

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil



TESIS

Análisis paramétrico de Puentes Modulares tipo Bailey de GR50 desde 30m hasta 60m con Postensado externo para sobrecarga vehicular HL93

Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

Elaborado por

Steven Benjamin Flores Galdos

 [0000-0002-9545-8190](https://orcid.org/0000-0002-9545-8190)

Asesor

Ing. Luis Alberto Villena Sotomayor

 [0009-0004-9559-5621](https://orcid.org/0009-0004-9559-5621)

LIMA – PERÚ

2025

Citar/How to cite	Flores Galdos [1]
Referencia/Reference	[1] S. Flores Galdos, “ <i>Análisis paramétrico de puentes modulares tipo Bailey de GR50 desde 30 m hasta 60 m con postensado externo para sobrecarga vehicular HL93</i> ” [Tesis de pregrado]. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería, 2025.
Estilo/Style: IEEE (2020)	

Citar/How to cite	(Flores, 2025)
Referencia/Reference	Flores, S. (2025). <i>Análisis paramétrico de puentes modulares tipo Bailey de GR50 desde 30 m hasta 60 m con postensado externo para sobrecarga vehicular HL93</i> . [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio institucional Cybertesis UNI.
Estilo/Style: APA (7ma ed.)	

Dedicatoria

A mis padres Máximo Flores y Josefina Galdos por su inmenso sacrificio y amor.

A mis hermanos Ester, Efrain, Erik y Josue por su presencia, respaldo y cariño.

A todos mis colegas y profesionales en el rubro de la construcción de Puentes.

Agradecimientos

En primer lugar, expreso mi agradecimiento al asesor de la presente tesis de pre grado, el Ing. Luis Alberto Villena Sotomayor, por el constante seguimiento, dedicación y motivación en esta etapa de mi vida, por su rigor y control de la calidad de lo elaborado, por siempre inculcar en mí el gusto hacia la investigación, y por la confianza ofrecida en los proyectos que hemos y seguimos realizando, asimismo, al Ing. Fabian Pozo y al Ing. Walter Villavicencio quienes son grandes ingenieros en el rubro de Puentes que impulsan con su experiencia proyectos de gran envergadura a nivel nacional e internacional, por las enseñanzas y consejos durante estos años de aprendizaje en el rubro de Puentes.

También, agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería, por brindarme una excelente plana docente, de quienes he adquirido conocimientos, experiencias y la ética profesional que debe caracterizar a profesional en ingeniería civil.

Asimismo, doy las gracias a mi familia, a mis padres y hermanos, con quienes he compartido toda mi vida, por su paciencia, su cariño, su ayuda incondicional en los momentos que los he necesitado y por siempre confiar en mis capacidades académicas.

Finalmente, agradezco a mi padre, el Ing. Máximo Flores Huamán, quien más que un padre y un maestro, es uno de los mejores ingenieros que pude haber conocido, la dedicación a su trabajo y la contribución en el rubro de la construcción y lanzamiento de Puentes Modulares en el país es mi mayor admiración, el esfuerzo que logró a lo largo de su trayectoria laboral y académica me llena de orgullo y me impulsa a seguir aprendiendo de este bello mundo de la ingeniería civil, a quien estaré eternamente agradecido.

Resumen

El presente trabajo de investigación desarrolla el diseño y parametrización de puentes modulares metálicos de diferentes luces, incorporando un sistema de postensado externo orientado a optimizar su desempeño estructural. El estudio se basa en un modelo tipo reticulado, donde la introducción de cables externos permite inducir una fuerza de tensado que reduce la flexión en los paneles principales y mejora la rigidez global del sistema.

Se analizaron cinco longitudes típicas de aplicación —30,48 m, 36,58 m, 45,72 m, 51,82 m y 60,96 m— mediante simulación numérica y verificación según las especificaciones AASHTO LRFD (2020). Los resultados muestran que la incorporación del postensado externo mejora notablemente las proporciones de desempeño estructural: la relación demanda-capacidad (D/C) de los elementos principales se redujo entre un 32 % y 48 % respecto al modelo sin postensado, garantizando factores de seguridad superiores a 1,9 en la totalidad de los casos. Asimismo, las deformaciones verticales disminuyeron hasta en un 40 %, confirmando la eficiencia del sistema en el control de deflexiones y en la redistribución de esfuerzos.

Los cálculos de la fuerza de tensado, comprendida entre 53,29 tonf y 89,47 tonf, se validaron mediante un procedimiento de equilibrio de fuerzas y verificación de tensiones en los anclajes. En conjunto, los resultados evidencian que el postensado externo constituye una alternativa viable, segura y sostenible para la modernización de puentes modulares metálicos, optimizando su comportamiento estructural y su vida útil en condiciones de servicio reales.

Palabras clave — postensado externo, puentes modulares, análisis paramétrico, eficiencia estructural.

Abstract

This research paper develops the design and parameterization of modular steel bridges of varying spans, incorporating an external post-tensioning system to optimize their structural performance. The study is based on a truss-type model, where the introduction of external cables induces a tensioning force that reduces bending in the main panels and improves the overall stiffness of the system.

Five typical application lengths—30,48 m, 36,58 m, 45,72 m, 51,82 m, and 60,96 m—were analyzed using numerical simulation and verification according to the AASHTO LRFD (2020) specifications. The results show that the incorporation of external post-tensioning significantly improves structural performance ratios: the demand–capacity (D/C) ratio of the main elements was reduced between 32 % and 48 % compared to the model without post-tensioning, guaranteeing safety factors greater than 1,9 in all cases. Likewise, vertical deformations decreased by up to 40 %, confirming the system's efficiency in controlling deflections and redistributing stresses.

The tensioning force calculations, ranging from 53,29 tonf to 89,47 tonf, were validated using a force equilibrium procedure and stress verification at the anchorages. Overall, the results demonstrate that external post-tensioning is a viable, safe, and sustainable alternative for modernizing modular steel bridges, optimizing their structural behavior and service life under real–service conditions.

Keywords — external post–tensioning, modular bridges, parametric analysis, structural efficiency.

Prólogo

Es para mí una satisfacción presentar la presente tesis elaborada por el Bach. Steven Flores a quien tuve la oportunidad de tener como alumno en el curso de Puentes durante su formación académica, y posteriormente como colaborador en diversos proyectos vinculados al ámbito de la ingeniería estructural.

He podido constatar, tanto en el aula como en la práctica profesional, su interés constante por el estudio, su disciplina y su capacidad para aplicar con rigurosidad los conocimientos adquiridos. Su participación en proyectos reales demostró no solo habilidades técnicas, sino también compromiso y responsabilidad, cualidades que enriquecen notablemente la labor de un ingeniero.

La investigación desarrollada en esta tesis es reflejo de esa dedicación, combinando fundamentos teóricos con un enfoque práctico y aplicado, lo cual la convierte en una valiosa contribución al campo de la ingeniería de la construcción.

Como asesor, me complace acompañar este trabajo y expresar mis mejores deseos para que los logros alcanzados en esta etapa académica se conviertan en base sólida para una trayectoria profesional llena de éxitos.

Ing. Luis Alberto Villena Sotomayor

Tabla de Contenido

	Pág.
Resumen	v
Abstract	vi
Capítulo I. Introducción	1
1.1 Generalidades	3
1.2 Descripción del problema de investigación	3
1.2.1 Problema Principal	5
1.2.2 Problema Secundario	5
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos del estudio	6
1.4.1 Objetivo general	6
1.4.2 Objetivos específicos	7
1.5 Hipótesis del estudio	7
1.5.1 Hipótesis General	7
1.5.2 Hipótesis Específicas	7
1.6 Antecedentes	7
Capítulo II. Marco teórico y conceptual	11
2.1 Marco teórico	11
2.1.1 Análisis paramétrico	11
2.1.2 Sobrecarga HL93	11
2.1.3 Postensado Externo en Puentes	12
2.1.4 Límite de Resistencia	12
2.1.5 Límite de Servicio	13
2.1.6 Límite de Fatiga	13
2.1.7 Ratio Demanda – Capacidad	14
2.1.8 Grado del Acero de Perfiles metálicos en Puentes	14
2.2 Marco conceptual	15
2.2.1 Puente modular Bailey	15
2.2.2 Factores de carga y combinaciones de carga - AASHTO (2020)	17
2.2.3 Carga viva vehicular de diseño - (AASHTO LRFD, 2020)	19
2.2.4 Términos de referencia para la compra de Puentes Modulares	20

2.2.5	Acero para el Presfuerzo - (AASHTO LRFD, 2020).....	21
	Capítulo III. Marco metodológico	23
3.1	Tipo y diseño de investigación.....	23
3.1.1	Tipo de investigación: Aplicada	23
3.1.2	Diseño de investigación: Experimental	23
3.1.3	Corte de investigación: Transversal.....	23
3.1.4	Nivel de Investigación: Aplicado	24
3.2	Variables y operacionalización	24
3.2.1	Variable independiente	24
3.2.2	Variable Dependiente	24
3.3	Población, muestra y muestreo	25
3.3.1	Población	25
3.3.2	Muestra	25
3.4	Técnica e instrumento de recolección de datos.....	25
3.4.1	Técnica de datos	25
3.4.2	Instrumentación.....	26
3.4.3	Validez	26
3.4.4	Confiabilidad	26
3.5	Método de análisis de datos.....	26
3.6	Aspecto ético.....	27
	Capítulo IV. Análisis de resultados.....	28
4.1	Diseño de puente modular tipo Bailey	28
4.1.1	Línea del Tiempo en el diseño de Puentes Modulares	28
4.1.2	Estimación de daños y tipo de Falla	35
4.1.3	Propuesta de mejora al diseño de Puentes Modulares tipo Bailey	45
4.2	Capacidad resistente de los puentes modulares tipo Bailey con postensado externo	55
4.2.1	Parámetros determinantes para el análisis.....	55
4.2.2	Análisis Estructural de Puentes con perfiles GR50.....	63
4.2.3	Análisis paramétrico de los Puentes Modulares tipo Bailey	78
4.3	Análisis de fatiga	111
4.3.1	Análisis según Fatiga 1 y Fatiga 2.....	111
4.4	Análisis del anclaje y desviador.....	117

