transverse Stiffener : Exist											
Transverse Spacing = 1800.000 mm < 3 D = 3540.000 mm											
So, this web is considered stiffened web											
shear-buckling coefficient of stiffened Webs											
$k = 5 + \frac{5}{(\frac{d_0}{D})^2} = 7.149$											
$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$											
therefore,											
$C = \frac{1.57}{(\frac{D}{t_w})^2} \cdot (\frac{E \cdot k}{F_{yw}}) = 0.649$											
• Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)											
$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1698.758 \text{ kN}$											
$\frac{2D \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc} + b_{ft} \cdot t_{ft}} = 3.933 > 2.500$											
therefore,											
$V_n = V_p [C + \frac{0.87(1-C)}{(\sqrt{1 + (\frac{d_0}{D})^2} + \frac{d_0}{D})}] = 1257.781 \text{ kN}$											
$V_u = -568.457 \leq \Phi_v \cdot V_n = 1257.781 \text{ kN}$ OK										
in which :											
$\Phi_v = 1.000$											
3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)											
① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)											
$b_t = 145.000 \text{ mm} \geq 2.0 + D / 30.0 = 90.133 \text{ mm}$ OK										
$16.0 t_p = 80.000 \text{ mm} < b_t = 145.000 \geq b_r / 4 = 75.000 \text{ mm}$ NG										
in which :											
D = 1180.000 mm (height of steel section)											
t _p = 5.000 mm (thickness of stiffener)											
b _t = 300.000 mm (width of flange)											
② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)											
$I_t = t_p \cdot b_t^3 / 3 = 5081041.667 \text{ mm}^4$											
$J_{cal} = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 = -0.926$											
$J = \max(J_{cal}, 0.5) = 0.500$											
$I_{t1} = b \cdot t_w^3 \cdot J = 590000.000 \text{ mm}^4$ (yielding of stiffener)											
$I_{t2} = \frac{D^4 \cdot \rho_{t1}}{40} \cdot (\frac{F_{yw}}{E})^{1.5} = 10276973.543 \text{ mm}^4$											

in which :						
ρ_t	=	$\max(F_{yw} / F_{crs} , 1.0)$	=	3.368		
F_{crs}	=	$\min \left(\frac{0.31E}{(b/t_p)^2} , F_{ys} \right)$	=	73.703 MPa		
$V_u \leq \Phi_c V_{cr}$	therefore,					
I_t	=	5081041.667 mm ⁴	≥	$\min(I_{t1}, I_{t2})$	=	590000.000 mm ⁴ OK
VI. Service Limit State						
■ Positive moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		sCLCB30				
Load Combination Type :		MY-MAX				
Component		M _s (kN-m) / f _{ct} (MPa)				
		Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	(+)	0.000	6.165	3.259	9.423	
Stresses	Top	0.000	-0.126	-0.067	-0.193	
	Bot	0.000	0.713	0.377	1.090	
2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)						
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)						
Because of discretely braced tension flange.						
f_l	=	$\frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}}$	=	-0.782 MPa		
Because of torsional warping						
f_{lw}	=	$\frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}}$	=	0.000 MPa		
in which :						
M_b	:	Bi-moment				
I_w	:	Warping constant				
w	:	Warping function at stress point				
f_l	=	$f_{lb} + f_{lw}$	=	-0.782	≤	$0.6F_{yf} = 148.927$ MPa OK
• Top Flange						
f_f	=	-0.193 MPa	≤	$0.95 R_h F_{yf} = 235.801$ MPa	 OK
• Bottom Flange						
$f_f + f_c / \lambda$	=	1.482 MPa	≤	$0.95 R_h F_{yf} = 235.801$ MPa	 OK
in which :						
f_f	=	flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending				
F_{yf}	=	specified minimum yield strength of a flange				
Positive Flexure and $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.						
■ Positive moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		sCLCB30				
Load Combination Type :		MY-MAX				
Component		M _s (kN-m) / f _{ct} (MPa)				
		Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	(+)	0.000	6.165	3.259	9.423	
Stresses	Top	0.000	-0.126	-0.067	-0.193	
	Bot	0.000	0.713	0.377	1.090	
2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)						
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)						
Because of discretely braced tension flange.						
f_l	=	$\frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}}$	=	-0.782 MPa		
Because of torsional warping						
f_{lw}	=	$\frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}}$	=	0.000 MPa		
in which :						
M_b	:	Bi-moment				
I_w	:	Warping constant				
w	:	Warping function at stress point				
f_l	=	$f_{lb} + f_{lw}$	=	-0.782	≤	$0.6F_{yf} = 148.927$ MPa OK
• Top Flange						
f_f	=	-0.193 MPa	≤	$0.95 R_h F_{yf} = 235.801$ MPa	 OK

• Bottom Flange

$$f_f + f_l / \lambda = 1.482 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \quad \dots \text{OK}$$

in which :

- f_f = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending
- F_{yf} = specified minimum yield strength of a flange

Positive Flexure an $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.

III. Fatigue Limit State

■ **Fatigue moment**

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : sLCB50

Component	LCB	M_u (kN-m) / f_{ct} (MPa)				
		Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-4.442	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	6.165	14.055	1.722
	Bot(Tens.)	Max	0.000	6.165	14.055	1.722
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-4.442	0.000
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.086	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	-0.119	-0.272	-0.033
	Bot(Tens.)	Max	0.000	0.706	1.610	0.197
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.509	0.000

Load Combination Name : sLCB49

Component	V_u (kips)
Shear Force	-180.980

2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)

■ **Top Flange**

The stress from unfactored DL = -0.119 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = 0.086 MPa

Skip this check [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]

■ **Bottom Flange**

The stress from unfactored DL = 0.706 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = -0.509 MPa

Check Load-Induced Fatigue [The stress from unfactored DL is the tensile stress.]

No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000

(ADTT)_{SL} (= 1000.00) > (ADTT)_{SL} Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)

=> Check for fatigue I

For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

(ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

∴ (ΔF)_n = (ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

$\gamma(\Delta f) = 2.119 \text{ MPa} < (\Delta F)_n = 82.700 \text{ MPa}$ (warping stress = 0.000 MPa) OK

3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)

• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)

shear-buckling coefficient of stiffened Webs

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 7.149$$

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 106.241$$

therefore,

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = 0.649$$

$V_u = -180.980 \text{ kN} \leq V_{cr} = 0.58 C \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1103.046 \text{ kN}$ OK

in which :

- V_u = shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load(Fatigue I)
- $C = 0.649$

Code	AASHTO-LRFD 2017				
Element	5				
Position	J				
Moment Type	Beam				

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

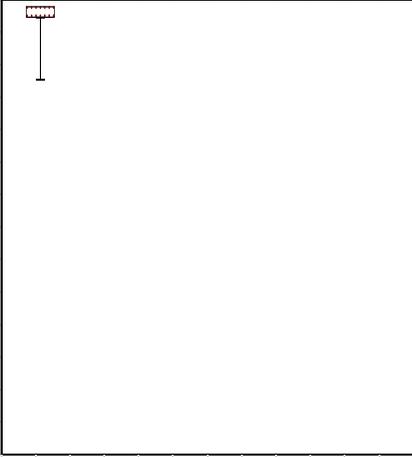
1) Slab Properties

$B_s = 1000.000$ mm
 $t_s = 200.000$ mm
 $t_h = 10.000$ mm
 $f'_c = 31.026$ MPa
 $E_c = 26649.638$ MPa
 $A_r = 1806.448$ mm²
 $F_{yr} = 413.686$ MPa

2) Girder Properties

[Section]

$b_{fc} = 300.000$ mm $b_{ft} = 300.000$ mm
 $t_{fc} = 10.000$ mm $t_{ft} = 10.000$ mm
 $D = 1180.000$ mm $t_w = 10.000$ mm
 $H = 1200.000$ mm



Position	Material	Thick(mm)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$F_{yc} = 248.211$ MPa (Compression Flange Yield Strength)
 $F_{yw} = 248.211$ MPa (Web Yield Strength)
 $F_{yt} = 248.211$ MPa (Tension Flange Yield Strength)
 $E_s = 199948.024$ MPa (Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f _y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d _o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A(mm ²)	17800.000	I _y (mm ⁴)	349339333.333	I _z (mm ⁴)	45098333.333
d _{Top} (mm)	600.000	d _{Bot} (mm)	600.000		
S _{Top} (mm ³)	5822322.222	S _{Bot} (mm ³)	5822322.222		
S _L (mm ³)	300655.556	S _R (mm ³)	300655.556		
w ₁ (mm ²)	88485.890	w ₂ (mm ²)	-88485.890	I _w (mm ⁶)	1.593012E+13
w ₃ (mm ²)	88485.890	w ₄ (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

A _(n) (mm ²)	44456.566	I _{y(n)} (mm ⁴)	8812039961.301	I _{z(n)} (mm ⁴)	2266478793.103
d _{Top(n)} (mm)	180.274	d _{Bot(n)} (mm)	1019.726		
S _{Top(n)} (mm ³)	48881487.848	S _{Bot(n)} (mm ³)	8641572.522		
S _{L(n)} (mm ³)	15109858.621	S _{R(n)} (mm ³)	15109858.621		
w ₁ (mm ²)	6090.132	w ₂ (mm ²)	-6098.559	I _{w(n)} (mm ⁶)	4.256952E+13
w ₃ (mm ²)	189362.212	w ₄ (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section

($E_s/E_c = 3n$ (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

$A_{(3n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(3n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(3n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(3n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(3n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(3n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(3n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(3n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(3n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(3n)}$ (mm ⁴)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : sclCB1

Load Combination Type : FZ-MIN

Component		M_u (kN-m)				V_u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M_{D1})	ong-term (M_{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	247.593	375.717	623.310	-560.243	0.586

Component		f_{ct} (MPa)			
		Steel (M_{D1})	ong-term (M_{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-5.065	-7.686	-12.751
	Bot	0.000	28.651	43.478	72.129

Component		M_{uz} (kN-m)			
		Steel (M_{Dz1})	ong-term (M_{Dz2})	Short-term(M_{Dz3})	Sum
Forces		0.000	-0.439	0.525	0.086

Component		f_t (MPa)				
		Steel (M_{Dz1})	ong-term (M_{Dz2})	Short-term(M_{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	-0.029	0.035	0.006
		R	0.000	0.029	-0.035	-0.006
	B	L	0.000	-0.029	0.035	0.006
		R	0.000	0.029	-0.035	-0.006

Component		M_b (kN-m ²)			
		Steel (M_{b1})	ong-term (M_{b2})	Short-term(M_{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f_t (MPa)				
		Steel (M_{Dz1})	ong-term (M_{Dz2})	Short-term(M_{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M_u (kN-m)			
		Steel (M_{D1})	ong-term (M_{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f_{ct} (MPa)			
		Steel (M_{D1})	ong-term (M_{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M_{uz} (kN-m)			
		Steel (M_{Dz1})	ong-term (M_{Dz2})	Short-term(M_{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	long-term (M _{Dz2})	short-term (M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN·m ²)			
		Steel (M _{b1})	long-term (M _{b2})	short-term (M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	long-term (M _{Dz2})	short-term (M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions

① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 \leq 150 \quad \text{..... OK}$$

② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)

$$\frac{b_f}{2t_f} = 15.000 > 12 \quad \text{..... NG}$$

$$b_f = 300.000 \geq D/6 = 196.667 \quad \text{..... OK}$$

$$t_f = 10.000 > 1.1t_w = 11.000 \quad \text{..... NG}$$

$$I_{yc} = \frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yt} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.000 \leq 10.0 \quad \text{..... OK}$$

3) Flexural Strength Limit State in positive flexure

• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)

$$\min (F_{yc}, F_{yt}) = 248.211 \text{ MPa} \leq 485.000 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$$

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 \leq 150 \quad \text{..... OK}$$

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} = 0.000 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 106.717 \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$D_{cp} = 0.000 \text{ mm} \quad (\text{Reinforcement under compression is conservatively neglected})$$

∴ **Compact section.**

• Hybrid Factor, R_h (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)

$$R_h = 1.000 \quad (\text{homogeneous section})$$

• Plastic Moment (M_p) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)

① Plastic Forces

- Plastic Forces

$$P_{rt} = F_{yr} A_{rt} = 0.000 \text{ kN}$$

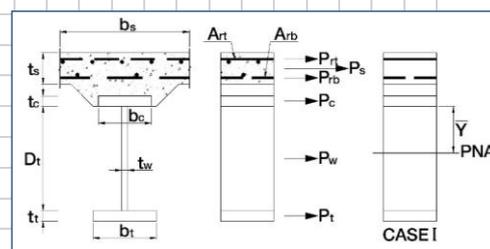
$$P_{rb} = F_{yr} A_{rb} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_t = b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt} = 744.634 \text{ kN}$$

$$P_w = D \cdot t_w \cdot F_{yw} = 2928.894 \text{ kN}$$

$$P_c = b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc} = 744.634 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s = 5274.491 \text{ kN}$$



- Distance from the plastic neutral axis	
d_{rt} =	150.496 mm (distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)
d_{rb} =	6.169 mm (distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)
d_t =	1227.471 mm (distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)
d_w =	632.471 mm (distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)
d_c =	37.471 mm (distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)
d_s =	67.529 mm (distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)
② Plastic moment	
- Check the case of the plastic neutral axis	
C_{rt} =	17.034 mm
$P_t + P_w + P_c + f$ =	4418.162 kN \geq $\left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) \cdot P_s + P_{rt}$ = 449.217 kN OK
\therefore PNA Above Prb and Below Prt in Concrete Deck	
- Distance of the plastic neutral axis	
Y =	$t_s \cdot \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}\right)$ = 167.529 mm
- Plastic Moment	
M_p =	$\frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s} + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t]$ = 3164.443 kN-m
• Yield Moment(My) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)	
① Yield Moment of Top Flange	
F_y =	$\frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{2.476E+08}{4.888E+07} + \frac{M_{AD}}{4.888E+07} = 248.211 \text{ MPa}$
M_{AD} =	1.189E+04 kN-m
M_{yTop} =	$M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN-m}$
② Yield Moment of Bottom Flange	
F_y =	$\frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{2.476E+08}{8.642E+06} + \frac{M_{AD}}{8.642E+06} = 248.211 \text{ MPa}$
M_{AD} =	1.897E+03 kN-m
M_{yBot} =	$M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN-m}$
$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN-m}$	
in which :	
S :	noncomposite section modulus (mm ³)
S_{3n} :	long-term composite section modulus (mm ³)
S_n :	short-term composite section modulus (mm ³)
M_D :	moment of noncomposite section (kN-m)
M_{D} :	moment of long-term composite section (kN-m)
M_{AD} :	additional yield moment of short-term composite section (kN-m)
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)	
Because of discretely braced tension flange.	
f_l =	$\frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.006 \text{ MPa}$
Because of torsional warping	
$f_{l,w}$ =	$\frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$
in which :	
M_b :	Bi-moment
I_w :	Warping constant
w :	Warping function at stress point

$$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.006 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$$

• Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)

i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span

$$M_{n1} = 1.3 R_h \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ii. Nominal Flexural Resistance by D_p

$D_p > 0.1D_t$ therefore,

$$M_{n2} = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_n = \min (M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

• Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)

$$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 623.327 \leq \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 623.310 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ S_{xt} &= 8641572.522 \text{ mm}^3 \quad (= M_{yt}/F_{yt}) \\ \Phi_f &= 1.000 \end{aligned}$$

• Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)

$$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm} \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$\begin{aligned} D_p &= 167.529 \text{ mm} \quad (\text{distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment}) \\ D_t &= 1400.000 \text{ mm} \quad (\text{total depth of the composite section}) \end{aligned}$$

III. Design Condition (Negative Flexure)

1. Section Properties

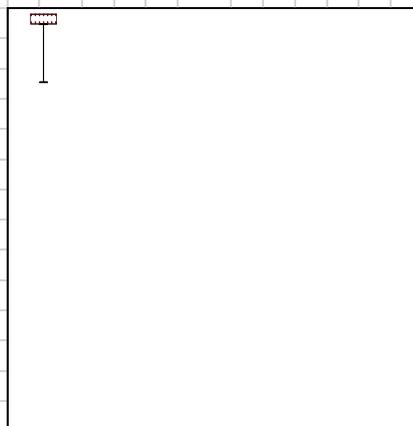
1) Slab Properties

$$\begin{aligned} B_s &= 1000.000 \text{ mm} \\ t_s &= 200.000 \text{ mm} \\ t_h &= 10.000 \text{ mm} \\ f_{ck} &= 31.026 \text{ MPa} \\ E_c &= 26649.638 \text{ MPa} \\ A_r &= 1806.448 \text{ mm}^2 \\ F_{yr} &= 413.686 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) Girder Properties

[Section]

$$\begin{aligned} b_{fc} &= 300.000 \text{ mm} & b_{ft} &= 300.000 \text{ mm} \\ t_{fc} &= 10.000 \text{ mm} & t_{ft} &= 10.000 \text{ mm} \\ D &= 1180.000 \text{ mm} & t_w &= 10.000 \text{ mm} \\ H &= 1200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$



Position	Material	Thick(mm)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$$\begin{aligned} F_{yc} &= 248.211 \text{ MPa} \quad (\text{Compression Flange Yield Strength}) \\ F_{yw} &= 248.211 \text{ MPa} \quad (\text{Web Yield Strength}) \\ F_{yt} &= 248.211 \text{ MPa} \quad (\text{Tension Flange Yield Strength}) \\ E_s &= 199948.024 \text{ MPa} \quad (\text{Elastic Modulus of Steel}) \end{aligned}$$

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	F _y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	d _o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A(mm ²)	17800.000	I _y (mm ⁴)	3493393333.333	I _z (mm ⁴)	45098333.333
d _{Top} (mm)	600.000	d _{Bot} (mm)	600.000		
S _{Top} (mm ³)	5822322.222	S _{Bot} (mm ³)	5822322.222		
S _L (mm ³)	300655.556	S _R (mm ³)	300655.556		
w ₁ (mm ²)	88485.890	w ₂ (mm ²)	-88485.890	I _w (mm ⁶)	1.593012E+13
w ₃ (mm ²)	88485.890	w ₄ (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

A _(n) (mm ²)	44456.566	I _{y(n)} (mm ⁴)	8812039961.301	I _{z(n)} (mm ⁴)	2266478793.103
d _{Top(n)} (mm)	180.274	d _{Bot(n)} (mm)	1019.726		
S _{Top(n)} (mm ³)	48881487.848	S _{Bot(n)} (mm ³)	8641572.522		
S _{L(n)} (mm ³)	15109858.621	S _{R(n)} (mm ³)	15109858.621		
w _{1(n)} (mm ²)	6090.132	w _{2(n)} (mm ²)	-6098.559	I _{w(n)} (mm ⁶)	4.256952E+13
w _{3(n)} (mm ²)	189362.212	w _{4(n)} (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section