Capítulo V. Discusión de resultados	119
Capítulo VI. Contrastación de la hipótesis	122
Conclusiones.....	124
Recomendaciones.....	126
Referencias bibliográficas.....	127
Anexos	131

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1: Combinaciones de carga y factores de carga.....	18
Tabla 2: Factores de carga para cargas permanentes γ_p	18
Tabla 3: Propiedades de los torones y las barras de pretensado.	22
Tabla 4: Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil	94
Tabla 5: Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil	94
Tabla 6: Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil	95
Tabla 7: Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil	95
Tabla 8: Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil	96
Tabla 9: Cuadro comparativo de los Ratios de D/C del Puente Modular de GR50 con postensado en Midas Civil en la que se evidencia una mejora considerable en los elementos principales.	97
Tabla 10: Verificación de deflexiones para cada luz de puente y su respectiva configuración.	98
Tabla 11: Comparación de deflexiones para cada luz de puente con su respectiva configuración.	100
Tabla 12: Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil	112
Tabla 13: Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil	113
Tabla 14: Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil	114
Tabla 15: Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil	115
Tabla 16: Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil	116

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1: Detalles del panel del puente Bailey.	16
Figura 2: Un puente Bailey triple/simple de 25 m construido en Nepal en 1993.	16
Figura 3: Características del camión de diseño.	19
Figura 4: Línea de tiempo de Puente Bailey.	28
Figura 5: Puente Bailey Triple Simple.	28
Figura 6: Panel de Puente Bailey 1963.	29
Figura 7: Puente Modular tipo Bailey de patente Mabey Compact 200.	30
Figura 8: Panel de Corte de Puente modular tipo Bailey de patente Acrow.	31
Figura 9: Distribución de Vigas de Puente Bailey, ubicación dentro de los paneles.	32
Figura 10: Distribución de Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Mabey Compact 200, ubicación dentro de los paneles.	32
Figura 11: Distribución de Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Acrow, ubicación entre los paneles.	33
Figura 12: Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Harzone.	34
Figura 13: Paneles de corte de Puente modular tipo Bailey de patente Harzone.	34
Figura 14: Puente Bailey ubicado en Sandia – Puno.	35
Figura 15: Puente Bailey ubicado en Sandia – Puno.	36
Figura 16: Puente Bailey ubicado Cieniguilla – Lima.	37
Figura 17: Puente Bailey ubicado Cieniguilla – Lima.	37
Figura 18: Puente Modular Tumi ubicado en Lima – Perú.	38
Figura 19: Puente Modular Tumi ubicado en Lima – Perú.	38
Figura 20: Puente Modular Las Torres ubicado en Lima – Perú.	39
Figura 21: Colapso de Puente Bailey en General Cañas – Costa Rica.	39
Figura 22: Colapso de Puente Bailey en General Cañas – Costa Rica.	40
Figura 23: Colapso de Puente Bailey en Llanos de Ocú, provincia de Herrera – Panamá.	40
Figura 24: Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Sis en San Andrés Villaseca, Retalhuleu – Guatemala.	41
Figura 25: Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Vilcanota, en la ciudad cusqueña de Urcos – Perú.	41
Figura 26: Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Salima de la parroquia Tonsupa – Ecuador.	42
Figura 27: Viga Transversal Puente modular Coishco – Huaraz – Perú.	43
Figura 28: Viga Transversal Puente modular Coishco – Huaraz – Perú.	43

Figura 29: Viga Transversal Puente modular Tumi – Lima – Perú.	44
Figura 30: Viga Transversal Puente modular Tumi – Lima – Perú.	44
Figura 31: Prioridades para el Diseño de puentes Modulares tipo Bailey.	46
Figura 32: Partes que conforman un panel estándar de un Puente Modular.	47
Figura 33: Comparación de ratios de $D/C = 0.488$ en diagonales y $D/C = 0.552$ en montantes del panel utilizando perfiles de canal C.	48
Figura 34: Comparación de ratios de $D/C = 0.403$ en diagonales y $D/C = 0.498$ en montantes del panel utilizando perfiles de canal tubular.	48
Figura 35: Viga transversal de un Puente Modular.	49
Figura 36: Ubicación entre paneles de la viga transversal de un Puente Modular.	49
Figura 37: Ubicación entre paneles de la viga transversal de un Puente Modular.	50
Figura 38: Viga transversal con sección variable.	50
Figura 39: Lanzamiento de Puente Modular con nariz de lanzamiento y torres intermedias.	51
Figura 40: Lanzamiento de Puente Modular con contrapesos por falta de espacio de montaje.	52
Figura 41: Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.	52
Figura 42: Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.	53
Figura 43: Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.	53
Figura 44: Proceso de reparación de estructura de Puente Modular.	54
Figura 45: Proceso de reparación de estructura de Puente Modular.	54
Figura 46: Desviador para cables postensados.	55
Figura 47: Desviador de cables postensados ubicado en el Puente Modular.	56
Figura 48: Deflexión del Puente Modular con postensado externo con uso de desviadores, con una $\delta = 31.34\text{mm}$	56
Figura 49: Deflexión del Puente Modular con postensado externo sin uso de desviadores, con una $\delta = 19.21\text{mm}$	57
Figura 50: Esfuerzos máximos de compresión $\sigma_c = 1726\text{ kg/cm}^2$ y mínimos de tracción $\sigma_t = -1557\text{ kg/cm}^2$ del Puente Modular con postensado externo con uso de desviadores en S1.	57
Figura 51: Esfuerzos máximos de compresión $\sigma_c = 1964\text{ kg/cm}^2$ y mínimos de tracción $\sigma_t = -1821\text{ kg/cm}^2$ del Puente Modular con postensado externo sin uso de desviadores en S1.	58
Figura 52: Posiciones respectivas del análisis del desviador.	58
Figura 53: Ubicación de desviador en el centro de luz.	59
Figura 54: Comparación de esfuerzos en el cordón de refuerzo con mayor demanda en PS.	59

Figura 55: Comparación de esfuerzos en el cordón de refuerzo con mayor demanda en S1.	60
Figura 56: Interrupción de los cables de postensado con las vigas transversales debido a la ubicación del desviador en la posición T4.....	61
Figura 57: Ubicación final del desviador para el análisis paramétrico de los puentes modulares.....	61
Figura 58: Ubicación de los anclajes de los cables de postensado para el Puente Modular.....	62
Figura 59: Análisis de Puente Modular de 30.48m de GR50 en Midas Civil.	63
Figura 60: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 30.48m de GR50 debido al postensado en Midas Civil.	63
Figura 61: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.....	64
Figura 62 : Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 30.48m de GR50 debido al aporte del postensado en Midas Civil.	64
Figura 63: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.....	65
Figura 64: Análisis de Puente Modular de 36.57m de GR50 en Midas Civil.	66
Figura 65: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 36.57m de GR50 debido al postensado en Midas Civil.	66
Figura 66: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 36.57m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.....	67
Figura 67: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 36.57m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	67
Figura 68: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 36.57m de GR50 en Midas Civil en R1.	68
Figura 69: Análisis de Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil.	69
Figura 70: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 45.72m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	69
Figura 71: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil en R1.	70
Figura 72: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 45.72m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	70
Figura 73: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil en R1.	71
Figura 74: Análisis de Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil.	72

Figura 75: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 51.81m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	72
Figura 76: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil en R1.	73
Figura 77: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 51.81m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	73
Figura 78: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil en R1.	74
Figura 79: Análisis de Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil.	75
Figura 80: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	75
Figura 81: Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil En R1.	76
Figura 82: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.	76
Figura 83: Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil en R1.	77
Figura 84: Ratios de D/C en Midas Civil.	78
Figura 85: Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	79
Figura 86: Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	79
Figura 87: Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	80
Figura 88: Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	80
Figura 89: Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	81
Figura 90: Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	81
Figura 91: Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	82
Figura 92: Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	82
Figura 93: Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	83

Figura 94: Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 sin postensado en Midas Civil.	83
Figura 95: Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas.	84
Figura 96: Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas.	84
Figura 97: Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=72.94\text{tonf}$	85
Figura 98: Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas.	86
Figura 99: Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas.	86
Figura 100: Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=53.29\text{tonf}$	87
Figura 101: Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.	88
Figura 102: Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.	88
Figura 103: Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=54.84\text{tonf}$	89
Figura 104: Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.	90
Figura 105: Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.	90
Figura 106: Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=84.31\text{tonf}$	91
Figura 107: Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.	92
Figura 108: Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.	92
Figura 109: Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=89.47\text{tonf}$	93
Figura 110: Dispersión de los Ratios de D/C del Puente Modular de GR50 con postensado en Midas Civil en la que observa la desviación en función a la variación porcentual de los ratios para las distintas luces de 30.48m hasta 60.96m.	97
Figura 111: Envolvente de deflexiones en la superestructura debido al 25% del camión de diseño y 100% de la carga de carril (mm).	98

Figura 112: Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al peso propio de la estructura.	99
Figura 113: Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido a la sobrecarga vehicular HL93.	99
Figura 114: Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al efecto del postensado externo.....	100
Figura 115: Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 en servicio I.	100
Figura 116: Esfuerzos en las bridas y cordones de refuerzo en kg/cm2 en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 sin postensado en Midas Civil. ...	101
Figura 117: Esfuerzos en las bridas y cordones de refuerzo en kg/cm2 en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 con postensado externo en Midas Civil.	101
Figura 118: Esfuerzos en vigas transversales en kg/cm2 en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 sin postensado externo en Midas Civil.....	102
Figura 119: Esfuerzos de las vigas transversales en kg/cm2 en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 con postensado externo en Midas Civil.	102
Figura 120: Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las Bidas de 4" de Panel del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.....	103
Figura 121: Análisis paramétrico de los ratios de D/C de los cordones de refuerzo del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.....	105
Figura 122: Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las montantes de los paneles del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.	107
Figura 123: Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las diagonales del Panel del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.....	109
Figura 124: Categoría para estimar la constante A para el límite de fatiga.	111
Figura 125: Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil.....	112
Figura 126: Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil.....	113
Figura 127: Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.....	114
Figura 128: Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.....	115
Figura 129: Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.....	116
Figura 130: Modelo del Anclaje.....	117
Figura 131: Modelo del Anclaje.....	117

Figura 132: Modelo del Desviador.	118
Figura 133: Esfuerzos en el dispositivo de desviación de cables $\sigma_{\text{máx}}=982.6$ kgf/cm ²	118

Lista de símbolos y siglas

Símbolos

- A_c : Constante de detalle para el cálculo de fatiga, dependiente de la categoría del elemento.
- A_s : Área de la sección transversal de un cable de acero para postensado.
- D/C : Ratio Demanda-Capacidad. Relación entre los esfuerzos solicitantes y los resistentes.
- E : Módulo de elasticidad del acero
- E_p : Módulo de elasticidad para torones y barras de presfuerzo.
- F_e : Fuerza total final de postensado en un grupo de cables después de pérdidas.
- F_{e_1} : Fuerza de postensado final por cable.
- F_{emb} : Fuerza adicional requerida en el tensado para compensar las pérdidas por embutimiento.
- F_p : Fuerza máxima de tracción producida en los tendones de postensado externo.
- f_{pu} : Resistencia última a la tracción del acero de presfuerzo.
- f_{py} : Límite de fluencia del acero de presfuerzo.
- F_y : Esfuerzo de fluencia del acero estructural.
- FS : Factor de seguridad para los cables de postensado.
- L : Luz del puente (distancia entre apoyos).
- L_t : Longitud total de un cable de postensado.
- M_{cx}, M_{cy} : Capacidad de momento flexionante de un elemento con respecto a sus ejes principales.
- M_{rx}, M_{ry} : Momento flexionante requerido (solicitud) en un elemento.
- N : Número de ciclos de carga para fatiga o número de cables de postensado.
- P_c : Capacidad de carga axial de un elemento.
- P_r : Carga axial requerida (solicitud) en un elemento.
- Q : Efecto total de la fuerza factorizada en un elemento.
- Q_i : Efectos de fuerza de las cargas aplicadas.
- r : Ratio de interacción para elementos sometidos a flexo-compresión o flexo-tracción.
- γ_i : Factor de carga correspondiente a la carga Q_i .
- γ_p : Factor de carga para cargas permanentes.
- ΔF : Rango de esfuerzos (diferencia entre esfuerzo máximo y mínimo) para fatiga.

δ_{max} : Deflexión o flecha máxima de la superestructura del puente.

η_i : Modificador de carga (ductilidad, redundancia, importancia).

σ_{max}' : Esfuerzo máximo en un componente.

Siglas

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

ARCC : Autoridad para la Reconstrucción con Cambios.

AWS : American Welding Society.

DDR2 : Configuración de puente modular: Doble-Doble Reforzado

DDR2H : Configuración de puente modular: Doble-Doble Reforzado Pesado (Heavy).

DDR2SH : Configuración de puente modular: Doble-Doble Reforzado Súper Pesado (Super Heavy)

TSR3 : Configuración de puente modular: Triple-Simple Reforzado.

TDR3SH : Configuración de puente modular: Triple-Doble Reforzado Súper Pesado (Super Heavy)

GR50 / GR65 : Grado del acero estructural (límite de fluencia en ksi).

HL-93 : Designación de la sobrecarga vehicular de diseño según AASHTO LRFD.

LRFD : Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

MTC : Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú).

Capítulo I. Introducción

En el Perú, la red vial nacional enfrentará serias limitaciones estructurales debido al crecimiento del flujo vehicular y al aumento de las cargas por eje que deben soportar las estructuras existentes. Los puentes modulares tipo Bailey, ampliamente utilizados por su carácter desmontable y su rapidez de montaje, han demostrado gran utilidad en situaciones de emergencia y en zonas rurales de difícil acceso. Sin embargo, su desempeño frente a sobrecargas vehiculares modernas, como la HL93 establecida en la normativa AASHTO LRFD (2020) y el MTC (2018), presenta deficiencias en términos de rigidez, deformaciones excesivas y reducción de factores de seguridad, especialmente en luces mayores a 30 metros.

Ante esta problemática, la presente investigación plantea un análisis paramétrico de puentes modulares tipo Bailey fabricados en acero GR50, con longitudes comprendidas entre 30 m y 60 m, incorporando un sistema de postensado externo como alternativa técnica de refuerzo estructural. El objetivo central es evaluar el efecto del postensado en el comportamiento global del puente, determinando su influencia en la reducción de deformaciones, la mejora de la relación demanda/capacidad (D/C) y el aumento de la eficiencia resistente de los elementos principales.

La metodología desarrollada integra el modelamiento numérico mediante software estructural avanzado, la verificación de esfuerzos y deformaciones según la normativa AASHTO LRFD, y la determinación de las fuerzas de tensado óptimas para cada configuración de luz. Los análisis se realizaron para cinco longitudes típicas (30.48 m, 36.58 m, 45.72 m, 51.82 m y 60.96 m), considerando pérdidas por fricción, embutimiento y relajación del acero de presfuerzo.

Los resultados evidencian que la implementación del postensado externo permite una reducción promedio del 40 % en las deformaciones verticales y una mejora del 32 % al 48 % en los ratios D/C respecto al modelo sin postensado, logrando factores de seguridad superiores a 1.9. Asimismo, se determinó que la fuerza de tensado óptima varía entre 53.29 tonf y 89.47 tonf, según la luz y configuración del puente.

La discusión de los resultados permitió validar la efectividad del sistema postensado en la redistribución de esfuerzos y en el control de desplazamientos, confirmando su viabilidad técnica y constructiva en puentes modulares metálicos. Además, se establecieron parámetros de diseño y lineamientos prácticos que pueden servir como base para futuras aplicaciones en proyectos de infraestructura vial del país.

En conclusión, el estudio demuestra que el postensado externo constituye una solución estructural eficiente y sostenible, asimismo el nuevo diseño del puente demuestra verificaciones por fatiga mucho mejores en cuestión al diseño de los perfiles pr para

extender la vida útil de los puentes modulares tipo Bailey, adaptándolos a las demandas actuales de carga vehicular y fortaleciendo su rol estratégico en el desarrollo vial y la gestión de emergencias del Perú.

1.1 Generalidades

Los puentes modulares tipo Bailey constituyen una de las soluciones estructurales más utilizadas en el Perú y en diversas partes del mundo para el restablecimiento rápido del tránsito vehicular y peatonal. Su diseño prefabricado, su sistema de conexión mediante pernos y pasadores, y su facilidad de transporte y montaje los convierten en una alternativa eficiente frente a situaciones de emergencia o a proyectos que requieren una infraestructura temporal o semipermanente. Estas características han permitido que los puentes modulares se consoliden como una herramienta fundamental para la conectividad vial del país, especialmente en zonas rurales o afectadas por desastres naturales.

No obstante, la evolución de las demandas de carga vehicular —particularmente las asociadas a la sobrecarga HL93 establecida por la normativa (AASHTO LRFD, 2020) ha generado la necesidad de analizar y optimizar estos sistemas estructurales para garantizar su desempeño bajo condiciones más exigentes. En este contexto, el acero estructural GR50, de mayor resistencia y ductilidad que los aceros tradicionales, representa una mejora significativa en la capacidad resistente de los módulos, mientras que la incorporación del postensado externo ofrece una alternativa moderna para aumentar la rigidez y controlar las deformaciones excesivas en luces medias y largas.

El presente estudio aborda esta necesidad mediante un análisis paramétrico aplicado a puentes modulares tipo Bailey de acero GR50, considerando luces de 30 m, 36 m, 45 m, 51 m y 60 m. A través de la modelación numérica y la aplicación de la teoría del postensado, se evaluó la influencia de la fuerza de tensado sobre el comportamiento global del sistema, tanto en la redistribución de esfuerzos como en la reducción de deflexiones verticales.

Asimismo, la investigación se fundamenta en la importancia de optimizar el diseño y la parametrización de los puentes modulares para prolongar su vida útil, mejorar su desempeño estructural y garantizar la seguridad de los usuarios ante condiciones de carga cada vez más severas. De esta manera, el trabajo busca contribuir al perfeccionamiento técnico de las soluciones modulares empleadas en el ámbito nacional, fortaleciendo la sostenibilidad, la eficiencia y la resiliencia de la infraestructura vial del país.