(E_s/E_c = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

A _(n) (mm ²)	44456.566	I _{y(n)} (mm ⁴)	8812039961.301	I _{z(n)} (mm ⁴)	2266478793.103
d _{Top(n)} (mm)	180.274	d _{Bot(n)} (mm)	1019.726		
S _{Top(n)} (mm ³)	48881487.848	S _{Bot(n)} (mm ³)	8641572.522		
S _{L(n)} (mm ³)	15109858.621	S _{R(n)} (mm ³)	15109858.621		
w _{1(n)} (mm ²)	6090.132	w _{2(n)} (mm ²)	-6098.559	I _{w(n)} (mm ⁶)	4.256952E+13
w _{3(n)} (mm ²)	189362.212	w _{4(n)} (mm ²)	-189361.281		

4) Short-term Composite Section(Long. Reinforcement)

A _(R) (mm ²)	19606.448	I _{y(R)} (mm ⁴)	4318776104.100	I _{z(R)} (mm ⁴)	224578177.776
d _{Top(R)} (mm)	535.078	d _{Bot(R)} (mm)	664.922		
S _{Top(R)} (mm ³)	8071297.909	S _{Bot(R)} (mm ³)	6495164.611		
S _{L(R)} (mm ³)	1494642.521	S _{R(R)} (mm ³)	1499741.866		
w _{1(R)} (mm ²)	6090.132	w _{2(R)} (mm ²)	-6098.559	I _{w(R)} (mm ⁶)	4.256952E+13
w _{3(R)} (mm ²)	189362.212	w _{4(R)} (mm ²)	-189361.281		

5) Long-term Composite Section(Long. Reinforcement/3)

A _(R3) (mm ²)	18402.149	I _{y(R3)} (mm ⁴)	3786280022.005	I _{z(R3)} (mm ⁴)	104921250.316
d _{Top(R3)} (mm)	576.943	d _{Bot(R3)} (mm)	623.057		
S _{Top(R3)} (mm ³)	6562656.577	S _{Bot(R3)} (mm ³)	6076941.882		
S _{L(R3)} (mm ³)	699052.211	S _{R(R3)} (mm ³)	699898.305		
w _{1(R3)} (mm ²)	6090.132	w _{2(R3)} (mm ²)	-6098.559	I _{w(R3)} (mm ⁶)	4.256952E+13
w _{3(R3)} (mm ²)	189362.212	w _{4(R3)} (mm ²)	-189361.281		

IV. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Negative moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB14

Load Combination Type : MY-MIN

Component		M _u (kN-m)				V _u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(-)	0.000	7.706	-9.142	-1.436	-268.161	-3.578

Component		f _{c,t} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-1.174	1.133	-0.042
	Bot	0.000	1.268	-1.407	-0.139

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term (M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	-0.665	-13.124	-13.789

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	-0.952	-8.780	-9.732
		R	0.000	0.950	8.751	9.701
	B	L	0.000	-0.952	-8.780	-9.732
		R	0.000	0.950	8.751	9.701

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _u (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _{c,t} (MPa)			
			Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top		0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions

① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 \leq 150 \quad \text{..... OK}$$

② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)

$$\frac{b_f}{2t_f} = 15.000 > 12 \quad \text{..... NG}$$

$$b_f = 300.000 \geq D/6 = 196.667 \quad \text{..... OK}$$

$$t_f = 10.000 > 1.1t_w = 11.000 \quad \text{..... NG}$$

$$I_{yc} = \frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$$

$I_{yt} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$	
$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.000 \leq 10.0$ OK
③ Minimum Negative Flexure Concrete Deck Reinforcement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.7)	
$A_{rs} = 1806.448 \text{ mm}^2 < 0.01A_{deck} = 2000.000 \text{ mm}^2$ NG
in which :	
$A_{de} = 200000.000 \text{ mm}^2$	
3) Flexural Strength Limit State in negative flexure	
• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2.3)	
$\lambda_{in} (F_{yc}, F_{yt}) = 248.211 \leq 485.000 \text{ MPa}$ OK
$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.00 \geq 0.3$ OK
$\frac{2 D_c}{t_w} = 130.984 \leq 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 161.779$ OK
in which :	
$I_{yc} = 22500000.000 \text{ mm}^4$	
$I_{yt} = 22500000.000 \text{ mm}^4$	
$D_c = 654.922 \text{ mm}$	
∴ Compact or Noncompact section.	
• Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)	
$R_h = 1.000$ (homogeneous section)	
• Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)	
① Plastic Forces	
- Plastic Forces	
$P_{rt} = F_{yr} A_{rt} = 373.651 \text{ kN}$	
$P_{rb} = F_{yr} A_{vb} = 373.651 \text{ kN}$	
$P_t = b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt} = 744.634 \text{ kN}$	
$P_w = D \cdot t_w \cdot F_{yw} = 2928.894 \text{ kN}$	
$P_c = b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc} = 744.634 \text{ kN}$	
- Distance from the plastic neutral axis	
$d_{rt} = 632.429 \text{ mm}$ (distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)	
$d_{rb} = 475.764 \text{ mm}$ (distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)	
$d_t = 444.463 \text{ mm}$ (distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)	
$d_w = 150.537 \text{ mm}$ (distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)	
$d_c = 745.537 \text{ mm}$ (distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)	
② Plastic moment	
- Check the case of the plastic neutral axis	
$P_c + P_w = 3673.528 \text{ kN} \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 1491.935 \text{ kN}$ OK
∴ PNA In Web	
- Distance of the plastic neutral axis	
$Y = \frac{D}{2} \cdot \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right) = 439.463 \text{ mm}$	
- Plastic Moment	
$M_p = \frac{P_w}{2D} \cdot [Y^2 + (D - Y)^2] + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_{rb} \cdot d_{rb} + P_t \cdot d_t + P_c \cdot d_c] = 2220.464 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

• Yield Moment(My) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)	
① Yield Moment of Top Flange	
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(R)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(R)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{7.706E+06}{6.563E+06} + \frac{M_{AD}}{8.071E+06} = 248.211 \text{ MPa}$	
$M_{AD} = 2.013E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.005E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
② Yield Moment of Bottom Flange	
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(R)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(R)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{7.706E+06}{6.077E+06} + \frac{M_{AD}}{6.495E+06} = 248.211 \text{ MPa}$	
$M_{AD} = 1.620E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.613E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
③ Yield Moment of Longitudinal Reinforcement	
$F_y = \frac{M_{D2}}{S_{LR}} + \frac{M_{AD}}{S_{LR}} = \frac{7.706E+06}{5.456E+06} + \frac{M_{AD}}{6.623E+06} = 413.686$	
$M_{AD} = 2.749E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{yR} = M_{D2} + M_{AD} = 2.741E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 1.613E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
in which :	
S : noncomposite section modulus (mm ³)	
S _n : short-term composite section modulus (mm ³)	
M _D : moment of noncomposite section (kN-m)	
M _{AD} : additional yield moment of short-term composite section (kN-m)	
• Web Load-Shedding Factor, R _b (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.2)	
$\frac{2 D_c}{t_w} = 130.984 \leq \lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{f_{yc}}} = 161.779$	
in which :	
f _{yc} = 248.211 ksi (specified minimum yield strength of a compression flange)	
R _b = 1.000	
• Limiting Unbraced Length, L _p (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)	
$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 1870.016 \text{ mm}$	
in which :	
r _t = effective radius of gyration for lateral torsional buckling	
$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right)}} = 65.887 \text{ mm}$	
• Moment Gradient Modifier, C _b (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)	
Calculation of Stress C6.4.10	
f ₀ = -27.489 MPa	
f ₂ = 0.516 MPa	
f _{mid} = -47.273 MPa	
f ₁ = max(2f _{mid} -f ₂ , f ₀) = -27.489 MPa	
For f _{mid} /f ₂ > 1.0	
C _b = 1.000	
• Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)	
i. Because of discretely braced flange.	
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -9.732 \text{ MPa}$	

Because of torsional warping	
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} =$	0.000 MPa
in which :	
M_b :	Bi-moment
I_w :	Warping constant
w :	Warping function at stress point
ii. Check L_b	
$L_b =$	5200.000 mm
$L_b' = \min(1.2L_p \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{f_{bu}/F_{yc}}}, 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{M_u/M_{yc}}}) = \min($	94668.249 , 75197.172) = 75197.172 mm
$L_b \leq L_b'$	
$f_l =$	-9.732 MPa
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} =$	-9.732 \leq $0.6F_{yf} =$ 148.927 MPa
..... OK	
• Web Plastification Factor, R_{pc} and R_{pt} (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.2)	
$\lambda_{pw(Dcp)} = \frac{\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h \cdot M_y} - 0.09 \right)^2} =$	66.459 \leq $\lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c} \right) =$ 182.928
in which :	
$R_h =$	1.000
$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} =$	161.779
$D_{cp} =$	740.537 mm
$D_c =$	654.922 mm
$\therefore \lambda_{pw(Dcp)} =$	66.459
$\frac{2 D_{cp}}{t_w} =$	148.107 $>$ $\lambda_{pw(Dcp)}$ therefore, Noncompact Web Section
$\lambda_{pw(Dc)} = \lambda_{pw(Dcp)} \left(\frac{D_c}{D_{cp}} \right) =$	58.775 \leq λ_{rw}
$\therefore \lambda_{pw(Dc)} =$	58.775
$\lambda_w = \frac{2 D_c}{t_w} =$	130.984
$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(Dc)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(Dc)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} =$	1.113 \leq $\frac{M_p}{M_{yc}} =$ 1.377
$\therefore R_{pc} =$	1.113
$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot M_{yt}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(Dc)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(Dc)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yt}} =$	1.032 \leq $\frac{M_p}{M_{yt}} =$ 1.107
$\therefore R_{pt} =$	1.032
• Flexural Resistance in Continuously Braced Tension Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.4)	
$M_u =$	1.436 \leq $\Phi_f \cdot R_{pt} \cdot M_{yt} =$ 2069.528 kN-m
in which :	
$\Phi_f =$	1.000
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2018, C6.3.2)	
$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} =$	15.000
$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} =$	10.785
$\lambda_f > \lambda_{pf}$ therefore, noncompact flange	
$0.35 \leq k_c = 4 / \sqrt{(D/t_w)} =$	0.368 \leq 0.76
$\therefore k_c =$	0.368229847 for built-up section

F_{yr}	=	$\max[\min(0.7F_{yc}, R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}, F_{yw}), 0.5F_{yc}]$	=	173.748 MPa	
λ_{rf}	=	$0.95 \sqrt{\frac{E \cdot k_c}{F_{yr}}}$	=	19.556	
$M_{nc(FLB)}$	=	$[1 - (1 - \frac{F_{yr} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_y}) (\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}})] R_{pc} \cdot M_{yc}$	=	1474.599 kN-m	
• Limiting Unbraced Length, L_p (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.8.2.3)					
L_p	=	$1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	=	2253.991 mm	
in which :					
r_t	=	effective radius of gyration for lateral torsional buckling			
	=	$\frac{b_{fc}}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}})}}$	=	79.415 mm	
• Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (AASHTO LRFD Bridge, 2012, A6.3.3)					
F_{yr}	=	$\max[\min(0.7F_{yc}, R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}, F_{yw}), 0.5F_{yc}]$	=	173.748 MPa	
J	=	$\frac{D \cdot t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} \cdot t_{fc}^3}{3} (1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}}) + \frac{b_{ft} \cdot t_{ft}^3}{3} (1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}})$	=	589133.333 mm ⁴	
L_r	=	$1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{ (\frac{J}{S_{xc} \cdot h}) \sqrt{ 1 + \sqrt{ 1 + 5.7 \left(\frac{F_{yr} S_{xc} \cdot h}{E J} \right)^2 } } }$	=	8614.826 mm	
$L_p < L_b \leq L_r$	therefore, noncompact unbraced length				
$M_{nc(LTB)}$	=	$C_b [1 - (1 - \frac{F_{yr} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_y}) (\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p})] R_{pc} \cdot M_{yc}$	=	1486.174 kN-m	
$M_{nc(LTB)}$	=	$\min(M_{nc(LTB)}, R_{pc} \cdot M_{yc})$	=	1486.174 kN-m	
M_{nc}	=	$\min(M_{nc(FLB)}, M_{nc(LTB)})$	=	1474.599 kN-m	
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange(FLB) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.1)					
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_t \cdot S_{xc}$	=	22.513	\leq	$\Phi_f \cdot M_{nc} = 1474.599$ kN-m OK
in which :					
S_{xc}	=	$M_{yc} / F_{yc} = 6497301.163$ mm ³			
Φ_f	=	1.000			
• Local Buckling Resistance base on Discretely Braced Compression Flange(LTB) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, A6.1.1)					
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_t \cdot S_{xc}$	=	0.000	\leq	$\Phi_f \cdot M_{nc} = 1474.599$ kN-m OK
in which :					
S_{xc}	=	$M_{yc} / F_{yc} = 6497301.163$ mm ³			
Φ_f	=	1.000			
V. Strength Limit State - Shear Resistance					
1. Shear					
■ Max					
1) Design Forces and Stresses					
Load Combination Name :	scLCB1				
Load Combination Type :	FZ-MIN				
Component	V _u (kN)				
	Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	0.000	-218.011	-342.232	-560.243	
2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)					
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)					
• Web Classification					
ongitudinal Stiffene	: Not Exist				
Transverse Stiffener	: Exist				
Transverse Spacing	=	1800.000 mm	<	3 D = 3540.000 mm	
So, this web is considered stiffened web					

shear-buckling coefficient of stiffened Webs								
k	$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$	$=$	7.149					
$\frac{D}{t_w}$	$= 118.000$	$>$	$1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}}$	$= 106.241$				
therefore,								
C	$= \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	$\cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right)$	$=$	0.649				
• Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)								
V_p	$= 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w$	$=$	1698.758	kN				
$\frac{2D \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc} + b_{ft} \cdot t_{ft}}$	$=$	3.933	$>$	2.500				
therefore,								
V_n	$= V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2} + \frac{d_0}{D}\right)} \right]$	$=$	1257.781	kN				
V_u	$= -560.243$	\leq	$\Phi_v \cdot V_n$	$= 1257.781$	kN OK			
in which :								
Φ_v	$=$	1.000						
3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)								
① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)								
b_t	$= 145.000$	mm	\geq	$2.0 + D / 30.0$	$= 90.133$ mm OK			
$16.0 t_p$	$= 80.000$	mm	$<$	b_t	$= 145.000$	\geq	$b_f / 4$	$= 75.000$ mm NG
in which :								
D	$= 1180.000$	mm	(height of steel section)					
t_p	$= 5.000$	mm	(thickness of stiffener)					
b_f	$= 300.000$	mm	(width of flange)					
② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)								
I_t	$= t_p \cdot b_t^3 / 3$	$=$	5081041.667	mm^4				
J_{cal}	$= \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0$	$=$	-0.926					
J	$= \max(J_{cal}, 0.5)$	$=$	0.500					
I_{t1}	$= b \cdot t_w^3 \cdot J$	$=$	590000.000	mm^4	(yielding of stiffener)			
I_{t2}	$= \frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$	$=$	10276973.543	mm^4				
in which :								
ρ_t	$= \max(F_{yw} / F_{crs}, 1.0)$	$=$	3.368					
F_{crs}	$= \min\left(\frac{0.31E}{(b/t_p)^2}, F_{ys}\right)$	$=$	73.703	MPa				
V_u	$\leq \Phi_v V_{cr}$	therefore,						
I_t	$= 5081041.667$	mm^4	\geq	$\min(I_{t1}, I_{t2})$	$= 590000.000$ mm^4 OK			
VI. Service Limit State								
■ Positive moment								
1) Design Forces and Stresses								
Load Combination Name :		scLCB39						
Load Combination Type :		FZ-MIN						
Component		M_s (kN-m) / $f_{c,t}$ (MPa)						
		Steel	Long-term	Short-term	Sum			
Forces	(+)	0.000	198.075	272.031	470.106			
	Top	0.000	-4.052	-5.565	-9.617			
Stresses	Bot	0.000	22.921	31.479	54.401			

2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)					
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)					
Because of discretely braced tension flange.					
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} =$		-0.100 MPa			
Because of torsional warping					
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} =$		0.000 MPa			
in which :					
M_b : Bi-moment					
I_w : Warping constant					
w : Warping function at stress point					
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} =$		-0.100 ≤ 0.6 F_{yf} = 148.927 MPa	 OK	
• Top Flange					
$f_f =$		-9.617 MPa ≤ 0.95 $R_h F_{yf}$ = 235.801 MPa	 OK	
• Bottom Flange					
$f + f_l / i =$		54.451 MPa ≤ 0.95 $R_h F_{yf}$ = 235.801 MPa	 OK	
in which :					
f_f = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending					
F_{yf} = specified minimum yield strength of a flange					
Positive Flexure an $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.					
■ Positive moment					
1) Design Forces and Stresses					
Load Combination Name :		sclCB30			
Load Combination Type :		MY-MAX			
Component		M_s (kN-m) / f_{ct} (MPa)			
		Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces (+)		0.000	6.165	3.259	9.423
Stresses Top		0.000	-0.126	-0.067	-0.193
Stresses Bot		0.000	0.713	0.377	1.090
2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)					
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)					
Because of discretely braced tension flange.					
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} =$		-0.782 MPa			
Because of torsional warping					
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} =$		0.000 MPa			
in which :					
M_b : Bi-moment					
I_w : Warping constant					
w : Warping function at stress point					
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} =$		-0.782 ≤ 0.6 F_{yf} = 148.927 MPa	 OK	
• Top Flange					
$f_f =$		-0.193 MPa ≤ 0.95 $R_h F_{yf}$ = 235.801 MPa	 OK	
• Bottom Flange					
$f + f_l / i =$		1.482 MPa ≤ 0.95 $R_h F_{yf}$ = 235.801 MPa	 OK	
in which :					
f_f = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending					
F_{yf} = specified minimum yield strength of a flange					
Positive Flexure an $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.					

III. Fatigue Limit State

■ Fatigue moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : sLCB50

Component	LCB	M _u (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				
		Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.055	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	198.075	381.343	198.020
	Bot(Tens.)	Max	0.000	198.075	381.343	198.020
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.055	0.000
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.001	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	-3.827	-7.369	-3.826
	Bot(Tens.)	Max	0.000	22.696	43.696	22.690
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.006	0.000

Load Combination Name : sLCB49

Component	V _u (kips)
Shear Force	-174.409

2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)

■ Top Flange

The stress from unfactored DL = -3.827 MPa (- : Compression)
 The stress from fatigue LCB = 0.001 MPa

Skip this check [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]

■ Bottom Flange

The stress from unfactored DL = 22.696 MPa (- : Compression)
 The stress from fatigue LCB = -0.006 MPa

Check Load-Induced Fatigue [The stress from unfactored DL is the tensile stress.]

No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000

(ADTT)_{SL} (= 1000.00) > (ADTT)_{SL} Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)
 => Check for fatigue I

For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

(ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

∴ (ΔF)_n = (ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

γ(Δf) = 43.702 MPa < (ΔF)_n = 82.700 MPa (warping stress = 0.000 MPa) OK

3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)

• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)

shear-buckling coefficient of stiffened Webs

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 7.149$$

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$$

therefore,

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) = 0.649$$

$$V_u = -174.409 \text{ kN} \leq V_{cr} = 0.58 \cdot C \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1103.046 \text{ kN} \quad \text{..... OK}$$

in which :

V_u = shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load(Fatigue I)

C = 0.649

Code	AASHTO-LRFD 2017				
Element	49				
Position	I				
Moment Type	Beam				

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

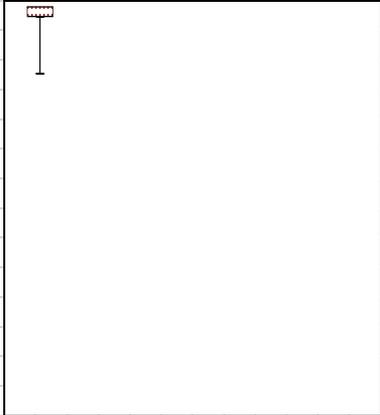
1) Slab Properties

$B_s = 1000.000$ mm
 $t_s = 200.000$ mm
 $t_h = 10.000$ mm
 $f_c' = 31.026$ MPa
 $E_c = 26649.638$ MPa
 $A_r = 1806.448$ mm²
 $F_{yr} = 413.686$ MPa

2) Girder Properties

[Section]

$b_{fc} = 300.000$ mm $b_{ft} = 300.000$ mm
 $t_{fc} = 10.000$ mm $t_{ft} = 10.000$ mm
 $D = 1180.000$ mm $t_w = 10.000$ mm
 $H = 1200.000$ mm



Position	Material	Thick(mm)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$F_{yc} = 248.211$ MPa (Compression Flange Yield Strength)
 $F_{yw} = 248.211$ MPa (Web Yield Strength)
 $F_{yt} = 248.211$ MPa (Tension Flange Yield Strength)
 $E_s = 199948.024$ MPa (Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f _y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	d ₀ (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A(mm ²)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)
17800.000	3493393333.333	45098333.333
d _{Top} (mm)	d _{Bot} (mm)	
600.000	600.000	
S _{Top} (mm ³)	S _{Bot} (mm ³)	
5822322.222	5822322.222	
S _L (mm ³)	S _R (mm ³)	
300655.556	300655.556	
w ₁ (mm ²)	w ₂ (mm ²)	I _w (mm ⁶)
88485.890	-88485.890	1.593012E+13
w ₃ (mm ²)	w ₄ (mm ²)	
88485.890	-88485.890	

2) Short-term Composite Section

A _(n) (mm ²)	I _{y(n)} (mm ⁴)	I _{z(n)} (mm ⁴)
44456.566	8812039961.301	2266478793.103
d _{Top(n)} (mm)	d _{Bot(n)} (mm)	
180.274	1019.726	
S _{Top(n)} (mm ³)	S _{Bot(n)} (mm ³)	
48881487.848	8641572.522	
S _{L(n)} (mm ³)	S _{R(n)} (mm ³)	
15109858.621	15109858.621	
w ₁ (mm ²)	w ₂ (mm ²)	I _{w(n)} (mm ⁶)
6090.132	-6098.559	4.256952E+13
w ₃ (mm ²)	w ₄ (mm ²)	
189362.212	-189361.281	

3) Long-term Composite Section

(E_s/E_c = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

A _(3n) (mm ²)	I _{y(3n)} (mm ⁴)	I _{z(3n)} (mm ⁴)
44456.566	8812039961.301	2266478793.103
d _{Top(3n)} (mm)	d _{Bot(3n)} (mm)	
180.274	1019.726	
S _{Top(3n)} (mm ³)	S _{Bot(3n)} (mm ³)	
48881487.848	8641572.522	
S _{L(3n)} (mm ³)	S _{R(3n)} (mm ³)	
15109858.621	15109858.621	
w ₁ (mm ²)	w ₂ (mm ²)	I _{w(3n)} (mm ⁶)
6090.132	-6098.559	4.256952E+13
w ₃ (mm ²)	w ₄ (mm ²)	
189362.212	-189361.281	

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : MY-MAX

Component		M _u (kN-m)				V _u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	1434.448	2256.740	3691.188	-173.339	-0.107

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-29.345	-46.168	-75.513
	Bot	0.000	165.994	261.149	427.143

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.813	-1.479	-0.666

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.054	-0.098	-0.044
		R	0.000	-0.054	0.098	0.044
	B	L	0.000	0.054	-0.098	-0.044
		R	0.000	-0.054	0.098	0.044

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	ong-term (M _{b2})	short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _u (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	ong-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	ong-term (M _{b2})	short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component			f _i (MPa)			
			Steel (M _{Dz1})	ong-term (M _{Dz2})	hort-term(M _{Dz3})	Sum
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions						
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)						
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)						
$\frac{b_f}{2t_f}$	=	15.000	>	12 NG	
b_f	=	300.000	≥	D/6 = 196.667 OK	
t_f	=	10.000	>	1.1t_w = 11.000 NG	
I_{yc}	=	$\frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12}$	=	22500000.000 mm ⁴		
I_{yt}	=	$\frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12}$	=	22500000.000 mm ⁴		
0.1	≤	$\frac{I_{yc}}{I_{yt}}$	=	1.000	≤ 10.0 OK
3) Flexural Strength Limit State in positive flexure						
• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)						
$\min (F_{yc}, F_{yt})$	=	248.211 MPa	≤	485.000 MPa OK	
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w}$	=	0.000	≤	$3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}}$	= 106.717 OK
in which :						
D_{cp}	=	0.000 mm	(Reinforcement under compression is conservatively neglected)			
∴ Compact section.						
• Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)						
R_h	=	1.000	(homogeneous section)			
• Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)						
① Plastic Forces						
- Plastic Forces						
P_{rt}	=	$F_{yr} A_{rt}$	=	0.000 kN		
P_{rb}	=	$F_{yr} A_{rb}$	=	0.000 kN		
P_t	=	$b_{rt} \cdot t_{rt} \cdot F_{yt}$	=	744.634 kN		
P_w	=	$D \cdot t_w \cdot F_{yw}$	=	2928.894 kN		
P_c	=	$b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc}$	=	744.634 kN		
P_s	=	$0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s$	=	5274.491 kN		
- Distance from the plastic neutral axis						
d_{rt}	=	150.496 mm	(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)			
d_{rb}	=	6.169 mm	(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)			
d_t	=	1227.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)			
d_w	=	632.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)			
d_c	=	37.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)			
d_s	=	67.529 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)			
② Plastic moment						
- Check the case of the plastic neutral axis						
C_{rt}	=	17.034 mm				
$P_t + P_w + P_c + P_s$	=	4418.162 kN	≥	$(\frac{C_{rt}}{t_s}) \cdot P_s + P_{rt}$	= 449.217 kN OK
∴ PNA Above P _{rb} and Below P _{rt} in Concrete Deck						
- Distance of the plastic neutral axis						
Y	=	$t_s \cdot (\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s})$	=	167.529 mm		
- Plastic Moment						
M_p	=	$\frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s} + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t]$	=	3164.443 kN·m		

• Yield Moment(M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)			
① Yield Moment of Top Flange			
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.434E+09}{4.888E+07} + \frac{M_{AD}}{4.888E+07} = 248.211 \text{ MPa}$			
$M_{AD} = 1.070E+04 \text{ kN-m}$			
$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN-m}$			
② Yield Moment of Bottom Flange			
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.434E+09}{8.642E+06} + \frac{M_{AD}}{8.642E+06} = 248.211 \text{ MPa}$			
$M_{AD} = 7.105E+02 \text{ kN-m}$			
$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN-m}$			
$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN-m}$			
in which :			
S : noncomposite section modulus (mm^3)			
S_{3n} : long-term composite section modulus (mm^3)			
S_n : short-term composite section modulus (mm^3)			
M_D : moment of noncomposite section (kN-m)			
M_D : moment of long-term composite section (kN-m)			
M_{AD} : additional yield moment of short-term composite section (kN-m)			
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)			
Because of discretely braced tension flange.			
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.044 \text{ MPa}$			
Because of torsional warping			
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$			
in which :			
M_b : Bi-moment			
I_w : Warping constant			
w : Warping function at stress point			
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.044 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa}$		 OK
• Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)			
i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span			
$M_{n1} = 1.3 R_n \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN-m}$			
ii. Nominal Flexural Resistance by D_p			
$D_p > 0.1D_t$ therefore,			
$M_{n2} = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN-m}$			
$\therefore M_n = \min (M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN-m}$			
• Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)			
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 3691.315 > \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN-m}$		 NG
in which :			
$M_{uy} = 3691.188 \text{ kN-m}$			
$S_{xt} = 8641572.522 \text{ mm}^3 (= M_y/F_{yt})$			
$\Phi_f = 1.000$			
• Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)			
$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm}$		 OK
in which :			
$D_p = 167.529 \text{ mm}$ (distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment)			
$D_t = 1400.000 \text{ mm}$ (total depth of the composite section)			

III. Design Condition (Negative Flexure)																																
1. Section Properties																																
1) Slab Properties																																
B_s	=	1000.000 mm																														
t_s	=	200.000 mm																														
t_h	=	10.000 mm																														
f_{ck}	=	31.026 MPa																														
E_c	=	26649.638 MPa																														
A_r	=	1806.448 mm ²																														
F_{yf}	=	413.686 MPa																														
2) Girder Properties																																
[Section]																																
b_{fc}	=	300.000 mm	b_{ft}	=	300.000 mm																											
t_{fc}	=	10.000 mm	t_{ft}	=	10.000 mm																											
D	=	1180.000 mm	t_w	=	10.000 mm																											
H	=	1200.000 mm																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Material</th> <th>Thick(mm)</th> <th>f_y(MPa)</th> <th>f_u(MPa)</th> <th>Note</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Compression Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tension Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>									Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note	Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Web	A36	10.000	248.211	399.896	
Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note																											
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896																												
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896																												
Web	A36	10.000	248.211	399.896																												
[Design Strength]																																
F_{yc}	=	248.211 MPa	(Compression Flange Yield Strength)																													
F_{yw}	=	248.211 MPa	(Web Yield Strength)																													
F_{yt}	=	248.211 MPa	(Tension Flange Yield Strength)																													
E_s	=	199948.024 MPa	(Elastic Modulus of Steel)																													
3) Transverse Stiffener Properties																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Type</th> <th>F_y(MPa)</th> <th>H(mm)</th> <th>B(mm)</th> <th>t_w(mm)</th> <th>t_f(mm)</th> <th>d_s(mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Web</td> <td>1Side</td> <td>248.211</td> <td>145.000</td> <td>5.000</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>1800.000</td> </tr> </tbody> </table>									Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_s (mm)	Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000								
Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_s (mm)																									
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000																									
2. Elastic Section Properties																																
1) Steel Section																																
A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333																											
d_{top} (mm)	600.000	d_{bot} (mm)	600.000																													
S_{top} (mm ³)	5822322.222	S_{bot} (mm ³)	5822322.222																													
S_x (mm ³)	300655.556	S_y (mm ³)	300655.556																													
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13																											
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890																													
2) Short-term Composite Section																																
$A_{n(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																											
$d_{top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726																													
$S_{top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																													
S_{Ln} (mm ³)	15109858.621	S_{Rn} (mm ³)	15109858.621																													
$w_{1(n)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																											
$w_{3(n)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																													
3) Long-term Composite Section																																
(Es/Ec = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term																																
$A_{n(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																											
$d_{top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726																													
$S_{top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																													
S_{Ln} (mm ³)	15109858.621	S_{Rn} (mm ³)	15109858.621																													
$w_{1(n)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																											
$w_{3(n)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																													
4) Short-term Composite Section(Long. Reinforcement)																																
$A_{R(R)}$ (mm ²)	19606.448	$I_{y(R)}$ (mm ⁴)	4318776104.100	$I_{z(R)}$ (mm ⁴)	224578177.776																											
$d_{top(R)}$ (mm)	535.078	$d_{bot(R)}$ (mm)	664.922																													
$S_{top(R)}$ (mm ³)	8071297.909	$S_{bot(R)}$ (mm ³)	6495164.611																													
S_{LR} (mm ³)	1494642.521	S_{RR} (mm ³)	1499741.866																													
$w_{1(R)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(R)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																											
$w_{3(R)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(R)}$ (mm ²)	-189361.281																													
5) Long-term Composite Section(Long. Reinforcement/3)																																
$A_{R(3)}$ (mm ²)	18402.149	$I_{y(R3)}$ (mm ⁴)	3786280022.005	$I_{z(R3)}$ (mm ⁴)	104921250.316																											
$d_{top(R3)}$ (mm)	576.943	$d_{bot(R3)}$ (mm)	623.057																													
$S_{top(R3)}$ (mm ³)	6562656.577	$S_{bot(R3)}$ (mm ³)	6076941.882																													
S_{LR3} (mm ³)	699052.211	S_{RR3} (mm ³)	699898.305																													
$w_{1(R3)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(R3)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R3)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																											
$w_{3(R3)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(R3)}$ (mm ²)	-189361.281																													

V. Strength Limit State - Shear Resistance					
1. Shear					
■ Max					
1) Design Forces and Stresses					
Load Combination Name :		sLCB1			
Load Combination Type :		FZ-MIN			
Component	V _u (kN)				
	Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	0.000	-55.541	-197.974	-253.514	
2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)					
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)					
• Web Classification					
Longitudinal Stiffener :		Not Exist			
Transverse Stiffener :		Exist			
Transverse Spacing =		1800.000 mm	<	3 D = 3540.000 mm	
So, this web is consider stiffened web					
shear-buckling coefficient of stiffened Webs					
$k = 5 + \frac{5}{(\frac{d_o}{D})^2} = 7.149$					
$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}} = 106.241$					
therefore,					
$C = \frac{1.57}{(\frac{D}{t_w})^2} \cdot (\frac{E_k}{F_{yw}}) = 0.649$					
• Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)					
V _p =		0.58F _{yw} · D · t _w = 1698.758 kN			
$\frac{2D \cdot t_w}{d_{tc} \cdot t_{tc} + b_{tf} \cdot t_{tf}}$		= 3.933 > 2.500			
therefore,					
$V_n = V_p [C + \frac{0.87(1-C)}{(\sqrt{1 + (\frac{d_o}{D})^2} + \frac{d_o}{D})}] = 1257.781 \text{ kN}$					
V _u =		-253.514 ≤ Φ _v · V _n = 1257.781 kN			
in which :					
Φ _v =		1.000			
3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)					
① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)					
b _t =		145.000 mm ≥ 2.0 + D / 30.0 = 90.133 mm			
16.0 t _p =		80.000 mm < b _t = 145.000 mm ≥ b _f / 4 = 75.000 mm			
in which :					
D =		1180.000 mm (height of steel section)			
t _p =		5.000 mm (thickness of stiffener)			
b _f =		300.000 mm (width of flange)			
② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)					
I _t =		t _p · b _f ³ / 3 = 5081041.667 mm ⁴			
J _{cal} =		$\frac{2.5}{(d_o/D)^2} - 2.0 = -0.926$			
J =		max (J _{cal} , 0) = 0.500			
I _{t1} =		b · t _w ³ · J = 590000.000 mm ⁴ (yielding of stiffener)			
I _{t2} =		$\frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.5}}{40} (\frac{F_{yw}}{E})^{1.5} = 10276973.543 \text{ mm}^4$			
in which :					
ρ _t =		max(F _{yw} / F _{crs} , 1.0) = 3.368			
F _{crs} =		min ($\frac{0.31E}{(b_f/t_p)^2}$, F _{ys}) = 73.703 MPa			
V _u ≤ Φ _v V _{cr} therefore,					
I _t =		5081041.667 mm ⁴ ≥ min(I _{t1} , I _{t2}) = 590000.000 mm ⁴			
VI. Service Limit State					
■ Positive moment					
1) Design Forces and Stresses					
Load Combination Name :		sLCB39			
Load Combination Type :		MY-MAX			
Component		M _s (kN-m) / f _{ct} (MPa)			
		Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	1147.558	1660.282	2807.840
	Stresses	0.000	-23.476	-33.965	-57.442
	Bot	0.000	132.795	192.127	324.922

2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)

- Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)

Because of discretely braced tension flange.

$$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.280 \text{ MPa}$$

Because of torsional warping

$$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$$

in which :

- M_b : Bi-moment
- I_w : Warping constant
- w : Warping function at stress point

$$f_l = f_{lb} + f_{l,w} = -0.280 \leq 0.6 F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- Top Flange

$$f_t = -57.442 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- Bottom Flange

$$\hat{f} + f_l / \hat{f} = 325.062 \text{ MPa} > 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \quad \dots \text{ NG}$$

in which :

- f_l = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending
- F_{yf} = specified minimum yield strength of a flange

Positive Flexure an $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.

■ **Positive/Negative moment**

1) Design Forces and Stresses

There is no service load combination. Skip this check.

VIII. Fatigue Limit State

■ **Fatigue moment**

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : sLCB50

Component	LCB	M _u (kN-m) / f _{c,t} (MPa)			Sum	
		Steel	Long-term	Short-term		
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.125	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	1147.558	2269.589	1147.434
	Bot(Tens.)	Max	0.000	1147.558	2269.589	1147.434
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.125	0.000
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.002	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	-22.174	-43.855	-22.172
	Bot(Tens.)	Max	0.000	131.493	260.061	131.479
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.014	0.000

Load Combination Name : sLCB49

Component	V _u (kips)
Shear Force	-44.432

2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)

■ **Top Flange**

The stress from unfactored DL = -22.174 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = 0.002 MPa

Skip this check [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]

■ **Bottom Flange**

The stress from unfactored DL = 131.493 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = -0.014 MPa

Check Load-Induced Fatigue [The stress from unfactored DL is the tensile stress.]