1.2 Descripción del problema de investigación

Ante las emergencias suscitadas por los cambios climáticos, imprudencia de los conductores y deterioro y fatiga de puentes en servicio, el limitado stock de este tipo de puentes modulares tipo Bailey o similar no abasteció la demanda nacional (Provias Nacional, 2019), cabe resaltar que construir puentes definitivos siempre será la mejor opción, sin embargo, la realidad nacional impide al estado poder abastecer en su totalidad

a la necesidad que esta amerita, tanto en tiempo, costo y accesibilidad para conectar pueblos alejados en el interior del país, es así, con el fin de cubrir esta demanda, debido a que, al licitar estas compras de puentes modulares, se prolongaron los tiempos de transporte y desaduanaje, por lo que se elevan los costos y no solo ello, sino que al querer una gobierno local ya sea un distrito, provincia o región los costos y tiempos se elevan aún más debido a que al no comprar como lotes, se ven en la necesidad de cubrir estos sobrecostos en su totalidad perjudicando el presupuesto dado (SEACE, 2019). Estos puentes modulares fueron fabricados con perfiles de acero GR65 en sus elementos principales, los cuales le dieron la resistencia requerida para la sobrecarga vehicular HL93 (Provias Nacional, 2019) los cuales no contamos en nuestro mercado nacional encontramos como máximo perfiles de GR50 (Aceros Arequipa, 2020)

Debido a la gran demanda de puentes modulares los gobiernos regionales optaron por realizar individualmente requerimientos mediante licitación pública de fabricación e instalación de puentes, sin embargo, se llevaron la sorpresa del alto costo unitario, así como el tiempo prolongado de entrega debido a que son en su mayoría las plantas de fabricación se encuentran en el extranjero aumentando considerablemente el tiempo de embarcación y en el caso de una emergencia, esta no podrá ser atendida (Wiesse y Saravia, 2018)

La realidad nacional con respecto a los puentes modulares es muy diferente a la de otros países, el Puente tipo Bailey Huaycoloro (42 m) situado en la Autopista Ramiro Prialé al año de uso ya se vio afectado las cubiertas de rodadura metálica así como algunos elementos de unión y en los siguientes años se tuvo que dar mantenimiento tanto a las cubiertas como el cambio de elementos principales del puente debido al gran flujo vehicular, según el estudio de tráfico vehicular, a los 6 meses de instalado el puente (Flores, 2022) este ya habría cumplido el millón de ciclos para el que fue diseñado, sin embargo, hasta el 10 de junio del 2022 siguió en uso (SEACE, 2019). en total, más de 5 años estuvo en servicio dicho puente modular a pesar de ser una autopista de primera clase y que estuvo con el presupuesto de la Autoridad para la Reconstrucción con Cambios (ARCC), se tuvo un avance de la obra al 28/11/2022 del 55.58%, y un avance actualizado del 79% al 29/03/2023, esta información dio un alcance exacto de la realidad que padeció nuestro país (IVERMET, 2022).

Durante el fenómeno de El Niño costero 2016-2017 fueron afectados siete puentes de la red vial nacional: Huambacho, Sechín, San Marcos y Coishco en Áncash, Lacsá en Lima, Quebrada Honda en Piura y Virú en La Libertad. Todos estos puentes colapsaron entre el 16 y 29 de marzo 2017 siendo los puentes modulares una viable solución momentánea ante estos eventos, estos puentes modulares tienen según los

requerimientos de compra la condición de durabilidad de 1 millón de ciclos, pero entendiendo el caso del Puente Huaycoloro estos serán utilizados por mucho más tiempo (Provias Nacional, 2018).

El uso de puentes modulares tiene muchos años en el país. Si bien el puente Bailey fue concebido para facilitar el transporte durante la Segunda Guerra Mundial, por ser una estructura fácil de llevar y rápida de armar, con el tiempo se convirtió en la mejor solución para restablecer el tránsito ante una emergencia. Tras el Niño Costero, su implementación se ha incrementado de manera importante logrando integrar a las comunidades afectadas (Aranis, 2018)

1.2.1 Problema Principal

¿Es posible diseñar Puentes modulares tipo Bailey utilizando perfiles de GR50 cumpliendo la normativa AASTHO LRFD 2020?

1.2.2 Problema Secundario

- ¿Cómo se lograría determinar un diseño óptimo y mejorado del modelo de Puente Modular tipo Bailey?
- ¿Cómo se lograría determinar la relación entre los límites de resistencia y servicio para la sobrecarga vehicular HL93 en puentes modulares de GR50 de 30 m a 60 m según la norma AASHTO LRFD 2020?
- ¿Cómo se estimaría la vida útil de los puentes modulares para luces de 30m a 60m según la normativa AASHTO LRFD 2020?

1.3 Justificación

La presente investigación se justifica debido a diversas problemáticas que afectan a los puentes modulares tipo Bailey o similares en nuestro país. En primer lugar, se evidencia una demanda insatisfecha de estos puentes debido a emergencias provocadas por cambios climáticos, imprudencia de los conductores y deterioro de los puentes en servicio. Esta situación se agrava debido al limitado stock de puentes modulares, lo cual no permite abastecer la demanda nacional existente. Como resultado, se recurre a la importación de estos puentes, lo que conlleva prolongados tiempos de transporte y desaduanaje, aumentando así los costos involucrados en su adquisición.

Además, se ha observado que los puentes modulares fabricados con perfiles de acero GR65 en sus elementos principales, que brindan la resistencia requerida para soportar la sobrecarga vehicular HL93, no se encuentran disponibles en el mercado

nacional, siendo los perfiles de GR50 los de mayor disponibilidad. Esto genera una brecha entre las características requeridas y las disponibles en el mercado nacional, lo cual afecta la calidad y durabilidad de los puentes modulares existentes.

Otra problemática relevante es la falta de atención oportuna a las emergencias viales debido a los altos costos unitarios y los prolongados tiempos de entrega asociados a la fabricación e instalación de puentes modulares mediante licitaciones públicas. Esto implica que, en casos de emergencia, no se pueda contar con una solución inmediata y eficiente, lo que afecta la seguridad y la continuidad del tránsito vehicular.

Además, la realidad nacional respecto a los puentes modulares difiere significativamente de la de otros países. Se han identificado casos en los cuales puentes tipo Bailey, como el ubicado en la Autopista Ramiro Prialé, han presentado problemas de deterioro y fatiga en su estructura, así como la necesidad de realizar mantenimiento constante y reemplazo de elementos principales, a pesar de que se encontraban diseñados para un millón de ciclos. Estos inconvenientes demuestran la importancia de investigar y comprender los factores técnicos determinantes para el diseño estructural de puentes modulares tipo Bailey o similares utilizando perfiles de acero GR50 que puedan soportar adecuadamente la sobrecarga vehicular HL93, según las especificaciones del código (AASHTO LRFD, 2020).

Esta investigación contribuirá al desarrollo de soluciones técnicas y prácticas que permitan mejorar la calidad y durabilidad de los puentes modulares tipo Bailey o similares en nuestro país, optimizando su diseño estructural y garantizando su adecuada resistencia a la sobrecarga vehicular HL93. Además, se brindarán recomendaciones para la estimación de la vida útil de estos puentes, considerando factores clave como la ratio de demanda capacidad y los límites de resistencia y servicio.

El conocimiento generado a partir de esta investigación será de gran utilidad para los profesionales y entidades involucradas en la planificación, diseño y construcción de puentes modulares en el Perú, contribuyendo así al desarrollo y la seguridad de la infraestructura vial nacional.

1.4 Objetivos del estudio

1.4.1 *Objetivo general*

Realizar un análisis paramétrico de Puentes Modulares tipo Bailey de GR50 desde 30m hasta 60m con el fin de determinar los factores principales en el diseño de puentes para sobrecarga vehicular HL93.

1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar el diseño óptimo de Puentes Modulares tipo Bailey mediante una propuesta de mejora con perfiles metálicos de GR50 de 30m a 60m para la sobrecarga vehicular HL93 según el código AASHTO LRFD 2020
- Determinar la relación del incremento de la capacidad resistente en los estados límites de resistencia y servicio mediante un análisis paramétrico para la sobrecarga vehicular HL93 según el código AASHTO LRFD 2020
- Estimar la vida útil del puente modular tipo Bailey, implementando el postensado externo para luces de 30m a 60m utilizando el estado límite de fatiga según el código AASHTO LRFD 2020.

1.5 Hipótesis del estudio

1.5.1 Hipótesis General

Al diseñar puentes modulares tipo Bailey fabricados con perfiles de acero GR50 utilizando postensado externo se logrará un incremento de la capacidad resistente en los estados límites de resistencia y servicio para la sobrecarga vehicular HL93 según el código AASHTO LRFD 2020 aumentando así su vida útil

1.5.2 Hipótesis Específicas

- Existe una relación relevante en el diseño de diferentes patentes de Puentes modulares tipo Bailey la cual se podría estimar un modelo híbrido el cual mejore la integridad estructural de la superestructura.
- Existen una relación relevante al realizar el análisis paramétrico de los límites de resistencia y servicio para sobrecarga HL93 en puentes modulares tipo Bailey o similar implementando el postensado externo y puentes sin el postensado fabricado con perfiles metálicos de GR50 de 30 m a 60 m.
- Se estima que al implementar el postensado externo en los puentes modulares tipo Bailey de luces de 30m a 60m se logre aumentar la vida útil de la estructura y superar el millón de ciclos para el cual fue diseñado para el estado límite de fatiga de la AASHTO LRFD 2020.

1.6 Antecedentes

Embaby y Naggar (2024) demostraron que la incorporación de un factor correctivo de longitud K, establecido en 0,437 para paneles estándar y en 0,44 para paneles de corte, mejora significativamente la precisión en la predicción de capacidades de pandeo y carga de cortante en estructuras metálicas de puentes. Los resultados experimentales con un modelo a escala real y las simulaciones mediante modelos de elementos finitos

evidencian que, al aplicar estos factores, las predicciones se acercan al 95,4 % de las capacidades medidas, corrigiendo las subestimaciones presentes en los métodos tradicionales del código AASHTO LRFD que, en algunos casos, subestimaban hasta en un 61,6 % y 87,4 %. Además, se observó que las condiciones de conexión, ya sean rígidas o articuladas, influyen significativamente en las cargas de pandeo, siendo estas entre 3 y 4 veces mayores en estructuras rígidas. La validación mediante deformaciones medidas y predichas confirmó la validez de los modelos ajustados. En conclusión, la investigación evidencia que la aplicación de los factores de corrección adecuados, considerando las condiciones específicas de conexión y geometría, permite mejorar la precisión en la evaluación de la resistencia estructural, optimizando así las predicciones y el diseño de puentes tipo bailey, y contribuyendo a un uso más racional y seguro de los estándares normativos existentes.