No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000

(ADTT)_{SL} (= 1000.00) > (ADTT)_{SL} Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)

=> Check for fatigue I

For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

(ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

∴ (ΔF)_n = (ΔF)_{TH} = 82.700 MPa

$\gamma(\Delta f) =$	260.075 MPa	>	$(\Delta F)_n =$	82.700 MPa	(warping stress =	0.000 MPa) NG
3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)							
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)							
shear-buckling coefficient of stiffened Webs							
$k =$	$5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$	=	7.149				
$\frac{D}{t_w} =$	118.000	>	$1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}}$	=	106.241		
therefore,							
$C =$	$\frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	·	$\left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right)$	=	0.649		
$V_u =$	-44.432 kN	≤	$V_{cr} =$	$0.58 C \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w$	=	1103.046 kN OK
in which :							
$V_u =$	shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load(Fatigue I)						
$C =$	0.649						

Code	AASHTO-LRFD 2017				
Element	49				
Position	J				
Moment Type	Beam				

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

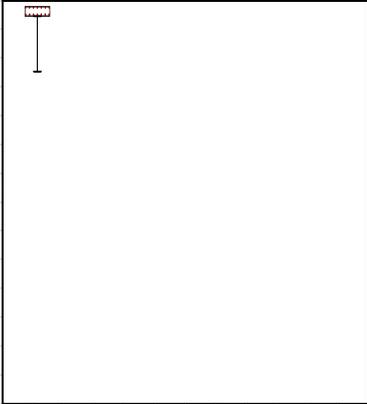
1) Slab Properties

$B_s = 1000.000$ mm
 $t_s = 200.000$ mm
 $t_h = 10.000$ mm
 $f_c' = 31.026$ MPa
 $E_c = 26649.638$ MPa
 $A_r = 1806.448$ mm²
 $F_{Yr} = 413.686$ MPa

2) Girder Properties

[Section]

$b_{fc} = 300.000$ mm $b_{ft} = 300.000$ mm
 $t_{rc} = 10.000$ mm $t_{rt} = 10.000$ mm
 $D = 1180.000$ mm $t_w = 10.000$ mm
 $H = 1200.000$ mm



Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$F_{yc} = 248.211$ MPa (Compression Flange Yield Strength)
 $F_{yw} = 248.211$ MPa (Web Yield Strength)
 $F_{yt} = 248.211$ MPa (Tension Flange Yield Strength)
 $E_s = 199948.024$ MPa (Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_0 (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333
d_{Top} (mm)	600.000	d_{Bot} (mm)	600.000		
S_{Top} (mm ³)	5822322.222	S_{Bot} (mm ³)	5822322.222		
S_L (mm ³)	300655.556	S_R (mm ³)	300655.556		
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section
 (Es/Ec = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

$A_{(3n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(3n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(3n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(3n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(3n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(3n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(3n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(3n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(3n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(3n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : MY-MAX

Component		M _u (kN-m)				V _u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	1489.996	2383.963	3873.958	-165.125	-0.107

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-30.482	-48.770	-79.252
	Bot	0.000	172.422	275.871	448.293

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum
Forces		0.000	0.885	-3.024	-2.139

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.059	-0.200	-0.142
		R	0.000	-0.059	0.200	0.142
	B	L	0.000	0.059	-0.200	-0.142
		R	0.000	-0.059	0.200	0.142

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _u (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

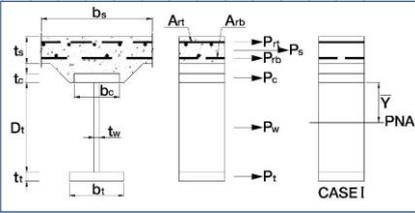
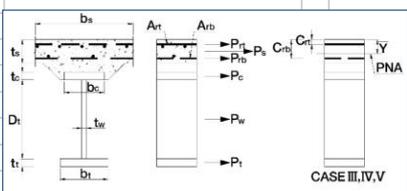
Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term (M _{D2})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions						
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)						
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)						
$\frac{b_f}{2t_f}$	=	15.000	>	12 NG	
b_f	=	300.000	≥	D/6 = 196.667 OK	
t_f	=	10.000	>	1.1t_w = 11.000 NG	
I_{yc}	=	$\frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12}$	=	22500000.000 mm ⁴		
I_{yt}	=	$\frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12}$	=	22500000.000 mm ⁴		
0.1	≤	$\frac{I_{yc}}{I_{yt}}$	=	1.000	≤ 10.0 OK
3) Flexural Strength Limit State in positive flexure						
• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)						
$\min (F_{yc}, F_{yt})$	=	248.211 MPa	≤	485.000 MPa OK	
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	≤	150 OK	
$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w}$	=	0.000	≤	$3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 106.717$ OK	
in which :						
D_{cp}	=	0.000 mm	(Reinforcement under compression is conservatively neglected)			
∴ Compact section.						
• Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)						
R_h	=	1.000	(homogeneous section)			
• Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)						
① Plastic Forces						
- Plastic Forces						
P_{rt}	=	$F_{yr} A_{rt}$	=	0.000 kN		
P_{rb}	=	$F_{yr} A_{rb}$	=	0.000 kN		
P_t	=	$b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt}$	=	744.634 kN		
P_w	=	$D \cdot t_w \cdot F_{yw}$	=	2928.894 kN		
P_c	=	$b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc}$	=	744.634 kN		
P_s	=	$0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s$	=	5274.491 kN		
- Distance from the plastic neutral axis						
d_{rt}	=	150.496 mm	(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)			
d_{rb}	=	6.169 mm	(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)			
d_t	=	1227.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)			
d_w	=	632.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)			
d_c	=	37.471 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)			
d_s	=	67.529 mm	(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)			
② Plastic moment						
- Check the case of the plastic neutral axis						
C_{rt}	=	17.034 mm				
$P_t + P_w + P_c + P_{rb}$	=	4418.162 kN	≥	$(\frac{C_{rt}}{t_s}) \cdot P_s + P_{rt} = 449.217$ kN OK	
∴ PNA Above Prb and Below Prt in Concrete Deck						
- Distance of the plastic neutral axis						
Y	=	$t_s \cdot (\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s})$	=	167.529 mm		
- Plastic Moment						
M_p	=	$\frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s}$	+	$[P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t]$	= 3164.443 kN·m	
						
						

· Yield Moment(M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)

① Yield Moment of Top Flange

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.490E+09}{4.888E+07} + \frac{M_{AD}}{4.888E+07} = 248.211 \text{ MPa}$$

$$M_{AD} = 1.064E+04 \text{ kN-m}$$

$$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN-m}$$

② Yield Moment of Bottom Flange

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.490E+09}{8.642E+06} + \frac{M_{AD}}{8.642E+06} = 248.211 \text{ MPa}$$

$$M_{AD} = 6.549E+02 \text{ kN-m}$$

$$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN-m}$$

$$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN-m}$$

in which :

- S : noncomposite section modulus (mm^3)
- S_{3n} : long-term composite section modulus (mm^3)
- S_n : short-term composite section modulus (mm^3)
- M_D : moment of noncomposite section (kN-m)
- M_{D_i} : moment of long-term composite section (kN-m)
- M_{AD} : additional yield moment of short-term composite section (kN-m)

· Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)

Because of discretely braced tension flange.

$$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.142 \text{ MPa}$$

Because of torsional warping

$$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$$

in which :

- M_b : Bi-moment
- I_w : Warping constant
- w : Warping function at stress point

$$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.142 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$$

· Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)

i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span

$$M_{n1} = 1.3 R_h \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN-m}$$

ii. Nominal Flexural Resistance by D_p

$D_p > 0.1D_t$ therefore,

$$M_{n2} = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN-m}$$

$$\therefore M_n = \min (M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN-m}$$

· Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)

$$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 3874.366 > \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN-m} \quad \text{..... NG}$$

in which :

$$M_{uy} = 3873.958 \text{ kN-m}$$

$$S_{xt} = 8641572.522 \text{ mm}^3 \quad (= M_{yt}/F_{yt})$$

$$\Phi_f = 1.000$$

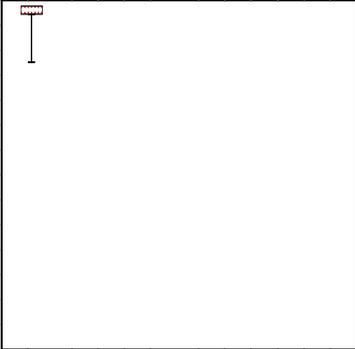
· Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)

$$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm} \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$D_p = 167.529 \text{ mm} \quad (\text{distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment})$$

$$D_t = 1400.000 \text{ mm} \quad (\text{total depth of the composite section})$$

III. Design Condition (Negative Flexure)							
1. Section Properties							
1) Slab Properties							
B_s	=	1000.000 mm					
t_s	=	200.000 mm					
t_h	=	10.000 mm					
f_{ck}	=	31.026 MPa					
E_c	=	26649.638 MPa					
A_r	=	1806.448 mm ²					
F_{yr}	=	413.686 MPa					
2) Girder Properties							
[Section]							
b_{fc}	=	300.000 mm	b_{ft}	=	300.000 mm		
t_{fc}	=	10.000 mm	t_{ft}	=	10.000 mm		
D	=	1180.000 mm	t_w	=	10.000 mm		
H	=	1200.000 mm					
							
Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note		
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896			
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896			
Web	A36	10.000	248.211	399.896			
[Design Strength]							
F_{yc}	=	248.211 MPa	(Compression Flange Yield Strength)				
F_{yw}	=	248.211 MPa	(Web Yield Strength)				
F_{yt}	=	248.211 MPa	(Tension Flange Yield Strength)				
E_s	=	199948.024 MPa	(Elastic Modulus of Steel)				
3) Transverse Stiffener Properties							
Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000
2. Elastic Section Properties							
1) Steel Section							
A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333		
d_{top} (mm)	600.000	d_{bot} (mm)	600.000				
S_{top} (mm ³)	5822322.222	S_{bot} (mm ³)	5822322.222				
S_x (mm ³)	300655.556	S_x (mm ³)	300655.556				
w_x (mm ²)	88485.890	w_x (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13		
w_y (mm ²)	88485.890	w_y (mm ²)	-88485.890				
2) Short-term Composite Section							
$A_{n(n)}$ (mm ²)	44456.566	I_{yn} (mm ⁴)	8812039961.301	I_{zn} (mm ⁴)	2266478793.103		
$d_{top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726				
$S_{top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522				
S_{Ln} (mm ³)	15109858.621	S_{Rn} (mm ³)	15109858.621				
w_{1n} (mm ²)	6090.132	w_{2n} (mm ²)	-6098.559	I_{wn} (mm ⁶)	4.256952E+13		
w_{3n} (mm ²)	189362.212	w_{4n} (mm ²)	-189361.281				
3) Long-term Composite Section							
(Es/Ec = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))							
$A_{n(n)}$ (mm ²)	44456.566	I_{yn} (mm ⁴)	8812039961.301	I_{zn} (mm ⁴)	2266478793.103		
$d_{top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726				
$S_{top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522				
S_{Ln} (mm ³)	15109858.621	S_{Rn} (mm ³)	15109858.621				
w_{1n} (mm ²)	6090.132	w_{2n} (mm ²)	-6098.559	I_{wn} (mm ⁶)	4.256952E+13		
w_{3n} (mm ²)	189362.212	w_{4n} (mm ²)	-189361.281				
4) Short-term Composite Section(Long. Reinforcement)							
A_{R3} (mm ²)	19606.448	I_{yR3} (mm ⁴)	4318776104.100	I_{zR3} (mm ⁴)	224578177.776		
d_{topR3} (mm)	535.078	d_{botR3} (mm)	664.922				
S_{topR3} (mm ³)	8071297.909	S_{botR3} (mm ³)	6495164.611				
S_{LR3} (mm ³)	1494642.521	S_{RR3} (mm ³)	1499741.866				
w_{1R3} (mm ²)	6090.132	w_{2R3} (mm ²)	-6098.559	I_{wR3} (mm ⁶)	4.256952E+13		
w_{3R3} (mm ²)	189362.212	w_{4R3} (mm ²)	-189361.281				
5) Long-term Composite Section(Long. Reinforcement/3)							
A_{R3} (mm ²)	18402.149	I_{yR3} (mm ⁴)	3786280022.005	I_{zR3} (mm ⁴)	104921250.316		
d_{topR3} (mm)	576.943	d_{botR3} (mm)	623.057				
S_{topR3} (mm ³)	6562656.577	S_{botR3} (mm ³)	6076941.882				
S_{LR3} (mm ³)	699052.211	S_{RR3} (mm ³)	699898.305				
w_{1R3} (mm ²)	6090.132	w_{2R3} (mm ²)	-6098.559	I_{wR3} (mm ⁶)	4.256952E+13		
w_{3R3} (mm ²)	189362.212	w_{4R3} (mm ²)	-189361.281				

IV. Strength Limit State - Flexural Resistance				
1. Flexure				
■ Negative moment				
1) Design Forces and Stresses				
Negative load combination does not exist. Skip this check.				
V. Strength Limit State - Shear Resistance				
1. Shear				
■ Max				
1) Design Forces and Stresses				
Load Combination Name :		scLCB1		
Load Combination Type :		FZ-MIN		
		V_u (kN)		
Component	Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces	0.000	-47.326	-197.974	-245.300
2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)				
· Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)				
· Web Classification				
Longitudinal Stiffener :	Not Exist			
Transverse Stiffener :	Exist			
Transverse Spacing =	1800.000 mm	<	3 D =	3540.000 mm
So, this web is considered stiffened web				
shear-buckling coefficient of stiffened Webs				
$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 7.149$				
$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$				
therefore,				
$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) = 0.649$				
· Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)				
$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1698.758 \text{ kN}$				
$\frac{2D \cdot t_w}{(b_{fc} \cdot t_{fc} + b_{ft} \cdot t_{ft})} = 3.933 > 2.500$				
therefore,				
$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2} + \frac{d_0}{D}\right)} \right] = 1257.781 \text{ kN}$				
$V_u = -245.300 \leq \Phi_v \cdot V_n = 1257.781 \text{ kN}$ OK				
in which :				
$\Phi_v = 1.000$				
3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)				
① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)				
$b_t = 145.000 \text{ mm} \geq 2.0 + D / 30.0 = 90.133 \text{ mm}$ OK				
$16.0 t_p = 80.000 \text{ mm} < b_t = 145.000 \geq b_f / 4 = 75.000 \text{ mm}$ NG				
in which :				
D = 1180.000 mm (height of steel section)				
t _p = 5.000 mm (thickness of stiffener)				
b _f = 300.000 mm (width of flange)				
② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)				
$I_t = t_p \cdot b_t^3 / 3 = 5081041.667 \text{ mm}^4$				
$J_{cal} = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 = -0.926$				
J = max (J _{cal} , 0.5) = 0.500				
I _{t1} = b · t _w ³ · J = 590000.000 mm ⁴ (yielding of stiffener)				
$I_{t2} = \frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} = 10276973.543 \text{ mm}^4$				
in which :				
$\rho_t = \max(F_{yw} / F_{crs}, 1.0) = 3.368$				
$F_{crs} = \min\left(\frac{0.31E}{(b_f/t_p)^2}, F_{ys}\right) = 73.703 \text{ MPa}$				
V _u ≤ Φ _v V _{cr} therefore,				
I _t = 5081041.667 mm ⁴ ≥ min(I _{t1} , I _{t2}) = 590000.000 mm ⁴ OK				

VI. Service Limit State						
■ Positive moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		scLCB39				
Load Combination Type :		MY-MAX				
Component		M _s (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				Sum
		Steel	Long-term	Short-term		
Forces	(+)	0.000	1191.997	1753.943		2945.940
	Top	0.000	-24.385	-35.882		-60.267
Stresses	Bot	0.000	137.937	202.966		340.903
2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)						
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)						
Because of discretely braced tension flange.						
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.497 \text{ MPa}$						
Because of torsional warping						
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$						
in which :						
M _b : Bi-moment						
I _w : Warping constant						
w : Warping function at stress point						
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.497 \leq 0.6 F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \dots \text{OK}$						
• Top Flange						
$f_f = -60.267 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \dots \text{OK}$						
• Bottom Flange						
$f_t + f_l / \dot{c} = 341.152 \text{ MPa} > 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \dots \text{NG}$						
in which :						
f _t = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending						
F _{yf} = specified minimum yield strength of a flange						
• Postive Flexure and $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.						
■ Positive/Negative moment						
1) Design Forces and Stresses						
There is no service load combination. Skip this check.						
III. Fatigue Limit State						
■ Fatigue moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		scLCB50				
Component		LCB	M _u (kN-m) / f _{c,t} (MPa)			
			Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.079	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	1191.997	2397.486	1191.917
	Bot(Tens.)	Max	0.000	1191.997	2397.486	1191.917
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.079	0.000
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.002	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	-23.033	-46.326	-23.031
	Bot(Tens.)	Max	0.000	136.585	274.716	136.576
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.009	0.000
Load Combination Name :		scLCB49				
Component	V _u (kips)					
Shear Force	-37.861					
2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)						
■ Top Flange						
The stress from unfactored DL = -23.033 MPa (- : Compression)						
The stress from fatigue LCB = 0.002 MPa						
Skip this check. [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]						

■ Bottom Flange			
The stress from unfactored DL	=	136.585 MPa	(- : Compression)
The stress from fatigue LCB	=	-0.009 MPa	
Check Load-Induced Fatigue	[The stress from unfactored DL is the tensile stress.]		
No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000
(ADTT) _{SL} (=	1000.00)	>	(ADTT) _{SL} Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)
=> Check for fatigue I			
For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds			
(ΔF) _{TH} =	82.700 MPa		
∴ (ΔF) _n = (ΔF) _{TH} =	82.700 MPa		
γ(Δf)	=	274.725 MPa	> (ΔF) _n = 82.700 MPa (warping stress = 0.000 MPa) NG
3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)			
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)			
shear-buckling coefficient of stiffened Webs			
k	=	$5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$	= 7.149
$\frac{D}{t_w}$	=	118.000	> $1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$
therefore,			
C	=	$\frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right)$	= 0.649
V _u	=	-37.861 kN	≤ V _{cr} = 0.58 C · F _{yw} · D · t _w = 1103.046 kN OK
in which :			
V _u	=	shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load(Fatigue I)	
C	=	0.649	

Code	AASHTO-LRFD 2017
Element	69
Position	I
Moment Type	Beam

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

1) Slab Properties

B_s	=	1000.000 mm
t_s	=	200.000 mm
t_h	=	10.000 mm
f_c'	=	31.026 MPa
E_c	=	26649.638 MPa
A_r	=	1806.448 mm ²
F_{yr}	=	413.686 MPa

2) Girder Properties

[Section]

b_{fc}	=	300.000 mm	b_{ft}	=	300.000 mm
t_{fc}	=	10.000 mm	t_{ft}	=	10.000 mm
D	=	1180.000 mm	t_w	=	10.000 mm
H	=	1200.000 mm			



Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

F_{yc}	=	248.211 MPa	(Compression Flange Yield Strength)
F_{yw}	=	248.211 MPa	(Web Yield Strength)
F_{yt}	=	248.211 MPa	(Tension Flange Yield Strength)
E_s	=	199948.024 MPa	(Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333
d_{top} (mm)	600.000	d_{bot} (mm)	600.000		
S_{top} (mm ³)	5822322.222	S_{bot} (mm ³)	5822322.222		
S_L (mm ³)	300655.556	S_R (mm ³)	300655.556		
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section

($E_s/E_c = 3n$ (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

$A_{(3n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(3n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(3n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{top(3n)}$ (mm)	180.274	$d_{bot(3n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{top(3n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{bot(3n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(3n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(3n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(3n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : FZ-MIN

Component		M _u (kN-m)				V _u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	914.026	1484.548	2398.574	-535.599	0.586

Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-18.699	-30.370	-49.069
	Bot	0.000	105.771	171.791	277.562

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum
Forces		0.000	0.241	3.062	3.303

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.016	0.203	0.219
		R	0.000	-0.016	-0.203	-0.219
	B	L	0.000	0.016	0.203	0.219
		R	0.000	-0.016	-0.203	-0.219

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _u (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

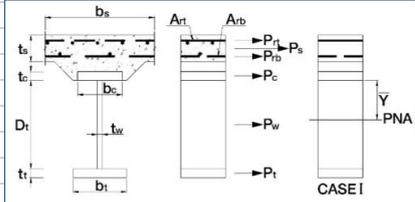
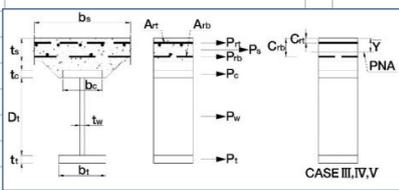
Component		f _{ct} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term(M _{D23})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions					
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)					
$\frac{D}{t_w} = 118.000$	\leq	150		 OK
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)					
$\frac{b_f}{2t_f} = 15.000$	$>$	12		 NG
$b_f = 300.000$	\geq	$D/6 = 196.667$		 OK
$t_f = 10.000$	$>$	$1.1t_w = 11.000$		 NG
$I_{yc} = \frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$					
$I_{yt} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$					
$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.000 \leq 10.0$				 OK
3) Flexural Strength Limit State in positive flexure					
• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)					
$\min (F_{yc}, F_{yt}) = 248.211 \text{ MPa}$	\leq	485.000 MPa		 OK
$\frac{D}{t_w} = 118.000$	\leq	150		 OK
$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} = 0.000$	\leq	$3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 106.717$		 OK
in which :					
$D_{cp} = 0.000 \text{ mm}$				(Reinforcement under compression is conservatively neglected)	
∴ Compact section.					
• Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)					
$R_h = 1.000$		(homogeneous section)			
• Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)					
① Plastic Forces					
- Plastic Forces					
$P_{rt} = F_{yt} A_{rt} = 0.000 \text{ kN}$					
$P_{rb} = F_{yt} A_{rb} = 0.000 \text{ kN}$					
$P_t = b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt} = 744.634 \text{ kN}$					
$P_w = D \cdot t_w \cdot F_{yw} = 2928.894 \text{ kN}$					
$P_c = b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc} = 744.634 \text{ kN}$					
$P_s = 0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s = 5274.491 \text{ kN}$					
					
- Distance from the plastic neutral axis					
$d_{rt} = 150.496 \text{ mm}$		(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)			
$d_{rb} = 6.169 \text{ mm}$		(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)			
$d_t = 1227.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)			
$d_w = 632.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)			
$d_c = 37.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)			
$d_s = 67.529 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)			
② Plastic moment					
- Check the case of the plastic neutral axis					
$C_{rt} = 17.034 \text{ mm}$					
$P_t + P_w + P_c + P_s = 4418.162 \text{ kN}$	\geq	$(\frac{C_{rt}}{t_s}) \cdot P_s + P_{rt} = 449.217 \text{ kN}$		 OK
∴ PNA Above Prb and Below Prt in Concrete Deck					
- Distance of the plastic neutral axis					
$Y = t_s \cdot (\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}) = 167.529 \text{ mm}$					
- Plastic Moment					
$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s} + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t] = 3164.443 \text{ kN-m}$					
					

• Yield Moment(M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)			
① Yield Moment of Top Flange			
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Top}} + \frac{M_{D2}}{S_{Top(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Top(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{9.140E+08}{4.888E+07} + \frac{M_{AD}}{4.888E+07} = 248.211 \text{ MPa}$			
$M_{AD} = 1.122E+04 \text{ kN-m}$			
$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN-m}$			
② Yield Moment of Bottom Flange			
$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{9.140E+08}{8.642E+06} + \frac{M_{AD}}{8.642E+06} = 248.211 \text{ MPa}$			
$M_{AD} = 1.231E+03 \text{ kN-m}$			
$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN-m}$			
$\therefore M_y = \min (M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN-m}$			
in which :			
S :	noncomposite section modulus (mm^3)		
S_{3n} :	long-term composite section modulus (mm^3)		
S_n :	short-term composite section modulus (mm^3)		
M_D :	moment of noncomposite section (kN-m)		
M_{D1} :	moment of long-term composite section (kN-m)		
M_{AD} :	additional yield moment of short-term composite section (kN-m)		
• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)			
Because of discretely braced tension flange.			
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.219 \text{ MPa}$			
Because of torsional warping			
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot w_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot w_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot w_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$			
in which :			
M_b :	Bi-moment		
I_w :	Warping constant		
w :	Warping function at stress point		
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.219 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa}$		 OK
• Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)			
i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span			
$M_n = 1.3 R_h \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN-m}$			
ii. Nominal Flexural Resistance by D_p			
$D_p > 0.1D_t$ therefore,			
$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN-m}$			
$\therefore M_n = \min (M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN-m}$			
• Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)			
$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 2399.204 \leq \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN-m}$		 OK
in which :			
$M_{uy} = 2398.574 \text{ kN-m}$			
$S_{xt} = 8641572.522 \text{ mm}^3 (= M_y/F_y)$			
$\Phi_f = 1.000$			
• Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)			
$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm}$		 OK
in which :			
$D_p = 167.529 \text{ mm}$	(distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment)		
$D_t = 1400.000 \text{ mm}$	(total depth of the composite section)		

Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_c (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

A(mm ²)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)
17800.000	3493393333.333	45098333.333

A _{yn} (mm ²)	I_{yn} (mm ⁴)	I_{zn} (mm ⁴)
44456.566	8812039961.301	2266478793.103

A _{yn} (mm ²)	I_{yn} (mm ⁴)	I_{zn} (mm ⁴)
44456.566	8812039961.301	2266478793.103

A _{R3} (mm ²)	I_{yR3} (mm ⁴)	I_{zR3} (mm ⁴)
19606.448	4318776104.100	224578177.776

A _{R3} (mm ²)	I_{yR3} (mm ⁴)	I_{zR3} (mm ⁴)
18402.149	3786280022.005	104921250.316

V. Strength Limit State - Shear Resistance				
1. Shear				
■ Max				
1) Design Forces and Stresses				
Load Combination Name : sclCB1				
Load Combination Type : FZ-MIN				
		V_u (kN)		
Component	Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces	0.000	-193.367	-342.232	-535.599
2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)				
· Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)				
· Web Classification				
Longitudinal Stiffener : Not Exist				
Transverse Stiffener : Exist				
Transverse Spacing = 1800.000 mm < 3 D = 3540.000 mm				
So, this web is considered stiffened web				
shear-buckling coefficient of stiffened Webs				
$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 7.149$				
$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$				
therefore,				
$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) = 0.649$				
· Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)				
$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1698.758 \text{ kN}$				
$\frac{2D \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc} + b_{ft} \cdot t_{ft}} = 3.933 > 2.500$				
therefore,				
$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2} + \frac{d_o}{D}\right)} \right] = 1257.781 \text{ kN}$				
$V_u = -535.599 \leq \Phi_v \cdot V_n = 1257.781 \text{ kN}$ OK				
in which :				
$\Phi_v = 1.000$				
3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)				
① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)				
$b_t = 145.000 \text{ mm} \geq 2.0 + D / 30.0 = 90.133 \text{ mm}$ OK				
$16.0 t_p = 80.000 \text{ mm} < b_t = 145.000 \geq b_f / 4 = 75.000 \text{ mm}$ NG				
in which :				
$D = 1180.000 \text{ mm}$ (height of steel section)				
$t_p = 5.000 \text{ mm}$ (thickness of stiffener)				
$b_f = 300.000 \text{ mm}$ (width of flange)				
② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)				
$I_t = t_p \cdot b_t^3 / 3 = 5081041.667 \text{ mm}^4$				
$J_{cal} = \frac{2.5}{(d_o/D)^2} - 2.0 = -0.926$				
$J = \max(J_{cal}, 0) = 0.500$				
$I_{t1} = b \cdot t_w^3 \cdot J = 590000.000 \text{ mm}^4$ (yielding of stiffener)				
$I_{t2} = \frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} = 10276973.543 \text{ mm}^4$				
in which :				
$\rho_t = \max(F_{yw} / F_{crs}, 1.0) = 3.368$				
$F_{crs} = \min\left(\frac{0.31E}{(b/t_p)^2}, F_{ys}\right) = 73.703 \text{ MPa}$				
$V_u \leq \Phi_v V_{cr}$ therefore,				
$I_t = 5081041.667 \text{ mm}^4 \geq \min(I_{t1}, I_{t2}) = 590000.000 \text{ mm}^4$ OK				

VI. Service Limit State						
■ Positive moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		sclCB39				
Load Combination Type :		FZ-MIN				
		M _s (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				
Component		Steel	Long-term	Short-term	Sum	
Forces	(+)	0.000	731.221	1087.701	1818.922	
	Stresses					
	Top	0.000	-14.959	-22.252	-37.211	
	Bot	0.000	84.617	125.868	210.485	
2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)						
· Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)						
Because of discretely braced tension flange.						
$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.380 \text{ MPa}$						
Because of torsional warping						
$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$						
in which :						
M _b : Bi-moment						
I _w : Warping constant						
w : Warping function at stress point						
$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.380 \leq 0.6 F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \dots \text{OK}$						
· Top Flange						
$f_f = -37.211 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \dots \text{OK}$						
· Bottom Flange						
$f_t + f_l / i = 210.675 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \dots \text{OK}$						
in which :						
f _f = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending						
F _{yf} = specified minimum yield strength of a flange						
Positive Flexure and $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.						
■ Positive/Negative moment						
1) Design Forces and Stresses						
There is no service load combination. Skip this check.						
III. Fatigue Limit State						
■ Fatigue moment						
1) Design Forces and Stresses						
Load Combination Name :		sclCB50				
		M _s (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				
Component		LCB	Steel	Long-term	Short-term	Sum
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.249	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	731.221	1496.565	730.972
	Bot(Tens.)	Max	0.000	731.221	1496.565	730.972
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.249	0.000
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.005	0.000
	Top(Comp.)	Max	0.000	-14.129	-28.918	-14.124
	Bot(Tens.)	Max	0.000	83.787	171.484	83.758
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.029	0.000
Load Combination Name :		sclCB49				
Component	V _u (kips)					
Shear Force	-154.694					
2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)						
■ Top Flange						
The stress from unfactored DL = -14.129 MPa (- : Compression)						
The stress from fatigue LCB = 0.005 MPa						
Skip this check [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]						
■ Bottom Flange						
The stress from unfactored DL = 83.787 MPa (- : Compression)						
The stress from fatigue LCB = -0.029 MPa						

Check Load-Induced Fatigue		[The stress from unfactored DL is the tensile stress.]	
No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000
(ADTT) _{SL} (= 1000.00)		> (ADTT) _{SL}	Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)
=> Check for fatigue I			
For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds			
(ΔF) _{TH} = 82.700 MPa			
∴ (ΔF) _n = (ΔF) _{TH} = 82.700 MPa			
γ(Δf) =	171.512 MPa	> (ΔF) _n =	82.700 MPa (warping stress = 0.000 MPa) NG
3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)			
• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)			
shear-buckling coefficient of stiffened Webs			
$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} =$		7.149	
$\frac{D}{t_w} =$	118.000	> 1.40 √ $\frac{E \cdot k}{F_{yw}} =$	106.241
therefore,			
$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) =$		0.649	
$V_u =$	-154.694 kN	≤ $V_{cr} = 0.58 C \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w =$	1103.046 kN OK
in which :			
$V_u =$	shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load(Fatigue I)		
$C =$	0.649		

Code	AASHTO-LRFD 2017				
Element	69				
Position	J				
Moment Type	Beam				

I. Design Condition (Positive Flexure)

1. Section Properties

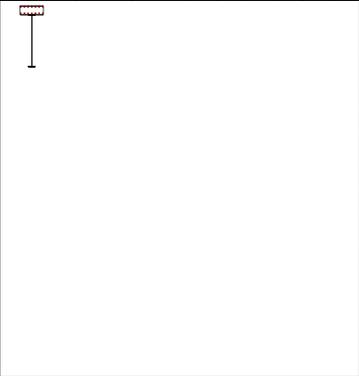
1) Slab Properties

$B_s = 1000.000$ mm
 $t_s = 200.000$ mm
 $t_h = 10.000$ mm
 $f_c' = 31.026$ MPa
 $E_c = 26649.638$ MPa
 $A_r = 1806.448$ mm²
 $F_{yr} = 413.686$ MPa

2) Girder Properties

[Section]

$b_{fc} = 300.000$ mm $b_{ft} = 300.000$ mm
 $t_{fc} = 10.000$ mm $t_{ft} = 10.000$ mm
 $D = 1180.000$ mm $t_w = 10.000$ mm
 $H = 1200.000$ mm



Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896	
Web	A36	10.000	248.211	399.896	

[Design Strength]

$F_{yc} = 248.211$ MPa (Compression Flange Yield Strength)
 $F_{yw} = 248.211$ MPa (Web Yield Strength)
 $F_{yt} = 248.211$ MPa (Tension Flange Yield Strength)
 $E_s = 199948.024$ MPa (Elastic Modulus of Steel)

3) Transverse Stiffener Properties

Position	Type	f_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000

2. Elastic Section Properties

1) Steel Section

A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333
d_{Top} (mm)	600.000	d_{Bot} (mm)	600.000		
S_{Top} (mm ³)	5822322.222	S_{Bot} (mm ³)	5822322.222		
S_L (mm ³)	300655.556	S_R (mm ³)	300655.556		
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890		

2) Short-term Composite Section

$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

3) Long-term Composite Section

($E_s/E_c = 3n$ (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))

$A_{(3n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(3n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(3n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103
$d_{Top(3n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(3n)}$ (mm)	1019.726		
$S_{Top(3n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(3n)}$ (mm ³)	8641572.522		
$S_{L(3n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(3n)}$ (mm ³)	15109858.621		
w_1 (mm ²)	6090.132	w_2 (mm ²)	-6098.559	$I_{w(3n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13
w_3 (mm ²)	189362.212	w_4 (mm ²)	-189361.281		

II. Strength Limit State - Flexural Resistance

1. Flexure

■ Positive moment

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : FZ-MIN

Component		M _u (kN-m)				V _u (kN)	T (kN-m)
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum		
Forces	(+)	0.000	1118.427	1854.159	2972.586	-527.385	0.586

Component		f _{c,t} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	-22.880	-37.932	-60.812
	Bot	0.000	129.424	214.563	343.987

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.467	3.908	4.375

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.031	0.259	0.290
		R	0.000	-0.031	-0.259	-0.290
	B	L	0.000	0.031	0.259	0.290
		R	0.000	-0.031	-0.259	-0.290

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

- Design Forces and Stresses(Unbraced Length)

Component		M _u (kN-m)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Forces	(+)	0.000	0.000	0.000	0.000

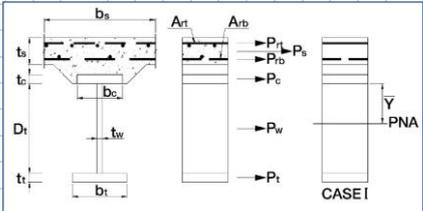
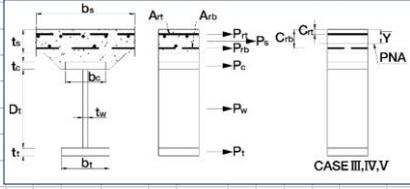
Component		f _{c,t} (MPa)			
		Steel (M _{D1})	Long-term (M _{D2})	Short-term	Sum
Stresses	Top	0.000	0.000	0.000	0.000
	Bot	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _{uz} (kN-m)			
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

Component		M _b (kN-m ²)			
		Steel (M _{b1})	Long-term (M _{b2})	Short-term(M _{b3})	Sum
Forces		0.000	0.000	0.000	0.000

Component		f _i (MPa)				
		Steel (M _{Dz1})	Long-term (M _{Dz2})	Short-term(M _{Dz3})	Sum	
Stresses	T	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000
	B	L	0.000	0.000	0.000	0.000
		R	0.000	0.000	0.000	0.000

2) Cross-section Proportions					
① Web Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.1)					
$\frac{D}{t_w} = 118.000$	\leq	150		 OK
② Flange Proportions (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.2.2)					
$\frac{b_f}{2t_f} = 15.000$	$>$	12		 NG
$b_f = 300.000$	\geq	$D/6 = 196.667$		 OK
$t_f = 10.000$	$>$	$1.1t_w = 11.000$		 NG
$I_{yc} = \frac{t_{fc} \cdot b_{fc}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$					
$I_{yt} = \frac{t_{ft} \cdot b_{ft}^3}{12} = 22500000.000 \text{ mm}^4$					
$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.000$		≤ 10.0		 OK
3) Flexural Strength Limit State in positive flexure					
• Section Classification (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.6.2)					
$\min (F_{yc}, F_{yt}) = 248.211 \text{ MPa}$	\leq	485.000 MPa		 OK
$\frac{D}{t_w} = 118.000$	\leq	150		 OK
$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} = 0.000$	\leq	$3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 106.717$		 OK
in which :					
$D_{cp} = 0.000 \text{ mm}$		(Reinforcement under compression is conservatively neglected)			
∴ Compact section.					
• Hybrid Factor, Rh (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.10.1)					
$R_h = 1.000$		(homogeneous section)			
• Plastic Moment(Mp) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.1)					
① Plastic Forces					
- Plastic Forces					
$P_{rt} = F_{yt} A_{rt} = 0.000 \text{ kN}$					
$P_{rb} = F_{yt} A_{rb} = 0.000 \text{ kN}$					
$P_t = b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot F_{yt} = 744.634 \text{ kN}$					
$P_w = D \cdot t_w \cdot F_{yw} = 2928.894 \text{ kN}$					
$P_c = b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot F_{yc} = 744.634 \text{ kN}$					
$P_s = 0.85 f_{ck} \cdot B_s \cdot t_s = 5274.491 \text{ kN}$					
					