Ambroziak et al. (2024) evaluaron el comportamiento estructural de un puente Bailey plegable instalado sobre el río Tuga en la localidad de Żelichowo, en la Universidad Tecnológica de Gdańsk, en Polonia. El caso de estudio consistió en un puente modular tipo bailey de 18 metros de luz, sometido a pruebas estáticas y dinámicas bajo diferentes condiciones de carga vehicular. Se recopilaban datos experimentales mediante instrumentación in situ (galgas extensométricas y sensores de desplazamiento), complementados con simulaciones numéricas desarrolladas en Abaqus mediante el método de elementos finitos tridimensionales. Los resultados revelaron una correlación superior al 95% entre las deformaciones medidas y las obtenidas numéricamente, validando el modelo FEM propuesto. Además, se identificó que las holguras en las conexiones y los pines afectan la distribución de esfuerzos, provocando incrementos de hasta 12% en los desplazamientos medidos respecto al modelo idealizado. El estudio concluyó que los modelos tridimensionales no lineales permiten representar con alta precisión el comportamiento real de puentes modulares y son una herramienta eficaz para la evaluación estructural y prolongación de su vida útil.

Embaby y Naggar (2024) con el objetivo de realizar una investigación experimental y numérica del comportamiento de los paneles de corte de acero empleados en puentes modulares, en la Universidad de Western Ontario (Canadá) analizaron cuatro paneles de acero Q345 de diferentes espesores (6 mm, 8 mm, 10 mm y 12 mm), sometidos a cargas cíclicas hasta el fallo para determinar su capacidad resistente y rigidez al corte. Los resultados experimentales fueron complementados con modelos numéricos no lineales desarrollados en Midas Civil, considerando plasticidad isotrópica y contacto entre componentes. Se encontró que el incremento del espesor de 8 mm a 10 mm aumentó la resistencia al corte en 22%, mientras que los modos de pandeo y deformación se predijeron

con una desviación inferior al 5% respecto a los datos experimentales. El estudio concluyó que la rigidez y el espesor de los paneles son factores determinantes en la capacidad portante global del sistema modular, aportando criterios esenciales para el diseño optimizado de puentes modulares.

Tang et al. (2023) llevaron a cabo un estudio experimental y numérico en la ciudad de Nanjing (China) para evaluar el comportamiento mecánico de puentes compuestos de acero y concreto con conexión parcial y pretensado. El objetivo fue reducir la transferencia de esfuerzos de pretensión hacia las vigas de acero en las zonas de momento negativo. Se emplearon dos modelos a escala 1:3, sometidos a pruebas de flexión en cuatro puntos y simulaciones en ANSYS mediante el método de elementos finitos, calibrando los modelos numéricos con resultados experimentales. Los hallazgos mostraron que el método de conexión parcial-pretensado (PCP) aumentó la carga de fisuración sin comprometer la rigidez global, incrementando la carga máxima en 10% y reduciendo la transferencia de pretensión hacia el acero en 30%. La investigación concluyó que el sistema PCP es una alternativa eficiente para mejorar la durabilidad y desempeño estructural de puentes continuos compuestos.

Torres et al. (2023) desarrolló una investigación aplicada orientada al reforzamiento de puentes de concreto sometidos a sobrecargas que superan las de diseño, mediante el uso combinado de técnicas de postensado externo y elementos metálicos. Se aplicó un proceso de envejecimiento acelerado a un tablero de puente típico, el cual fue posteriormente reparado y reforzado con el sistema propuesto. Los resultados mostraron una mejora del 75% en la capacidad de carga, demostrando que el método permite restablecer la funcionalidad estructural frente a nuevas exigencias de carga sin comprometer los soportes y con tiempos de intervención reducidos. Este enfoque representa una solución eficiente y adaptable para modernizar puentes existentes ante incrementos en las cargas de tráfico.

Rocha et al. (2022) desarrollaron una investigación en la Universidad Federal de São Carlos (Brasil) con el objetivo de analizar el comportamiento mecánico de vigas compuestas de acero y concreto postensadas con tendones externos bajo momentos flectores positivos. El estudio combinó análisis analíticos y numéricos en modelos con distintas configuraciones de tendones, variando su forma, excentricidad, longitud y la del vano. Las pruebas experimentales se realizaron bajo flexión a cuatro puntos y los modelos numéricos se elaboraron mediante el software Abaqus, siguiendo la normativa brasileña para diseño de conexiones por corte. Los resultados demostraron que el postensado externo incrementa notablemente la capacidad estructural: las vigas con cuatro tendones presentaron una resistencia última 40% mayor que las de dos, y el incremento promedio

de capacidad con respecto a vigas sin postensado alcanzó 25%. Además, se evidenció que los tendones rectos son más eficientes que los curvos y que el aumento de la longitud del tendón mejora la resistencia, mientras que un mayor vano la reduce. El estudio confirma que el postensado externo es una técnica eficaz para aumentar la resistencia y rigidez en vigas compuestas.

Prokop, et al. (2022) la investigación se realizó en las regiones de Eslovaquia y la República Checa, con el propósito de analizar la capacidad de carga de los puentes modulares tipo Bailey empleados en aplicaciones civiles. Se estudiaron varios puentes en servicio, recopilando datos mediante inspecciones estructurales, verificaciones estáticas y ensayos in situ para determinar la capacidad máxima bajo diferentes condiciones ambientales. La metodología incluyó modelado estructural analítico y evaluación empírica de la respuesta del puente ante cargas estáticas equivalentes. Los resultados demostraron que los puentes Bailey mantienen un factor de seguridad promedio de 1.85 respecto a las cargas de diseño, confirmando su viabilidad para uso permanente, siempre que se controle la fatiga y la corrosión. Asimismo, se estableció que las uniones atornilladas son los puntos más críticos, concentrando hasta el 40% de las deformaciones locales totales. El estudio proporcionó datos esenciales para la evaluación de estos sistemas en contextos civiles y sugiere la incorporación de refuerzos o postensado externo para mejorar la capacidad portante.

El-Sisi et al. (2021) desarrollaron una investigación en la ciudad de El Cairo (Egipto) enfocada en analizar el efecto del postensado externo sobre el comportamiento de vigas compuestas de acero y concreto con distintos grados de conexión. Se ensayaron cuatro vigas bajo cargas positivas mediante pruebas físicas y modelado numérico, utilizando el método de elementos finitos para validar los resultados experimentales. Se registraron curvas carga-deflexión, deformaciones del tendón y modos de falla. Los resultados evidenciaron que el uso de tendones externos incrementó la carga última en 25% y la rigidez estructural en 33%, mejorando la capacidad portante y la ductilidad general del sistema. El estudio resaltó la efectividad del postensado externo para optimizar el rendimiento de vigas compuestas, especialmente en estructuras con conexión parcial.

Gläser y Löffler (2018) realizaron una investigación en Alemania y Bélgica orientada a sistematizar los distintos sistemas de postensados empleados en el refuerzo estructural de puentes y edificaciones existentes. El estudio abarcó más del 60% de las obras de refuerzo ejecutadas en puentes alemanes, recopilando una extensa base de datos sobre su desempeño. Se analizaron métodos de instalación, protección anticorrosiva y sistemas optimizados de tensado, empleando soluciones prefabricadas de tendones con barras externas. Los resultados evidenciaron que los sistemas modernos de postensado.

Capítulo II. Marco teórico y conceptual

2.1 Marco teórico

2.1.1 *Análisis paramétrico*

Debido a la complejidad de los puentes y las cargas dinámicas a las que están sujetos, el análisis paramétrico es una herramienta valiosa para evaluar la capacidad de carga y mejorar la vida útil de los puentes metálicos. Un estudio reciente encontró que el análisis paramétrico de un puente de acero permitió identificar las secciones críticas y mejorar la capacidad de carga en un 20% en comparación con el diseño original (Kong et al., 2019).

Las ratios de demanda capacidad son una medida importante de la seguridad estructural de los puentes, y el análisis paramétrico puede ayudar a mejorarlos mediante la evaluación de diferentes variables de diseño y su efecto en la capacidad de carga. Un estudio realizado en puentes de acero mostró que el análisis paramétrico permitió identificar combinaciones óptimas de variables de diseño, lo que mejoró significativamente las ratios de demanda capacidad en comparación con los diseños originales (Alavi y Gholhaki, 2020).

2.1.2 *Sobrecarga HL93*

La sobrecarga vehicular HL93 es un tipo de carga que se encuentra en la norma de diseño estructural de puentes establecida por la American Association of State Highway and Transportation Officials, en el Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications. Esta norma define las cargas vehiculares máximas que un puente debe soportar en condiciones normales de tráfico, y se basa en la simulación de una combinación de camiones de diseño de alta carga y un tráfico vehicular adicional. La sobrecarga vehicular HL93 se define como la carga del camión de diseño más una carga uniforme distribuida en el carril.

Según Fernández et al. (2018) la sobrecarga vehicular HL93 tiene un impacto significativo en el diseño y la evaluación de puentes, ya que puede afectar significativamente la capacidad de carga de un puente y su vida útil. Por lo tanto, es importante que los ingenieros estructurales tengan en cuenta estas cargas en sus diseños y evaluaciones.

Según Miao et al. (2019) el uso de la sobrecarga vehicular HL93 puede ser más conservador que otras normas de diseño de cargas vehiculares, lo que puede resultar en un diseño más seguro y una vida útil prolongada del puente. Sin embargo, también

señalan que es importante tener en cuenta las condiciones locales de tráfico y las características del puente en sí para una evaluación precisa de la capacidad de carga del puente y su vida útil.

2.1.3 Postensado Externo en Puentes

El postensado externo es una técnica de refuerzo utilizada en puentes para mejorar la capacidad de carga y la durabilidad de la estructura. Según Park et al. (2019) el postensado externo puede ser aplicado en la parte superior o inferior del puente, dependiendo de las condiciones de la estructura y de los requisitos de carga. Esta técnica de refuerzo ha demostrado ser efectiva para mejorar la resistencia a la fatiga, la capacidad de carga y la durabilidad de los puentes existentes.