- Distance from the plastic neutral axis					
$d_{rt} = 150.496 \text{ mm}$		(distance from the PNA to the centerline of the top layer of reinforcement)			
$d_{rb} = 6.169 \text{ mm}$		(distance from the PNA to the centerline of the bottom layer of reinforcement)			
$d_t = 1227.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the tension flange)			
$d_w = 632.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to middepth of the web)			
$d_c = 37.471 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the compression flange)			
$d_s = 67.529 \text{ mm}$		(distance from the plastic neutral axis to midthickness of the concrete deck)			
② Plastic moment					
- Check the case of the plastic neutral axis					
$C_{rt} = 17.034 \text{ mm}$					
$P_t + P_w + P_c + I = 4418.162 \text{ kN}$	\geq	$(\frac{C_{rt}}{t_s}) \cdot P_s + P_{rt} = 449.217 \text{ kN}$		 OK
∴ PNA Above Prb and Below Prt in Concrete Deck					
- Distance of the plastic neutral axis					
$Y = t_s \cdot (\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}) = 167.529 \text{ mm}$					
- Plastic Moment					
$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2t_s} + [P_{rt} \cdot d_{rt} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t] = 3164.443 \text{ kN-m}$					
					

• Yield Moment (M_y) (AASHTO LRFD Bridge, 2018, D6.2.2)

① Yield Moment of Top Flange

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{TOP}} + \frac{M_{D2}}{S_{TOP(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{TOP(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.118E+09}{4.888E+07} + \frac{M_{AD}}{\text{#####}} = 248.211 \text{ MPa}$$

$$M_{AD} = 1.101E+04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yTop} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.213E+04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② Yield Moment of Bottom Flange

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{Bot}} + \frac{M_{D2}}{S_{Bot(3n)}} + \frac{M_{AD}}{S_{Bot(n)}} = \frac{0.000E+00}{5.822E+06} + \frac{1.118E+09}{8.642E+06} + \frac{M_{AD}}{\text{#####}} = 248.211 \text{ MPa}$$

$$M_{AD} = 1.027E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yBot} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 2.145E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_y = \min(M_{yTop}, M_{yBot}) = 2.145E+03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

in which :

S : noncomposite section modulus (mm^3)

S_{3n} : long-term composite section modulus (mm^3)

S_n : short-term composite section modulus (mm^3)

M_D : moment of noncomposite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

M_{D_i} : moment of long-term composite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

M_{AD} : additional yield moment of short-term composite section ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)

Because of discretely braced tension flange.

$$f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.290 \text{ MPa}$$

Because of torsional warping

$$f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$$

in which :

M_b : Bi-moment

I_w : Warping constant

w : Warping function at stress point

$$f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.290 \leq 0.6F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$$

• Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1.2)

i . Nominal Flexural Resistance in a continuous span

$$M_{n1} = 1.3 R_h \cdot M_y = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ii . Nominal Flexural Resistance by D_p

$D_p > 0.1D_t$ therefore,

$$M_{n2} = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3120.886 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

• Check Flexural Resistance of Composite compact section (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.1)

$$M_{uy} + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} = 2973.420 > \Phi_f \cdot M_n = 2788.417 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{..... NG}$$

in which :

$$M_{uy} = 2972.586 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{xt} = 8641572.522 \text{ mm}^3 \quad (= M_y / F_{yt})$$

$$\Phi_f = 1.000$$

• Ductility Requirement (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.7.3)

$$D_p = 167.529 \leq 0.42D_t = 588.000 \text{ mm} \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$D_p = 167.529 \text{ mm} \quad (\text{distance from the top of the concrete deck to the neutral axis of the composite section at the plastic moment})$$

$$D_t = 1400.000 \text{ mm} \quad (\text{total depth of the composite section})$$

III. Design Condition (Negative Flexure)																													
1. Section Properties																													
1) Slab Properties																													
B_s	=	1000.000 mm																											
t_c	=	200.000 mm																											
t_h	=	10.000 mm																											
f_{ck}	=	31.026 MPa																											
E_c	=	26649.638 MPa																											
A_r	=	1806.448 mm ²																											
F_{yr}	=	413.686 MPa																											
2) Girder Properties																													
[Section]																													
b_{fc}	=	300.000 mm	b_{ft}	=	300.000 mm																								
t_{fc}	=	10.000 mm	t_{ft}	=	10.000 mm																								
D	=	1180.000 mm	t_w	=	10.000 mm																								
H	=	1200.000 mm																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Material</th> <th>Thick(mm)</th> <th>f_y(MPa)</th> <th>f_u(MPa)</th> <th>Note</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Compression Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tension Flange</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>A36</td> <td>10.000</td> <td>248.211</td> <td>399.896</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>						Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note	Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896		Web	A36	10.000	248.211	399.896	
Position	Material	Thick(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Note																								
Compression Flange	A36	10.000	248.211	399.896																									
Tension Flange	A36	10.000	248.211	399.896																									
Web	A36	10.000	248.211	399.896																									
[Design Strength]																													
F_{yc}	=	248.211 MPa	(Compression Flange Yield Strength)																										
F_{yw}	=	248.211 MPa	(Web Yield Strength)																										
F_{yt}	=	248.211 MPa	(Tension Flange Yield Strength)																										
E_s	=	199948.024 MPa	(Elastic Modulus of Steel)																										
3) Transverse Stiffener Properties																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Position</th> <th>Type</th> <th>F_y(MPa)</th> <th>H(mm)</th> <th>B(mm)</th> <th>t_w(mm)</th> <th>t_f(mm)</th> <th>d_o(mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Web</td> <td>1Side</td> <td>248.211</td> <td>145.000</td> <td>5.000</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>1800.000</td> </tr> </tbody> </table>						Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)	Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000								
Position	Type	F_y (MPa)	H(mm)	B(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d_o (mm)																						
Web	1Side	248.211	145.000	5.000	-	-	1800.000																						
2. Elastic Section Properties																													
1) Steel Section																													
A (mm ²)	17800.000	I_y (mm ⁴)	3493393333.333	I_z (mm ⁴)	45098333.333																								
d_{top} (mm)	600.000	d_{bot} (mm)	600.000																										
S_{top} (mm ³)	5822322.222	S_{bot} (mm ³)	5822322.222																										
S_x (mm ³)	300655.556	S_x (mm ³)	300655.556																										
w_1 (mm ²)	88485.890	w_2 (mm ²)	-88485.890	I_w (mm ⁶)	1.593012E+13																								
w_3 (mm ²)	88485.890	w_4 (mm ²)	-88485.890																										
2) Short-term Composite Section																													
$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																								
$d_{Top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(n)}$ (mm)	1019.726																										
$S_{Top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																										
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621																										
$w_{1(n)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(n)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																										
3) Long-term Composite Section																													
(Es/Ec = 3n (or n for time dependent material properties defined since the analysis results take into account the long term effects))																													
$A_{(n)}$ (mm ²)	44456.566	$I_{y(n)}$ (mm ⁴)	8812039961.301	$I_{z(n)}$ (mm ⁴)	2266478793.103																								
$d_{Top(n)}$ (mm)	180.274	$d_{Bot(n)}$ (mm)	1019.726																										
$S_{Top(n)}$ (mm ³)	48881487.848	$S_{Bot(n)}$ (mm ³)	8641572.522																										
$S_{L(n)}$ (mm ³)	15109858.621	$S_{R(n)}$ (mm ³)	15109858.621																										
$w_{1(n)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(n)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(n)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(n)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(n)}$ (mm ²)	-189361.281																										
4) Short-term Composite Section(Long. Reinforcement)																													
$A_{(R)}$ (mm ²)	19606.448	$I_{y(R)}$ (mm ⁴)	4318776104.100	$I_{z(R)}$ (mm ⁴)	224578177.776																								
$d_{Top(R)}$ (mm)	535.078	$d_{Bot(R)}$ (mm)	664.922																										
$S_{Top(R)}$ (mm ³)	8071297.909	$S_{Bot(R)}$ (mm ³)	6495164.611																										
$S_{L(R)}$ (mm ³)	1494642.521	$S_{R(R)}$ (mm ³)	1499741.866																										
$w_{1(R)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(R)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(R)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(R)}$ (mm ²)	-189361.281																										
5) Long-term Composite Section(Long. Reinforcement/3)																													
$A_{(R3)}$ (mm ²)	18402.149	$I_{y(R3)}$ (mm ⁴)	3786280022.005	$I_{z(R3)}$ (mm ⁴)	104921250.316																								
$d_{Top(R3)}$ (mm)	576.943	$d_{Bot(R3)}$ (mm)	623.057																										
$S_{Top(R3)}$ (mm ³)	6562656.577	$S_{Bot(R3)}$ (mm ³)	6076941.882																										
$S_{L(R3)}$ (mm ³)	699052.211	$S_{R(R3)}$ (mm ³)	699898.305																										
$w_{1(R3)}$ (mm ²)	6090.132	$w_{2(R3)}$ (mm ²)	-6098.559	$I_{w(R3)}$ (mm ⁶)	4.256952E+13																								
$w_{3(R3)}$ (mm ²)	189362.212	$w_{4(R3)}$ (mm ²)	-189361.281																										

V. Strength Limit State - Shear Resistance

1. Shear

■ Max

1) Design Forces and Stresses

Load Combination Name : scLCB1

Load Combination Type : FZ-MIN

Component	V _u (kN)			Sum
	Steel	Long-term	Short-term	
Forces	0.000	-185.153	-342.232	-527.385

2) Shear Resistance (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9)

• Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)

• Web Classification

Longitudinal Stiffener : Not Exist

Transverse Stiffener : Exist

Transverse Spacing = 1800.000 mm < 3 D = 3540.000 mm

So, this web is consider stiffened web

shear-buckling coefficient of stiffened Webs

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 7.149$$

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$$

therefore,

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) = 0.649$$

• Nominal Resistance of Stiffened interior Webs (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)

$$V_p = 0.58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1698.758 \text{ kN}$$

$$\frac{2D \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc} + b_{ft} \cdot t_{ft}} = 3.933 > 2.500$$

therefore,

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2} + \frac{d_o}{D}\right)} \right] = 1257.781 \text{ kN}$$

$$V_u = -527.385 \leq \Phi_v \cdot V_n = 1257.781 \text{ kN} \quad \text{..... OK}$$

in which :

$$\Phi_v = 1.000$$

3) Transverse Stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)

① Projecting Width (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1)

$$b_t = 145.000 \text{ mm} \geq 2.0 + D / 30.0 = 90.133 \text{ mm} \quad \text{..... OK}$$

$$16.0 t_p = 80.000 \text{ mm} < b_t = 145.000 \geq b_t / 4 = 75.000 \text{ mm} \quad \text{..... NG}$$

in which :

$$D = 1180.000 \text{ mm (height of steel section)}$$

$$t_p = 5.000 \text{ mm (thickness of stiffener)}$$

$$b_t = 300.000 \text{ mm (width of flange)}$$

② Moment of Inertia and Radius of Gyration (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.11.1.3)

$$I_t = t_p \cdot b_t^3 / 3 = 5081041.667 \text{ mm}^4$$

$$J_{cal} = \frac{2.5}{(d_o/D)^2} - 2.0 = -0.926$$

$$J = \max(J_{cal}, 0) = 0.500$$

$$I_{t1} = b \cdot t_w^3 \cdot J = 590000.000 \text{ mm}^4 \text{ (yielding of stiffener)}$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} = 10276973.543 \text{ mm}^4$$

in which :

$$\rho_t = \max(F_{yw} / F_{crs}, 1.0) = 3.368$$

$$F_{crs} = \min \left(\frac{0.31E}{(b/t_p)^2}, F_{ys} \right) = 73.703 \text{ MPa}$$

$V_u \leq \Phi_v V_{cr}$ therefore,

$$I_t = 5081041.667 \text{ mm}^4 \geq \min(I_{t1}, I_{t2}) = 590000.000 \text{ mm}^4 \quad \text{..... OK}$$

VI. Service Limit State																																																																					
<p>■ Positive moment</p> <p>1) Design Forces and Stresses</p> <p>Load Combination Name : scLCB39</p> <p>Load Combination Type : FZ-MIN</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Component</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">M_s (kN-m) / f_{c,t} (MPa)</th> </tr> <tr> <th>Steel</th> <th>Long-term</th> <th>Short-term</th> <th>Sum</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Forces</td> <td>(+)</td> <td>0.000</td> <td>894.741</td> <td>1359.591</td> <td>2254.332</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Stresses</td> <td>Top</td> <td>0.000</td> <td>-18.304</td> <td>-27.814</td> <td>-46.118</td> </tr> <tr> <td>Bot</td> <td>0.000</td> <td>103.539</td> <td>157.331</td> <td>260.871</td> </tr> </tbody> </table>		Component		M _s (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				Steel	Long-term	Short-term	Sum	Forces	(+)	0.000	894.741	1359.591	2254.332	Stresses	Top	0.000	-18.304	-27.814	-46.118	Bot	0.000	103.539	157.331	260.871																																									
Component				M _s (kN-m) / f _{c,t} (MPa)																																																																	
		Steel	Long-term	Short-term	Sum																																																																
Forces	(+)	0.000	894.741	1359.591	2254.332																																																																
Stresses	Top	0.000	-18.304	-27.814	-46.118																																																																
	Bot	0.000	103.539	157.331	260.871																																																																
<p>2) Permanent deformation (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.4.2)</p> <p>• Flange Lateral bending Stress (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.1.6)</p> <p>Because of discretely braced tension flange.</p> $f_l = \frac{M_{Dz1}}{S_g} + \frac{M_{Dz2}}{S_{LT}} + \frac{M_{Dz3}}{S_{ST}} = -0.474 \text{ MPa}$ <p>Because of torsional warping</p> $f_{l,w} = \frac{M_{b1} \cdot W_g}{I_{w,g}} + \frac{M_{b2} \cdot W_{LT}}{I_{w,LT}} + \frac{M_{b3} \cdot W_{ST}}{I_{w,ST}} = 0.000 \text{ MPa}$ <p>in which :</p> <p>M_b : Bi-moment I_w : Warping constant w : Warping function at stress point</p> $f_l = f_{l,b} + f_{l,w} = -0.474 \leq 0.6 F_{yf} = 148.927 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$ <p>• Top Flange</p> $f_f = -46.118 \text{ MPa} \leq 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \quad \text{..... OK}$ <p>• Bottom Flange</p> $f + f_l / \phi = 261.107 \text{ MPa} > 0.95 R_h F_{yf} = 235.801 \text{ MPa} \quad \text{..... NG}$ <p>in which :</p> <p>f_f = flange stress due to the Service II loads calculated without consideration of flange lateral bending F_{yf} = specified minimum yield strength of a flange</p> <p>Positive Flexure an $\frac{D}{t_w} <$ proportion limit, skip Nominal Bend-buckling Resistance for webs check.</p>																																																																					
<p>■ Positive/Negative moment</p> <p>1) Design Forces and Stresses</p> <p>There is no service load combination. Skip this check.</p>																																																																					
<p>VIII. Fatigue Limit State</p> <p>■ Fatigue moment</p> <p>1) Design Forces and Stresses</p> <p>Load Combination Name : scLCB50</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Component</th> <th rowspan="2">LCB</th> <th colspan="4">M_u (kN-m) / f_{c,t} (MPa)</th> </tr> <tr> <th>Steel</th> <th>Long-term</th> <th>Short-term</th> <th>Sum</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">Forces</td> <td>Top(Tens.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>-0.314</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Top(Comp.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>894.741</td> <td>1868.306</td> <td>894.428</td> </tr> <tr> <td>Bot(Tens.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>894.741</td> <td>1868.306</td> <td>894.428</td> </tr> <tr> <td>Bot(Comp.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>-0.314</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Stresses</td> <td>Top(Tens.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>0.006</td> <td>0.000</td> </tr> <tr> <td>Top(Comp.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>-17.289</td> <td>-36.101</td> <td>-17.283</td> </tr> <tr> <td>Bot(Tens.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>102.524</td> <td>214.080</td> <td>102.488</td> </tr> <tr> <td>Bot(Comp.)</td> <td>Max</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>-0.036</td> <td>0.000</td> </tr> </tbody> </table> <p>Load Combination Name : scLCB49</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Component</th> <th>V_u (kips)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Shear Force</td> <td>-148.122</td> </tr> </tbody> </table>		Component	LCB	M _u (kN-m) / f _{c,t} (MPa)				Steel	Long-term	Short-term	Sum	Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.314	0.000	Top(Comp.)	Max	0.000	894.741	1868.306	894.428	Bot(Tens.)	Max	0.000	894.741	1868.306	894.428	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.314	0.000	Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.006	0.000	Top(Comp.)	Max	0.000	-17.289	-36.101	-17.283	Bot(Tens.)	Max	0.000	102.524	214.080	102.488	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.036	0.000	Component	V _u (kips)	Shear Force	-148.122				
Component	LCB			M _u (kN-m) / f _{c,t} (MPa)																																																																	
		Steel	Long-term	Short-term	Sum																																																																
Forces	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	-0.314	0.000																																																															
	Top(Comp.)	Max	0.000	894.741	1868.306	894.428																																																															
	Bot(Tens.)	Max	0.000	894.741	1868.306	894.428																																																															
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.314	0.000																																																															
Stresses	Top(Tens.)	Max	0.000	0.000	0.006	0.000																																																															
	Top(Comp.)	Max	0.000	-17.289	-36.101	-17.283																																																															
	Bot(Tens.)	Max	0.000	102.524	214.080	102.488																																																															
	Bot(Comp.)	Max	0.000	0.000	-0.036	0.000																																																															
Component	V _u (kips)																																																																				
Shear Force	-148.122																																																																				

2) Load-Induced Fatigue (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2)

■ **Top Flange**

The stress from unfactored DL = -17.289 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = 0.006 MPa

Skip this check [(The compressive stress from unfactored DL) > (The tensile stress from fatigue LCB)]

■ **Bottom Flange**

The stress from unfactored DL = 102.524 MPa (- : Compression)

The stress from fatigue LCB = -0.036 MPa

Check Load-Induced Fatigue [The stress from unfactored DL is the tensile stress.]