Otra ventaja del postensado externo es que puede ser aplicado sin interrupciones significativas del tráfico. Según Chang et al. (2020) el postensado externo puede ser utilizado para reforzar puentes existentes que no fueron diseñados originalmente para soportar los niveles de carga actuales. Además, el postensado externo puede ser aplicado a puentes con deformaciones excesivas, grietas y otros daños, lo que permite extender la vida útil de la estructura.

2.1.4 Límite de Resistencia

El Límite de Resistencia es un criterio importante para el diseño de puentes, ya que garantiza que la estructura pueda soportar las cargas previstas sin experimentar fallas. (AASHTO LRFD, 2020) es uno de los principales códigos de diseño de puentes que se utilizan en los Estados Unidos y establece requisitos rigurosos para el Límite de Resistencia.

Según Zou et al. (2021) el código (AASHTO LRFD, 2020) establece un valor mínimo para el Límite de Resistencia de las secciones transversales de los elementos estructurales, con el fin de garantizar la seguridad y la fiabilidad de las estructuras de puentes. Este valor mínimo varía según el tipo de carga y la ubicación de la sección transversal en el puente.

Por otro lado, Liu et al (2019) encontraron que el Límite de Resistencia puede mejorarse mediante el uso de materiales de alta resistencia y técnicas de construcción innovadoras, lo que puede resultar en un diseño más económico y sostenible. También destacaron la importancia de considerar la variabilidad de las cargas y la resistencia al diseñar el Límite de Resistencia de un puente, para garantizar la seguridad y la durabilidad a largo plazo de la estructura.

2.1.5 Límite de Servicio

El límite de servicio se refiere a las condiciones en las que un puente debe operar de manera segura y eficiente a lo largo de su vida útil. Este límite incluye el comportamiento estructural y funcional de un puente bajo cargas de servicio, tales como la deformación, vibración, agrietamiento, fatiga y desplazamientos diferenciales. El diseño del límite de servicio se basa en la capacidad de deformación de los elementos estructurales, la capacidad de carga de los materiales y el nivel de servicio deseado.

Una de las principales consideraciones en el diseño del límite de servicio es la comodidad y seguridad de los usuarios de los puentes. Por lo tanto, los códigos de diseño establecen límites de vibración, deformación y desplazamiento diferenciales para garantizar que los usuarios no se sientan incómodos o inseguros al cruzar el puente.

Algunos estudios recientes han demostrado la importancia del límite de servicio en el diseño de puentes. Por ejemplo, un estudio de Xue et al (2017) evaluó el comportamiento de un puente de acero de gran altura en China y concluyó que la vibración del puente estaba dentro del límite de servicio establecido, lo que garantizaba la comodidad de los usuarios. Otro estudio de Park et al. (2018) investigó el comportamiento de un puente modular en Corea del Sur y demostró que el límite de servicio se cumplió satisfactoriamente, lo que garantizó la seguridad y la funcionalidad del puente.

2.1.6 Límite de Fatiga

El límite de fatiga es una de las consideraciones importantes en el diseño y análisis de puentes según el método de Este límite establece la carga máxima que el puente puede soportar a lo largo de su vida útil bajo un número definido de ciclos de carga. Se basa en la resistencia del material y en la resistencia a la fractura. El límite de fatiga se calcula utilizando la relación de esfuerzo-ciclo de vida (S-N) del material, que se obtiene a partir de pruebas experimentales.

Según Patil et al. (2018) el límite de fatiga es uno de los criterios más importantes en el diseño de puentes, ya que la falla por fatiga puede ocurrir sin previo aviso y puede tener consecuencias graves. Además, la vida útil de un puente se ve afectada por la fatiga del material, por lo que es importante tener en cuenta este límite durante el diseño.

Por otro lado, según Prabhakar et al. (2019) el límite de fatiga es particularmente importante en puentes metálicos debido a la naturaleza cíclica de las cargas vehiculares y a las tensiones cíclicas inducidas en los miembros estructurales. Es necesario realizar un análisis de fatiga para determinar la vida útil de los puentes metálicos y garantizar la seguridad de las personas que los utilizan. Además, los ratios de demanda-capacidad se

utilizan para verificar la capacidad restante de un puente en función de la fatiga y otras consideraciones estructurales.

2.1.7 Ratio Demanda – Capacidad

Según Liu et al. (2018) se encontró que la mejora de los límites de resistencia y servicio de los puentes metálicos se puede lograr mediante la adopción de materiales de alta resistencia y técnicas de construcción innovadoras. Además, se demostró que la evaluación de las ratios de demanda-capacidad es esencial para garantizar la seguridad estructural y prolongar la vida útil de los puentes.

Según Wang et al. (2019) se investigó la relación entre las ratios de demanda-capacidad y la vida útil de los puentes metálicos. Los resultados indicaron que los puentes con una ratio de demanda-capacidad superior al 1.0 tienen una mayor probabilidad de sufrir fallas y requieren reforzamientos para mejorar su capacidad y prolongar su vida útil.

2.1.8 Grado del Acero de Perfiles metálicos en Puentes

El acero es un material ampliamente utilizado en la construcción de puentes, debido a sus propiedades mecánicas y a su durabilidad. La selección del grado de acero adecuado para la fabricación de perfiles metálicos en puentes es un factor crítico que afecta la seguridad, la economía y la vida útil de la estructura. En la actualidad, se utilizan varios grados de acero en la construcción de puentes, incluyendo el acero estructural de baja aleación ASTM A572 Grado 50 y el acero estructural de alta resistencia ASTM A709 Grado 50W (Aceros Arequipa, 2020).

Según Martínez et al. (2021), el uso de acero de alta resistencia en la construcción de puentes puede proporcionar una mayor capacidad de carga y una mayor resistencia a la fatiga, lo que conduce a una mayor vida útil de la estructura. Además, el uso de acero de alta resistencia también puede reducir los costos de la estructura, ya que se requiere menos cantidad de material para lograr una resistencia dada. Sin embargo, el uso de acero de alta resistencia también puede requerir cambios en los procedimientos de diseño y construcción.

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Puente modular Bailey

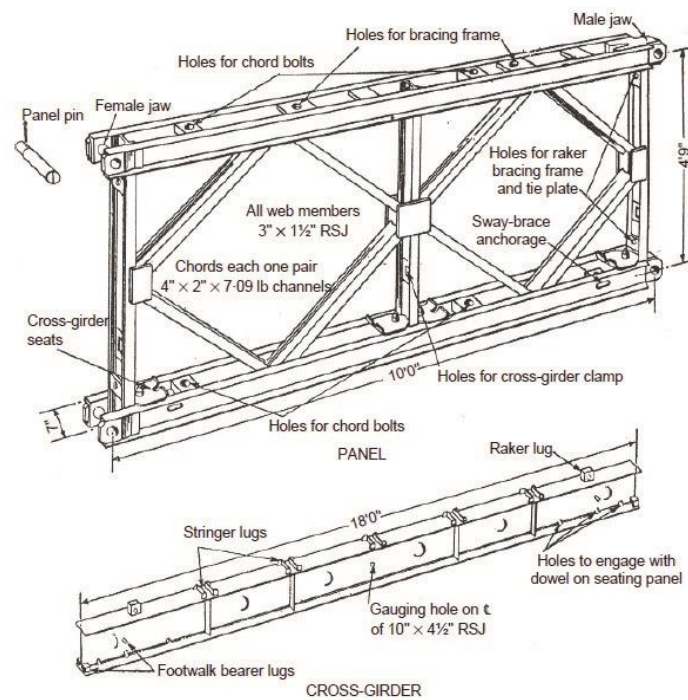
Joiner (2010) planteó que el puente Bailey fue diseñado por Sir Donald Bailey en 1940, se creó como una solución rápida y eficiente para el cruce de obstáculos durante la Segunda Guerra Mundial. Su estructura modular permite un ensamblaje rápido en el campo, lo que fue crucial para la movilidad militar. A lo largo de la guerra, estos puentes se utilizaron extensamente por las fuerzas aliadas, facilitando el movimiento de tropas y suministros. Tras el conflicto, el diseño se adaptó para usos civiles y se continuó fabricando en varios países, con variantes que ampliaron su aplicación. Hoy en día, los puentes Bailey siguen siendo relevantes, utilizados tanto en situaciones de emergencia como en proyectos de infraestructura permanente.

La evolución del diseño del puente Bailey se caracterizó por su adaptabilidad y funcionalidad, desde su concepción, se priorizaron consideraciones estructurales, utilizando acero de alta resistencia para asegurar que los componentes soportaran cargas significativas y resistieran los esfuerzos dados en campo. Su diseño modular, con paneles de dimensiones específicas (10 pies), facilitó el transporte y el ensamblaje, permitiendo que un grupo de seis hombres pudiera montar el puente rápidamente sin necesidad de maquinaria pesada. Esta característica fue crucial en situaciones de combate, donde la rapidez en el establecimiento de cruces era vital para la movilidad del ejército.

Además, la intercambiabilidad de los componentes simplificó las reparaciones y el mantenimiento en el campo. Con tramos que podían alcanzar hasta 120 pies (36.6 metros) de longitud, el puente ofreció la flexibilidad necesaria para adaptarse a diversas condiciones geográficas y operativas. En conjunto, el diseño del puente Bailey no solo revolucionó la ingeniería de puentes, sino que también proporcionó una solución práctica y eficiente para las necesidades logísticas de las fuerzas armadas, contribuyendo significativamente a su éxito en el campo de batalla (T3, T5).

Figura 1

Detalles del panel del puente Bailey.



Nota: fuente Adaptado de (Joiner, 2010)

Figura 2

Un puente Bailey triple/simple de 25 m construido en Nepal en 1993.



Nota: fuente Adaptado de (Joiner, 2010)

2.2.2 Factores de carga y combinaciones de carga - AASHTO (2020)

El efecto total de la fuerza factorizada se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.1)$$

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ec. 2.1 para las combinaciones aplicables de fuerzas extremas factorizadas especificadas para cada una ubicado en la tabla 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2020) en los siguientes estados límite:

- Resistencia I - Combinación de carga básica relativa al uso normal del puente sin viento.
- Resistencia IV - Combinación de cargas que en las superestructuras de los puentes.
- Evento extremo I - combinación de cargas que incluye terremoto. El factor de carga para la carga viva γ_{EQ} , será se determinará en función del proyecto.
- Servicio I - Combinación de carga relativa al uso normal uso operativo normal del puente con un viento de 70 mph y todas las cargas tomadas a sus valores nominales.
- Servicio II - Combinación de cargas destinada a controlar la elasticidad de estructuras de acero y el deslizamiento de conexiones críticas de deslizamiento debidas a la carga viva vehicular. Para estructuras con condiciones únicas de carga de camiones, como de acceso a puertos o polígonos industriales que puedan dar lugar a un un número desproporcionado de cargas permitidas, debe aumentarse del factor de carga en cuenta.
- Servicio III - Combinación de cargas para el análisis longitudinal análisis de tracción en superestructuras de hormigón pretensado superestructuras de hormigón pretensado con el objetivo del control de fisuras y a la tensión principal en las almas de vigas de hormigón segmentales.
- Fatiga I - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada con la vida a fatiga inducida por carga infinita.
- Fatiga II - Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionada con la vida a fatiga inducida por carga finita.

Tabla 1

Combinaciones de carga y factores de carga

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_F	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_F	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_F	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_F	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_F	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Note: For Service I, the load factor for EV equals 1.2 for Stiffness Method Soil Failure as shown in Table 3.4.1-2.

Nota: Adaptado de la Tabla 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2020)

Tabla 2

Factores de carga para cargas permanentes γ_F .

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_F

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DC: Strength IV only	1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40
	Piles, λ Method	1.05
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25
		0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure	Active	1.50
	At-Rest	1.35
	AEP for anchored walls	1.35
		N/A
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure	Overall and Compound Stability	1.00
	Retaining Walls and Abutments	1.35
	MSE wall internal stability soil reinforcement loads	
	Stiffness Method	
	Reinforcement and connection rupture	1.35
	Soil failure – geosynthetics (Service I)	1.20
	Coherent Gravity Method	1.35
	Rigid Buried Structure	1.30
	Rigid Frames	1.35
	Flexible Buried Structures	
	Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts	1.50
	Thermoplastic Culverts	1.30
	All others	1.95
	Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls	1.00
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

Nota: Adaptado de la Tabla 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2020)

2.2.3 Carga viva vehicular de diseño - (AASHTO LRFD, 2020)

2.2.3.1 Diseño de carga viva vehicular

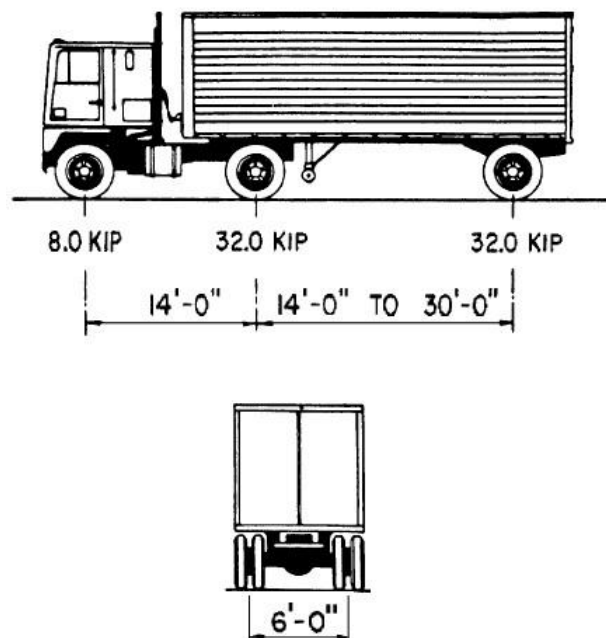
La carga viva vehicular en las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas HL-93, consistirá en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño
- Carga de carril de diseño

Los pesos y distancias entre ejes y ruedas del camión de diseño serán los especificados en la Figura N° 3 (3.6.1.2.2-1. (AASHTO LRFD, 2020)) Se considerará un margen de carga dinámica, tal como se especifica en el artículo 3.6.2. (AASHTO LRFD, 2020) salvo lo especificado en los artículos 3.6.1.3.1 (AASHTO LRFD, 2020) y 3.6.1.4.1 (AASHTO LRFD, 2020) la separación entre los dos ejes de 32,0 kip variará entre 14,0 pies y 30,0 pies para producir efectos de fuerza extrema

Figura 3

Características del camión de diseño.



Nota: fuente de la Figure 3.6.1.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2020)

2.2.4 Términos de referencia para la compra de Puentes Modulares

Según Provias Nacional (2019) en la compra que se realizó se dieron los siguientes términos de referencia con respecto a las Especificaciones Técnicas de las Estructuras Modulares:

- **Carga viva vehicular de diseño:** Las estructuras metálicas se diseñarán para la sobrecarga americana HL93 de las Especificaciones AASHTO LRFD, para 1'000,000 de ciclos de carga vinculados con el rango de esfuerzos (fatiga) y para una deflexión máxima bajo carga viva limitada a $L/800$
- **Estructura de Puente:** Corresponde a estructuras metálicas, con certificado de fabricación conformadas por armaduras longitudinales, formadas por paneles prefabricados modulares de acero conectadas en forma longitudinal mediante pasadores (Pines o Bulones), con vigas transversales tendidas entre paneles que soporten una calzada de tableros de acero, asimismo, los elementos principales (vigas, paneles, cordones y pisos) de los puentes deberán ser perfiles laminados en caliente. Los elementos secundarios podrán ser laminados en frío
- Con la estructura se proveerá el respectivo arriostramiento para resistir los efectos de viento y otras fuerzas laterales que puedan ser aplicadas a la estructura. En el diseño de los puentes modulares no debe considerarse el factor de reducción de 0.9 al factor de presencia múltiple.
- **Concepto de estructura modular:** Siendo puentes modulares de rápida instalación, todos los componentes serán totalmente intercambiables entre sí, siendo cada componente liviano (máximo 1.50 toneladas por elementos individual) para las condiciones usuales de manipulación en el campo o para uso mínimo de equipo pesado y herramientas, empleando mano de obra no especializada sin entrenamiento altamente calificado.
- **Conexiones o elementos menores:** La unión entre paneles en forma longitudinal será por pasadores (pines o bulones), la unión entre los paneles de doble altura y las demás conexiones (vigas, pisos, arriostres y otros) será con pernos, totalmente reutilizables para sucesivos montajes.
- Ninguna conexión será hecha mediante soldadura o con pernos de alta fricción o conectores similares y no requerirán de equipos o herramientas especiales de instalación (neumáticos o eléctricos). Todos los pernos podrán variar de longitud, pero serán del mismo diámetro a efectos de minimizar el número de herramientas
- **Conexiones soldadas:** El proceso de soldadura en fábrica y la calificación de los soldadores se ajustará a los requerimientos mínimos establecidos en la última norma

vigente de AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 o EN 1011-1, EN 1011-2, EN ISO 287-1, EN ISO15614 o en su equivalente entre otros estándares

- **De la geometría:** Cada módulo o panel tendrá 3.048m (10 pies) de longitud, se aceptará módulo de 3.00m de longitud y el ancho del puente tendrá las siguientes dimensiones:

Para un Carril: Calzada para un carril, ancho de tablero de 4.20m, ancho libre de 4.70m

Para dos Carriles: Calzada para dos carriles, ancho de tablero de 7.35m, ancho libre de 7.50m

2.2.5 Acero para el Presfuerzo - (AASHTO LRFD, 2020)

Torones relevados de esfuerzos sin recubrimiento o torón de siete alambres de baja relajación, o barras de alta resistencia lisas o corrugadas sin recubrimiento, deberán cumplir los siguientes estándares de materiales, como se establece su uso en las Especificaciones de Construcción de Puentes (AASHTO LRFD, 2020)

- AASHTO M203 / M203M (ASTM A416 / A416M)
- AASHTO M275 / M275M (ASTM A722 / A722M)

Barras de Acero de Alta Resistencia sin recubrimiento para concreto preesforzado. La resistencia a la tracción y de fluencia para estos aceros puede tomarse como se especifican en la Figura que se encuentra en la Tabla 5.4.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2020)

Tabla 3

Propiedades de los torones y las barras de pretensado.

Material	Grade or Type	Diameter (in.)	Tensile Strength, f_{pu} (ksi)	Yield Strength, f_{py} (ksi)
Strand	270 ksi	0.375 to 0.6	270	90% of f_{pu}
Bar	Type 1, Plain	0.75 to 1.375	150	85% of f_{pu}
	Type 2, Deformed	0.625 to 2.5	150	80% of f_{pu}

Nota: Adaptado de la Tabla 5.4.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2020)

Módulos de elasticidad (AASHTO LRFD, 2020)

- Para torones; $E_p = 28,500$ ksi
- Para barras; $E_p = 30,000$ ksi.

Capítulo III. Marco metodológico

3.1 Tipo y diseño de investigación

3.1.1 Tipo de investigación: Aplicada

Valderrama (2019) indica que la investigación práctica y dinámica de este tipo produce resultados que contribuyen al bienestar y beneficio de la sociedad. Su aplicación consiste en la utilización de teorías preexistentes para la creación de normas y procedimientos tecnológicos, que permiten el control de situaciones o procesos en la realidad, según Hernández et al. (2014) la investigación aplicada se caracteriza por la utilización de un enfoque metodológico pragmático y una orientación hacia la solución de problemas concretos. La investigación aplicada es una forma de investigar que se centra en la aplicación práctica de los hallazgos y se utiliza para resolver problemas del mundo real en el ámbito profesional y empresarial.