No	Category	(ADTT) _{SL}	Number of stress (n)
1	C'	1000.000	1.000

(ADTT)_{SL} (= 1000.00) > (ADTT)_{SL} Equivalent to Infinite Life Table. 6.6.1.2.3-2 (= 745.00)

=> Check for fatigue I

For Fatigue I, according to Table (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.6.1.2.5-3) Constant-Amplitude Fatigue Thresholds

 $(\Delta F)_{TH} = 82.700 \text{ MPa}$ $\therefore (\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} = 82.700 \text{ MPa}$ $\gamma(\Delta f) = 214.116 \text{ MPa} > (\Delta F)_n = 82.700 \text{ MPa}$ (warping stress = 0.000 MPa) **NG**

3) Special Fatigue Requirement for Webs with transverse stiffeners (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.5.3)

· Ratio of the shear-buckling resistance to the shear yield strength, C (AASHTO LRFD Bridge, 2018, 6.10.9.3.2)

shear-buckling coefficient of stiffened Webs

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 7.149$$

$$\frac{D}{t_w} = 118.000 > 1.40 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 106.241$$

therefore,

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E \cdot k}{F_{yw}}\right) = 0.649$$

$$V_u = -148.122 \text{ kN} \leq V_{cr} = 0.58 \cdot C \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1103.046 \text{ kN} \quad \text{..... OK}$$

in which :

 $V_u =$ shear in the web due to the unfactored permanent load plus the factored fatigue load (Fatigue I) $C = 0.649$

6 EVALUACION ESTRUCTURAL CON LA METODOLOGIA AASHTO - (LOAD RATING)

La clasificación de carga del puente es un procedimiento para evaluar la idoneidad de varios componentes estructurales para soportar cargas vivas predeterminadas. En palabras simples, es la determinación de la capacidad de carga viva del puente. Las clasificaciones de carga se expresan como un factor de clasificación (RF) o como un tonelaje (para vehículos legales y con permiso) para un vehículo en particular.

6.1 PROPOSITO

Nos ayuda a conocer la capacidad del puente para transportar carga viva para el diseño y los vehículos legales permitidos, sobrecargas y para determinar las publicaciones de peso. Por lo tanto, los factores de calificación del puente se pueden usar para ayudar en las decisiones sobre la necesidad de:

- ✓ Cargar publicación.
- ✓ Fortalecimiento de puentes.
- ✓ Límites de carga con sobrepeso.
- ✓ Cierra puentes.

¿En qué se diferencia la filosofía de capacidad de carga de la filosofía de diseño de puentes? El diseño del puente proporciona un índice de confiabilidad más conservador y evalúa la capacidad de servicio y la durabilidad de la estructura. HL-93 es la carga primaria considerada. La calificación del puente tiende a proporcionar un índice de confiabilidad más bajo, pero para una gama más amplia de vehículos. A medida que se conocen más los pesos y la configuración del vehículo, se reducen los factores de carga viva (una medida de incertidumbre). El diseño del puente tiene en cuenta un conjunto más grande de cargas ambientales (viento, sísmica, etc.) que la clasificación de carga del puente. La probabilidad de que ocurran al mismo tiempo que un permiso o una carga viva máxima es baja. Por lo tanto, otra razón para el índice de confiabilidad más bajo.

6.2 INDICE DE CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN AASHTO LRFR

La metodología LRFR consta de tres niveles distintos de evaluación:

Capacidad de carga de diseño

Capacidad de carga legal

Permiso de capacidad de carga

El resultado de cada evaluación tiene un propósito específico y también informa la necesidad de evaluaciones adicionales.

6.2.1 Clasificación de carga de diseño

Es una evaluación de puentes de primer nivel. Da una medida del rendimiento del puente existente según los estándares actuales de diseño de puentes LRFD.

Propósito: La clasificación de carga de diseño puede servir como un proceso de selección para identificar puentes que deben tener clasificación de carga para cargas legales

Hay dos niveles de la clasificación de carga de diseño:

6.2.1.1 Nivel de calificación de inventario

El nivel de calificación del Inventario generalmente corresponde a la calificación en el nivel de diseño de confiabilidad para puentes nuevos en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD, pero refleja el puente existente y las condiciones del material considerando el deterioro y la pérdida de sección.

6.2.1.2 Nivel de calificación de operación

La clasificación de carga basada en el nivel de clasificación de operación generalmente describe la carga viva máxima permisible a la que puede estar sujeta la estructura. Generalmente, corresponde a la calificación en el nivel de operación puede acortar la vida útil del puente

6.2.2 Clasificación de carga legal

Esta clasificación de segundo nivel proporciona una única capacidad de carga segura (para una configuración de camión determinada) aplicable a AASHTO y cargas legales estatales.

Propósito: Los puentes que no tengan capacidad suficiente por debajo de la clasificación de carga de diseño deben tener clasificación de carga para cargas legales para establecer la necesidad de fijar o reforzar la carga.

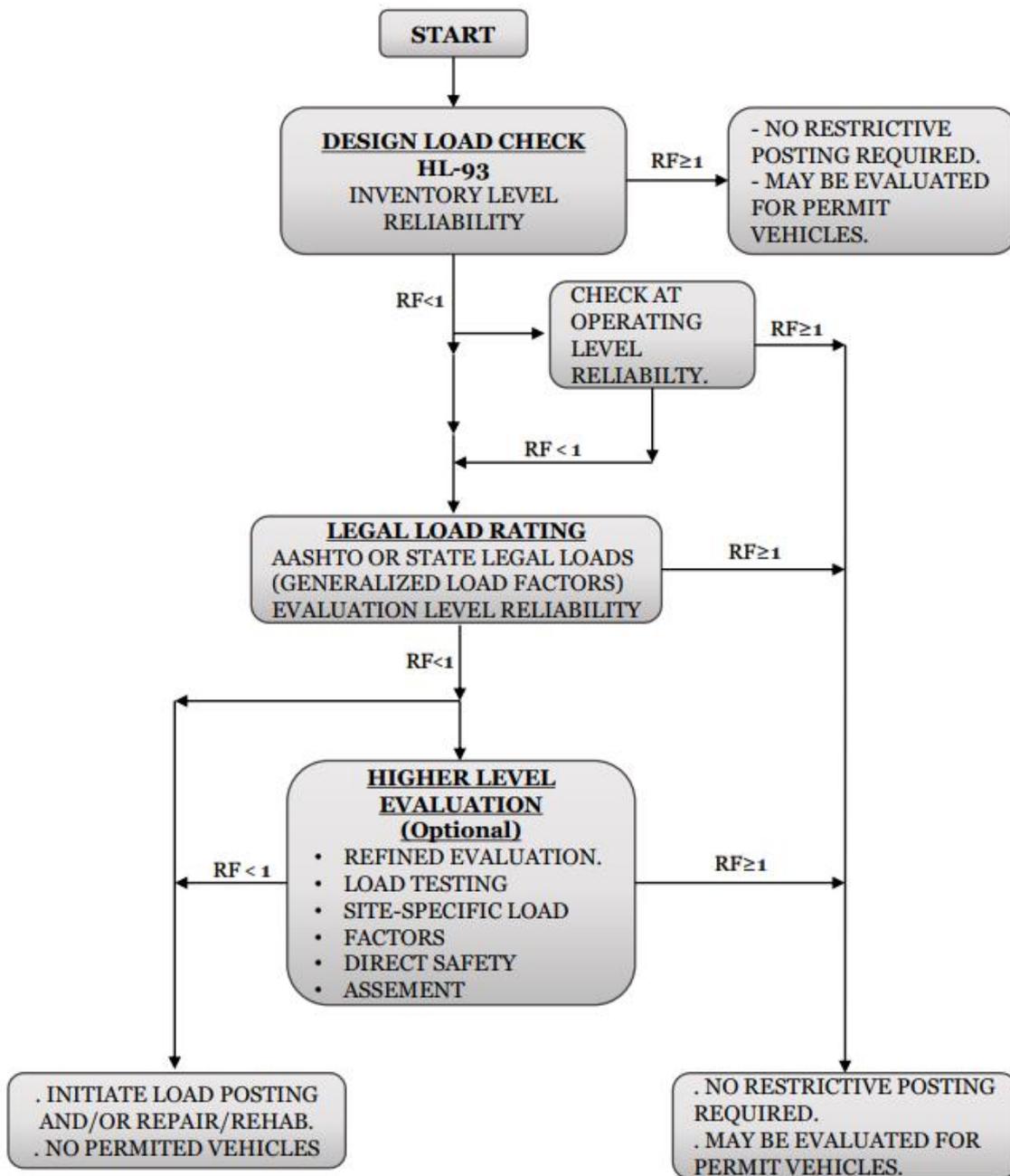
6.2.3 Capacidad de carga del permiso

Este tercer nivel de calificación solo debe aplicarse a puentes que tengan suficiente capacidad para cargas legales. En otras palabras, la clasificación de carga del permiso debe usarse solo si el puente tiene un factor de clasificación superior a 1.0 cuando se evalúa para cargas legales de AASHTO.

Objeto: Permiso de calificación de carga comprueba la seguridad y serviciabilidad de los puentes en la revisión de las solicitudes de permisos para el paso de vehículos por encima de los límites de peso legalmente establecidos.

6.3 PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN EL ÍNDICE DE CAPACIDAD DE CARGA (LOAD RATING)

El proceso de clasificación de carga se puede entender a partir del flujo del gráfico que se muestra a continuación:



6.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE CALIFICACIÓN (RF) SEGÚN AASHTO LRFR

2019

El valor de RF se tomará de la siguiente manera de acuerdo con el estándar LRFR:

Rating Equation

$$RF = \frac{(C - \gamma_{DC} DC - \gamma_{DW} DW \pm \gamma_P P)}{\gamma_{LL} LL (1+IM)} \tag{13.1.1A-1}$$

Where:

- RF = Rating factor
- C = $\phi_c \phi_s \phi_n R_n$, where $\phi_c \phi_s \geq 0.85$ for strength limit state
- C = f_R for service limit state
- R_n = Nominal Capacity of member
- f_R = Allowable Stress per LRFD
- DC = Dead load due to structural components and attachments
- DW = Dead load due to wearing surface and utilities
- P = Permanent loads other than dead loads
- LL = Live load effect
- IM = Dynamic load allowance (Impact)
- γ_{DC} = Dead load factor for structural components and attachments
- γ_{DW} = Dead load factor for wearing surface (ACP/HMA) and utilities
- γ_P = Load factor for permanent load
- γ_{LL} = Live load factor
- ϕ_c = Condition factor
- ϕ_s = System factor
- ϕ_n = Resistance factor based on construction material
- * for concrete overlays use γ_{DC}

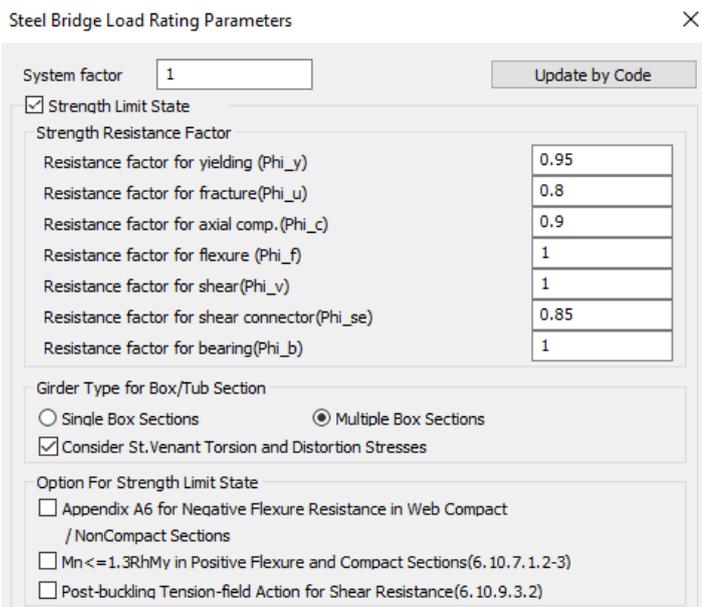
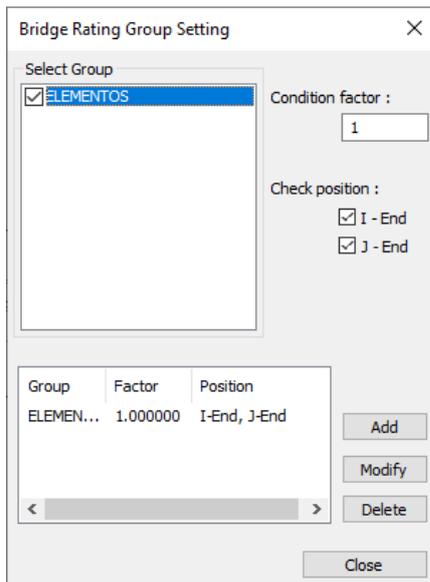
6.5 LOAD RATING EN MIDAS CIVIL

Obtenemos los resultados del diseño de clasificación de carga en forma de tablas como se muestra a continuación:

	Group	Elem.	Part	Relative Location	Positive/Negative	Rating Case	Rating Level	LRFD Resistance Factor	System Factor	Condition Factor	Rating Factor	Check
	Girder	402	[995]	0.06L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	32.1743	OK
	Girder	403	[72]	0.06L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	31.3885	OK
	Girder	404	[86]	0.07L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	24.9807	OK
	Girder	405	[100]	0.09L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	20.7410	OK
	Girder	406	[114]	0.10L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	17.7363	OK
	Girder	407	[996]	0.11L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	15.9593	OK
	Girder	408	[128]	0.11L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	15.6362	OK
	Girder	409	[142]	0.13L1(G1)	Positive	Load rating 2_DC-Before(MAX)_A V(My-Max)	Design Live	1.0000	1.0000	1.0000	14.2004	OK

Entonces, al leer el artículo, hemos entendido la importancia de la clasificación de carga, la filosofía detrás de ella y el proceso para hacer lo mismo. Midas Civil proporciona la plataforma para realizar el diseño de clasificación de carga para un ingeniero. Por lo tanto, ayuda al ingeniero a comenzar simulando con precisión el modelo con las etapas de construcción, luego realiza el análisis y el diseño para este, y finalmente facilita el diseño de clasificación de carga para el mismo puente.

6.6 APLICACIÓN DEL SOFTWARE MIDAS CIVIL PARA DETERMINAR EL INDICE DE CAPACIDAD DE CARGA EN EL PUENTE CHACAPAMPA



Modify Composite Material



Material List

ID	Name	Steel	Concrete	Main-bar	Sub-bar
2	A36	A36			
3	Mat SC	A36	Grade C4500	Grade 60	

Composite Material Selection

Steel Material Selection

Code : ASTM(S)

Hybrid Factor ...

Grade : A36

Es : 20389024.15667 tonf/m² Fu : 40778.04831334 tonf/m²

Fy : 25310.51274621 tonf/m²

Concrete Material Selection

Code : ASTM(RC) Grade : Grade C

Specified Compressive Strength (f_c/f_{ck}) : 3163.81409 tonf/m²

Reinforcement Selection

Code : ASTM(RC)

Grade of Main Rebar : Grade 60 Fyr : 42184.187911 tonf/m²

Grade of Sub-Rebar : Fys : 0 tonf/m²

Modify
Close

Define Rating Case



Static Load Combination

Service Limit State **Strength Limit State**
 Fatigue Limit State

	Load Type	max	min	Load Cases
▶	DC (Before)	1.25	0.90	*
	DC (After)	1.25	0.90	
	DW	1.50	0.90	
	Temperature		1.00	
	T. Gradient		1.00	
	Secondary		1.25	
	Permanent		1.25	
	User Defined		1.00	
*				

Live Load Combination

Live Load Factors for Rating

Primary Vehicle : CAMION HL93(MV) 1.35

Adjacent Vehicle : CAMION HL93(MV) 0

Evaluation Live Load Model

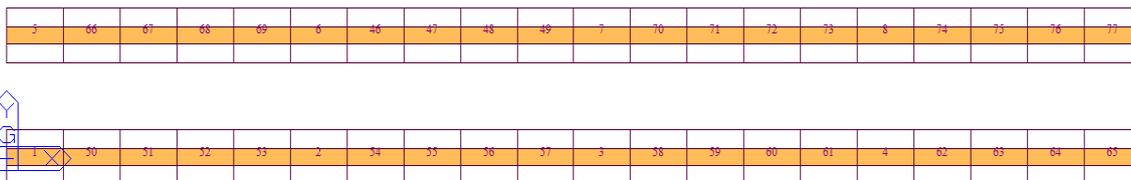
Design Live Load Legal Load Permit Load

Name of Rating Case : RATING POR RESISTENCIA LIVE LOAD

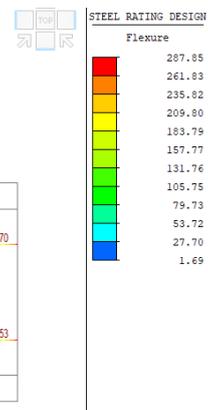
Description :

Name	Limit State	Description
RATING P...	Strength	

Add
Modify
Delete
Close



287.846	10.609	5.372	3.597	2.703	2.152	2.080	2.009	1.889	1.783	1.782	1.889	2.009	2.079	2.152	2.702	3.595	5.368	10.595	279.170
472.786	10.587	5.367	3.595	2.702	2.152	2.080	2.009	1.889	1.782	1.782	1.889	2.009	2.079	2.152	2.702	3.595	5.368	10.595	279.853



Element	7
Part	I

1. Flexure

1.1 Design Load Rating

1) Rating Factor

Lcom	Positive/ Negative	M/f	Capacity	Dead Load Demand	Live Load Demand	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	M	27622.158	0.000	16369.522	1.687
DR RESISTENCIA	Negative	f	30.457	0.000	-0.001	21617.572

Where,

- "M" : Flexure is checked with moment unit (kips-in)
- "f" : Flexure is checked with stress unit (ksi)

$$R.F = \frac{\text{Capacity} - \text{Dead Load Demand}}{\text{Live Load Demand}}$$

• Measure Type : Displacement

Lcom	Positive/ Negative	ϵ_c / Δ_c (in)	ϵ_t / Δ_t (in)	K_a	K_b	K	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	1.687
DR RESISTENCIA	Negative	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	21617.572

in which :

$\epsilon_c (\Delta_c)$: maximum calculated strain (displacement) of top or bottom position

$$K = 1 + K_a \times K_b$$

$$K_a = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} - 1$$

Element	7
Part	J

1. Flexure

1.1 Design Load Rating

1) Rating Factor

Lcom	Positive/ Negative	M/f	Capacity	Dead Load Demand	Live Load Demand	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	M	27622.158	0.000	15496.931	1.782
DR RESISTENCIA	Negative	f	30.457	0.000	-0.002	14085.876

Where,

M/f { "M" : Flexure is checked with moment unit (kips-in)
"f" : Flexure is checked with stress unit (ksi)

$$R.F = \frac{\text{Capacity} - \text{Dead Load Demand}}{\text{Live Load Demand}}$$

• Measure Type : Displacement

Lcom	Positive/ Negative	ϵ_c / Δ_c (in)	ϵ_t / Δ_t (in)	K_s	K_b	K	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	1.782
DR RESISTENCIA	Negative	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	14085.876

in which :

$\epsilon_c (\Delta_c)$: maximum calculated strain (displacement) of top or bottom position

$$K = 1 + K_s \times K_b$$

$$K_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} - 1$$

Element	70
Part	I

1. Flexure

1.1 Design Load Rating

1) Rating Factor

Lcom	Positive/ Negative	M/f	Capacity	Dead Load Demand	Live Load Demand	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	M	27622.158	0.000	15496.931	1.782
DR RESISTENCIA	Negative	f	30.457	0.000	-0.002	14085.876

Where,

M/f { "M" : Flexure is checked with moment unit (kips-in)
"f" : Flexure is checked with stress unit (ksi)

$$R.F = \frac{\text{Capacity} - \text{Dead Load Demand}}{\text{Live Load Demand}}$$

• Measure Type : Displacement

Lcom	Positive/ Negative	ϵ_c / Δ_c (in)	ϵ_t / Δ_t (in)	K_s	K_b	K	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	1.782
DR RESISTENCIA	Negative	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	14085.876

in which :

$\epsilon_c (\Delta_c)$: maximum calculated strain (displacement) of top or bottom position

$$K = 1 + K_s \times K_b$$

$$K_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} - 1$$

Element	70
Part	J

1. Flexure

1.1 Design Load Rating

1) Rating Factor

Lcom	Positive/ Negative	M/f	Capacity	Dead Load Demand	Live Load Demand	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	M	27622.158	0.000	14624.340	1.889
DR RESISTENCIA	Negative	f	30.457	0.000	-0.003	10410.044

Where,

M/f { "M" : Flexure is checked with moment unit (kips-in)
"f" : Flexure is checked with stress unit (ksi)

$$R.F = \frac{\text{Capacity} - \text{Dead Load Demand}}{\text{Live Load Demand}}$$

• Measure Type : Displacement

Lcom	Positive/ Negative	ϵ_c / Δ_c (in)	ϵ_t / Δ_t (in)	K_a	K_b	K	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	1.889
DR RESISTENCIA	Negative	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	10410.044

in which :

$\epsilon_c (\Delta_c)$: maximum calculated strain (displacement) of top or bottom position

$$K = 1 + K_a \times K_b$$

$$K_a = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} - 1$$

Element	71
Part	I

1. Flexure

1.1 Design Load Rating

1) Rating Factor

Lcom	Positive/ Negative	M/f	Capacity	Dead Load Demand	Live Load Demand	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	M	27622.158	0.000	14624.340	1.889
DR RESISTENCIA	Negative	f	30.457	0.000	-0.003	10410.044

Where,

M/f { "M" : Flexure is checked with moment unit (kips-in)
"f" : Flexure is checked with stress unit (ksi)

$$R.F = \frac{\text{Capacity} - \text{Dead Load Demand}}{\text{Live Load Demand}}$$

• Measure Type : Displacement

Lcom	Positive/ Negative	ϵ_c / Δ_c (in)	ϵ_t / Δ_t (in)	K_a	K_b	K	Rating Factor
DR RESISTENCIA	Positive	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	1.889
DR RESISTENCIA	Negative	0.000	1.000	0.00	1.00	1.00	10410.044

in which :

$\epsilon_c (\Delta_c)$: maximum calculated strain (displacement) of top or bottom position

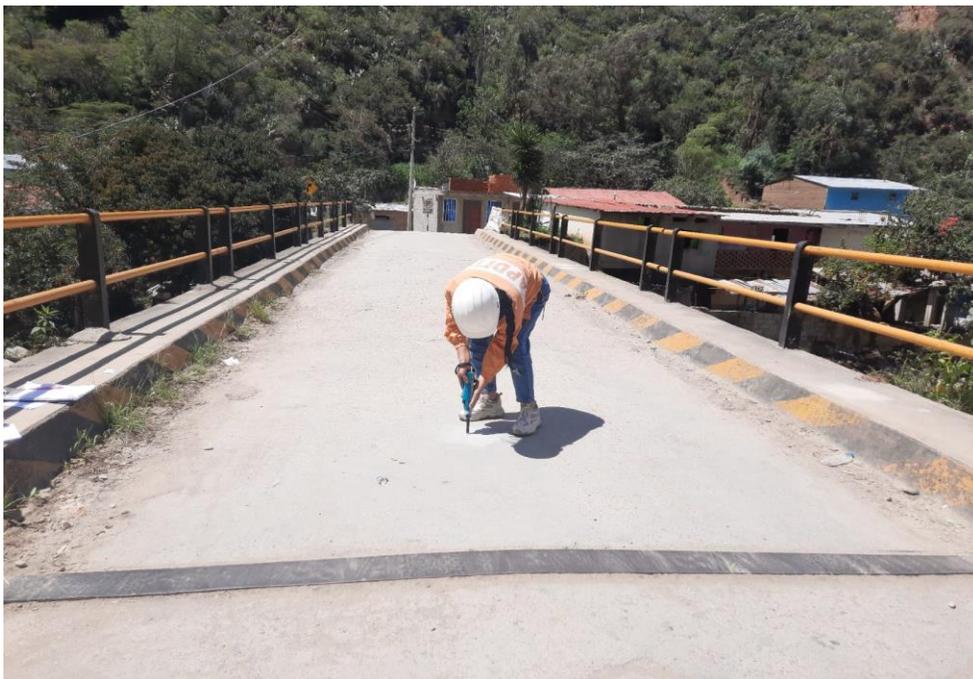
$$K = 1 + K_a \times K_b$$

$$K_a = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} - 1$$

ANEXO 10. PANEL FOTOGRÁFICO



SE REALIZARON ENSAYOS DE ESCLEROMETRIA PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO SIGUIENDO LOS PRECEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL ASTM C805. SE TOMARON MUESTRAS EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE, EN LA FOTOGRAFIA SE MUESTRA LOS PUNTOS EN LA VEREDA DE PUENTE.



SE REALIZARON ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL ASTM C805 SE TOMARON MUESTRAS EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE. EN LA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA LA REALIZACIÓN DEL NUMERO DE REBOTE EN LA LOSA EXTREMO DEL PUENTE.



SE REALIZARON ENSAYOS DE ESCLEROMETRIA PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO SIGUIENDO LOS PRECEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL ASTM C805 SE TOMARON MUESTRAS EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE. EN LA FOTOGRAFIA SE MUESTRA EL DIBUJO DE LA CUADRICULA PARA LA TOMA DE NUMERO DE REBOTE DEL ESCLEROMETRO.



SE REALIZO ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL ASTM C805. SE TOMARON MUESTRAS EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE. EN LA FOTOGRAFÍA SE MUESTRA LA REALIZACIÓN DEL NUMERO DE REBOTE EN CENTRO DE LA LOSA DEL PUENTE.



SE REALIZÓ EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO EN LE PUENTE PARA DETERMINAR LA GEOMETRIA DEL PUENTE Y TOMAR DATOS TOPOFRATICOS PARA TRABAJOS DE GABINETE.



SE REALIZO EL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO EN LE PUENTE PARA DETERMINAR LA GEOMETRÍA DEL PUENTE Y TOMAR DATOS TOPOGRÁFICOS PARA TRABAJOS DE GABINETE.



SE REALIZO EL LEVAMIENTO TOPOGRÁFICO EN LE PUENTE PARA DETERMINAR LA GEOMETRÍA DEL PUENTE Y TOMAR DATOS TOPOGRÁFICOS PARA TRABAJOS DE GABINETE.



SE REALIZÓ LA INSPECCIÓN VISUAL EN TODO EL PUENTE (SUPERESTRUCTURA, INFRAESTRUCTURA, ACCESOS Y DETALLES), PARA DETERMINAR LA CONDICIONES ESTADÍSTICA DEL PUENTE SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL GUIA PARA LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE Puentes-PROVIAS.



SE REALIZO LA INSPECCIÓN VISUAL EN TODO EL PUEBTE (SUPERESTRUCTURA, INFRAESTRUCTURA, ACCESOS Y DETALLES), PARA DETERMINAR LA CONDICIONES ESTADÍSTICA DEL PUEBTE SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL GUÍA PARA LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE PUEBTES-PROVIAS.



SE REALIZO LA INSPECCIÓN VISUAL EN TODO EL PUEBTE (SUPERESTRUCTURA, INFRAESTRUCTURA, ACCESOS Y DETALLES), PARA DETERMINAR LA CONDICIONES ESTADÍSTICA DEL PUEBTE SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL GUÍA PARA LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE PUEBTES-PROVIAS.



SE REALIZO LA INSPECCIÓN VISUAL EN TODO EL PUEBTE (SUPERESTRUCTURA, INFRAESTRUCTURA, ACCESOS Y DETALLES), PARA DETERMINAR LA CONDICIONES ESTADÍSTICA DEL PUEBTE SIGUIENDO LOS PROCEDIMIENTOS ESTABLECIDOS EN EL GUÍA PARA LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE PUEBTES-PROVIAS.

NOTA BIOGRÁFICA

Soy Alicia Villanueva Rivera, una ingeniera civil con experiencia en la ejecución y consultoría de obras públicas y privadas. Obtuve mi grado de Bachiller en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán, donde adquirí los conocimientos necesarios para enfrentar los desafíos de mi profesión.

Comencé mi carrera profesional en el sector de la construcción, trabajando en diferentes proyectos tanto en el ámbito público como en el privado. He tenido la oportunidad de participar en la ejecución de diversas obras, desde infraestructuras viales y puentes y edificaciones.

Me siento feliz y agradecida por seguir creciendo profesionalmente y contribuir al progreso y desarrollo de mi país.



DECANATO

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 21 días del mes de setiembre de 2023, siendo las 10.00 am, se dará cumplimiento a la Resolución de Decano N°691-2023-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N°726-2023-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 14.SET.2023 (Fijando fecha y hora de sustentación de tesis), en concordancia con el Reglamento General de Grados y Títulos, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación de Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto público presencial de la tesis titulada: **DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022**, para optar el Título de Ingeniero Civil de la Bachiller **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**, reuniéndose en el Auditorio de la FICyA, el jurado examinador integrado por los Docentes: Dr. Ing. José Luis Villavicencio Guardia – Mg. Ing. Rissel Machuca Guardia, SECRETARIO – Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, VOCAL y la bachiller mencionada, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación de tesis y obtener el **Título Profesional de Ingeniero** de la carrera profesional de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.

Concluido el acto de defensa los miembros de jurado, procedió a la evaluación del aspirante al título profesional de Ingeniero Civil, obteniendo luego el resultado siguiente:

APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
VILLANUEVA RIVERA ALICIA	APROBADO	14	BUNDO

Calificación que se realizó de acuerdo a la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL - Título VII- Capítulo VI Art.78 Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán

Dándose por finalizado dicho acto a las...^{12 m}...del mismo día 21/09/2023 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.

Dr. Ing. José Luis VILLAVICENCIO GUARDIA
PRESIDENTE

Mg. Ing. Rissel MACHUCA GUARDIA
SECRETARIO

Mg. Ing. Luis Fernando NARRO JARA
VOCAL



RESOLUCIÓN VIRTUAL N°726-2023-UNHEVAL-FICA-D

Cayhuayna, 14 setiembre 2023

VISTO: La solicitud virtual enviada por correo, de fecha 11.SET.2023, de la Bachiller de Ingeniería Civil **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis

CONSIDERANDO:

Que, con solicitud virtual enviada por correo, de fecha 11.SET.2023 de la Bachiller de Ingeniería Civil **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis titulada: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022;

Que, con Resolución Virtual N°691-2023-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 04.SET.2023, se designa Comisión de Revisión y Evaluación del Proyecto de Tesis de Ingeniería Civil a los docentes: PRESIDENTE: Dr. Ing. José Luis Villavicencio Guardia, SECRETARIO: Mg. Ing. Rissel Machuca Guardia, VOCAL: Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, ACCESITARIO: Mg. Ing. Jesús Francisco Ascencio Córdor; como jurados revisores del Proyecto de tesis de la Bachiller de Ingeniería Civil **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**;

Que, con OFICIO N°092-2023-UNHEVAL/JLVIG-DOC-FICyA, del Mg. Ing. Dr. Ing. José Luis Villavicencio Guardia, INFORME N° 014-2023- EAPIC-UNHEVAL/RMG, del Mg. Ing. Rissel Machuca Guardia, CARTA N° 044-2023/Mg.LFNJ, Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, Carta N°015-2023-ING.METR-AT-FICA de la asesor Elisa Raquel Quintanilla Herrera, dan la conformidad a la tesis Titulado: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022, de la Bachiller de Ingeniería Civil **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**;

Que, mediante Resolución Consejo Universitario N° 3412 – 2022 – UNHEVAL, de fecha 24 de octubre del 2022 en el Capítulo IV – Título III – Tesis – Art. 44° Una vez que los miembros de Jurado de Tesis informen al Decano acerca de la suficiencia del trabajo de tesis para su sustentación, el interesado presentará una solicitud dirigida al Decano pidiendo se fije lugar, fecha y hora para el acto de sustentación...;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano por Ley Universitaria N° 30220 y por el Estatuto de la UNHEVAL;

SE RESUELVE:

- 1° **SEÑALAR** Fecha y hora para la sustentación Presencial de la tesis titulada: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022, de la Bachiller de Ingeniería Civil **ALICIA VILLANUEVA RIVERA**, para el **jueves 21 setiembre 2023 a horas 10.00 am**, en modalidad Presencial, en el Auditorio de la FICyA por los considerandos anotados.

Regístrese, comuníquese y archívese.



Víctor Manuel Goicochea Vargas
DECANO



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

N°059-2023- DI/FICyA

El director de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022 de la Bachiller Alicia Villanueva Rivera de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Cuenta con un índice de similitud del 18 % verificable en el Reporte de Originalidad del software anti-plagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 21 de setiembre 2023



Dr. José Luís VILLAVICENCIO GUARDIA
Director de Investigación
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura

DI.JLVG 2023

NOMBRE DEL TRABAJO

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022

AUTOR

Alicia Villanueva Rivera

RECuento DE PALABRAS

63639 Words

RECuento DE CARACTERES

316392 Characters

RECuento DE PÁGINAS

298 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

10.7MB

FECHA DE ENTREGA

Sep 16, 2023 12:36 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Sep 16, 2023 12:40 AM GMT-5

● **18% de similitud general**

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

- 16% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 11% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossr

● **Excluir del Reporte de Similitud**

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



Dr. Ing. Jose Luis Villavicencio Guardia
DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN
DOCENTE DE LA FICA

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: (Marque con una "X")

Pregrado	X	Segunda Especialidad		Posgrado:	Maestría		Doctorado	
----------	---	----------------------	--	-----------	----------	--	-----------	--

Pregrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional	INGENIERIA CIVIL
Carrera Profesional	INGENIERIA CIVIL
Grado que otorga	
Título que otorga	INGENIERO CIVIL

Segunda especialidad (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	
Nombre del programa	
Título que Otorga	

Posgrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Nombre del Programa de estudio	
Grado que otorga	

2. Datos del Autor(es): (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Apellidos y Nombres:	VILLANUEVA RIVERA ALICIA							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	910911129
Nro. de Documento:	73999704				Correo Electrónico:	alicia_villanuevar6@hotmail.com		

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

3. Datos del Asesor: (Ingrese todos los datos requeridos completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (marque con una "X" en el recuadro del costado, según corresponda)	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>				
Apellidos y Nombres:	QUINTANILLA HERRERA ELISA RAQUEL			ORCID ID:	0000-0003-0442-0486			
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de documento:	22527428

4. Datos del Jurado calificador: (Ingrese solamente los Apellidos y Nombres completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)

Presidente:	VILLAVICENCIO GUARDIA JOSE LUIS
Secretario:	MACHUCA GUARDIA RISSEL
Vocal:	NARRO JARA LUIS FERNANDO
Vocal:	
Vocal:	
Accesitario	ASCENCIO CONDOR JESUS FRANCISCO

5. Declaración Jurada: (Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)

a) Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado: (Ingrese el título tal y como está registrado en el Acta de Sustentación)
"DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL PUENTE CHACAPAMPA DEL DISTRITO DE AMBO, HUÁNUCO-2022"
b) El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de: (tal y como está registrado en SUNEDU)
TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.
d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.
e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.
f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.
g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.
h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

6. Datos del Documento Digital a Publicar: (Ingrese todos los **datos** requeridos **completos**)

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: (Verifique la Información en el Acta de Sustentación)		2023	
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: (Marque con X según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)	Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Tesis Formato Artículo
	Trabajo de Investigación	<input type="checkbox"/>	Trabajo de Suficiencia Profesional
	Trabajo Académico	<input type="checkbox"/>	Otros (especifique modalidad)
Palabras Clave: (solo se requieren 3 palabras)	NIVEL DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL	ÍNDICE DE CAPACIDAD DE CARGA	CONDICIÓN ESTADÍSTICA
Tipo de Acceso: (Marque con X según corresponda)	Acceso Abierto	<input checked="" type="checkbox"/>	Condición Cerrada (*)
	Con Periodo de Embargo (*)	<input type="checkbox"/>	Fecha de Fin de Embargo:
¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? (ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "X" en el recuadro del costado según corresponda):		SI	NO <input checked="" type="checkbox"/>
Información de la Agencia Patrocinadora:			

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Título completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

Firma: 		
Apellidos y Nombres:	VILLANUEVA RIVERA ALICIA	Huella Digital
DNI:	73999704	
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Fecha: 22 DE SETIEMBRE DE 2023		

Nota:

- ✓ No modificar los textos preestablecidos, conservar la estructura del documento.
- ✓ Marque con una X en el recuadro que corresponde.
- ✓ Llenar este formato de forma digital, con tipo de letra **calibri**, **tamaño de fuente 09**, manteniendo la alineación del texto que observa en el modelo, sin errores gramaticales (*recuerde las mayúsculas también se tildan si corresponde*).
- ✓ La información que escriba en este formato debe coincidir con la información registrada en los demás archivos y/o formatos que presente, tales como: DNI, Acta de Sustentación, Trabajo de Investigación (PDF) y Declaración Jurada.
- ✓ Cada uno de los datos requeridos en este formato, es de carácter obligatorio según corresponda.