3.1.2 Diseño de investigación: Experimental

Hernández et al. (2014), explican que, en el diseño de investigación experimental, el investigador tiene el control para cambiar intencionalmente una o más variables independientes para medir su impacto en una o más variables dependientes, mientras se mantiene el control de las variables irrelevantes. Debido a que este diseño permite establecer relaciones causales entre las variables, es considerado como una de las metodologías más rigurosas y fiables para la investigación científica. El análisis paramétrico será experimental debido a que se realizará el análisis y diseño estructural cambiando las diferentes luces del puente en el rango de 30m a 60m implementando el postensado externo y sin este obteniendo relaciones causales entre las variables.

3.1.3 Corte de investigación: Transversal

Hernández et al. (2014), describe la selección de datos en un momento específico con la finalidad de analizar y describir variables y sus interrelaciones en un momento dado. Esto debido a que se busca analizar la relación entre la variable independiente (diseño de puentes modulares tipo Bailey fabricados con perfiles de acero GR50 con postensado externo) y la variable dependiente (límites de diseño según (AASHTO LRFD, 2020)) en un momento específico del tiempo, sin considerar la evolución de la relación a lo largo del tiempo.

3.1.4 Nivel de Investigación: Aplicado

Hernández et al. (2014) define el nivel aplicado como aquel que tiene como objetivo la resolución de problemas prácticos mediante la aplicación de conocimientos, teorías y técnicas en situaciones específicas, con el fin de generar soluciones útiles y efectivas en el mundo real. Se busca aplicar conocimientos previamente adquiridos en la resolución de un problema específico en la ingeniería de puentes, en este caso, la evaluación de las limitaciones de diseño de puentes modulares tipo Bailey en función del material utilizado y su diseño estructural.

3.2 Variables y operacionalización

3.2.1 Variable independiente

La variable independiente es: El diseño de puentes modulares tipo Bailey fabricados con perfiles de acero GR50 con postensado externo.

Conceptualmente, se refiere a las características específicas que tiene cada Puente Modular tipo Bailey de acuerdo con la luz según especificaciones del fabricante.

Operacionalmente, se medirá a través de la selección del diseño óptimo y adecuado para las configuraciones respectivas según la luz del Puente.

Las siguientes dimensiones son:

- Luz del puente del puente modular tipo Bailey , rango (30m - 60m)
- Configuraciones Simple Simple, Doble Simple, Triple Simple, Doble Simple, Doble Doble, Triple Doble.

3.2.2 Variable Dependiente

La variable dependiente es: La capacidad resistente de diseño según el código (AASHTO LRFD, 2020).

Conceptualmente esta variable se refiere a la capacidad de un puente modular tipo Bailey fabricado con perfiles de acero GR50 y postensado externo para soportar las sobrecargas vehiculares de acuerdo a los límites establecidos por el código (AASHTO LRFD, 2020).

Operacionalmente esta variable consiste en medir los ratios de demanda - capacidad que puede soportar el puente sin exceder los límites de diseño establecidos en el código (AASHTO LRFD, 2020) Sus dimensiones son:

- Ratios de demanda capacidad de los puentes analizados
- Valor del límite de Diseño según AASHTO LRFD (Resistencia, Servicio)
- Variación entre los ratios de demanda - capacidad de la capacidad restante de los puentes con postensado y sin postensado
- Número de millón de ciclos del puente.

3.3 Población, muestra y muestreo

3.3.1 Población

Hernández et al. (2014), explican que un subgrupo de casos que se ajustan a ciertas especificaciones de la población o universo, tal como lo indica Valderrama (2019) constituye una muestra representativa de dicha población. En la presente investigación se usará como población los puentes modulares tipo Bailey, estos son puentes de fabricación Inglesa o USA: Bailey, Mabey Johnson (Compact 200), Acrow Bridge. Acrow Corporation of America- Acrow bridge. China puentes HarzoneCatic, ¡Berd tuvo un modelo de diseño muy similares con algunas pequeñas diferencias; estas estructuras modulares tipo Bailey se ha usado en el Perú desde (1965) de un solo carril, a estos tiempos se han mejorado el diseño para mayor capacidad de carga con mejor acero y más funcional para una vía o dos (Flores, 2022).

3.3.2 Muestra

Según Hernández et al. (2014), una muestra es una fracción de la población que comparte características específicas y se selecciona para ser estudiada en una investigación. Esta muestra se define por una serie de características que la distinguen del resto de la población. La muestra es no probabilística debido a que estos puentes modulares tipo Bailey o similar con luces que se encuentren en el rango de 30m a 60m siendo estos los más utilizados en nuestro territorio y con mayor demanda según las últimas licitaciones Sistema Electrónico de Contrataciones del Estado (2019).

3.4 Técnica e instrumento de recolección de datos

3.4.1 Técnica de datos

Técnica de datos se basó en la observación en la inspección visual y la toma de datos a los puentes modulares tipo Bailey instalados en las cercanías, así como sus respectivos planos y memorias de cálculo. Asimismo, se realizó una recopilación en forma

de línea del tiempo de los principales cambios que se evidenciaron durante las últimas décadas para los distintos modelos de Puentes Modulares tipo Bailey

3.4.2 Instrumentación

Instrumentación, análisis paramétrico, programación de gráficos, revisión de expedientes, manual de puentes del MTC., manual y planos del Fabricante, cálculos (AASHTO LRFD, 2020), análisis de elementos de la superestructura, procesamiento de datos en hojas de cálculo de Excel.

3.4.3 Validez

Hernández et al. (2014), la validez es la medida en que un instrumento o prueba mide con precisión lo que se pretende medir. Este aspecto es fundamental para la investigación científica y debe ser considerado cuidadosamente para garantizar la fiabilidad y relevancia de los resultados obtenidos validada por juicios de expertos, quienes revisarán los mecanismos estandarizados según las normativas vigentes, así como a los documentos fuente al que se recurre como los manuales de puentes del MTC. y el código AASHTO LRFD validando con las memorias de cálculo, de tal forma que la confiabilidad del instrumento sea alta.

3.4.4 Confiabilidad

Hernández et al. (2014), la confiabilidad se refiere al nivel en que un instrumento de medición produce resultados precisos y coherentes en diferentes momentos y circunstancias. Se corroborará con los resultados de los cálculos realizados basados en el código AASHTO LRFD, manual de puentes MTC 2018, Software Midas Civil 2020.

3.5 Método de análisis de datos

Según Valderrama (2019) durante esta fase se decide la forma en que se analizarán los datos y se eligen las herramientas estadísticas apropiadas para cumplir con este objetivo. Luego del procesamiento de datos, realizando la validez y confiabilidad del instrumento, las variables, ¡la evaluación; entonces se podrá realizar el análisis paramétrico estimando los límites de diseño con respecto a los puentes diseñados con postensado externo.

3.6 Aspecto ético

Es importante que los principios éticos y morales prevalezcan en el respeto por el uso de la propiedad intelectual tales como libros, tesis, revistas, normas, etc., las cuales tendrán que estar citados correctamente según la norma estandarizada ISO 690 y 690-2a y a su vez el investigador está comprometido a respetar que los documentos brindados se usarán solo por motivos de investigación académica, asimismo se seguirá el Código de Ética de la Función Pública Ley N° 27815 de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Capítulo IV. Análisis de resultados

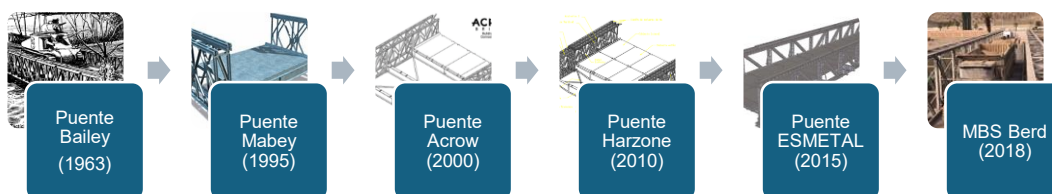
4.1 Diseño de puente modular tipo Bailey

4.1.1 Línea del Tiempo en el diseño de Puentes Modulares

En relación a la necesidad y a la demanda de puentes, se vienen desarrollando diferentes patentes en relación a la fabricación de Puentes Modulares entre ellas las que el estado peruano ha realizado las distintas compras a lo largo de los últimos años son: Bailey, Acrow, Mabey, Harzone, Esmetal, Berd los cuales cumplen la normativa vigente y salvaguardan las distintas emergencias en nuestro país.

Figura 4

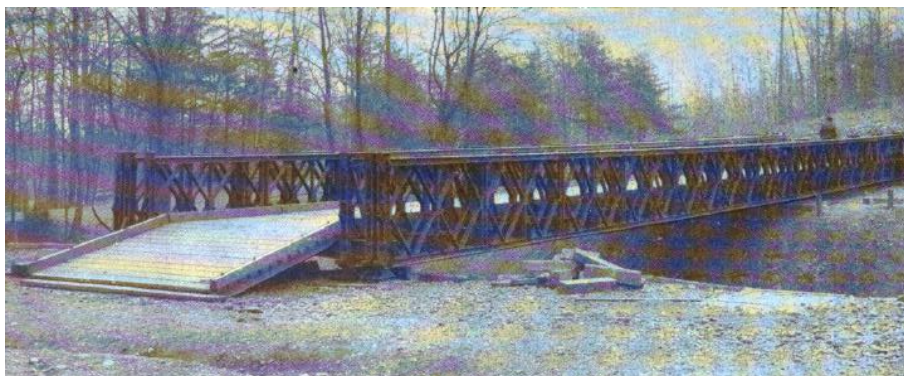
Línea de tiempo de Puente Bailey.



Los diseños en cuestión a la superestructura y composición de los paneles fueron cambiando y mejorando, desde diseños con características como las del Puente Bailey con separación entre ejes horizontal de 10 pies (3.048m) y separación entre ejes verticales de 4'9" (1.447m) de 270 kg (ACROW, 1970).

Figura 5

Puente Bailey Triple Simple.

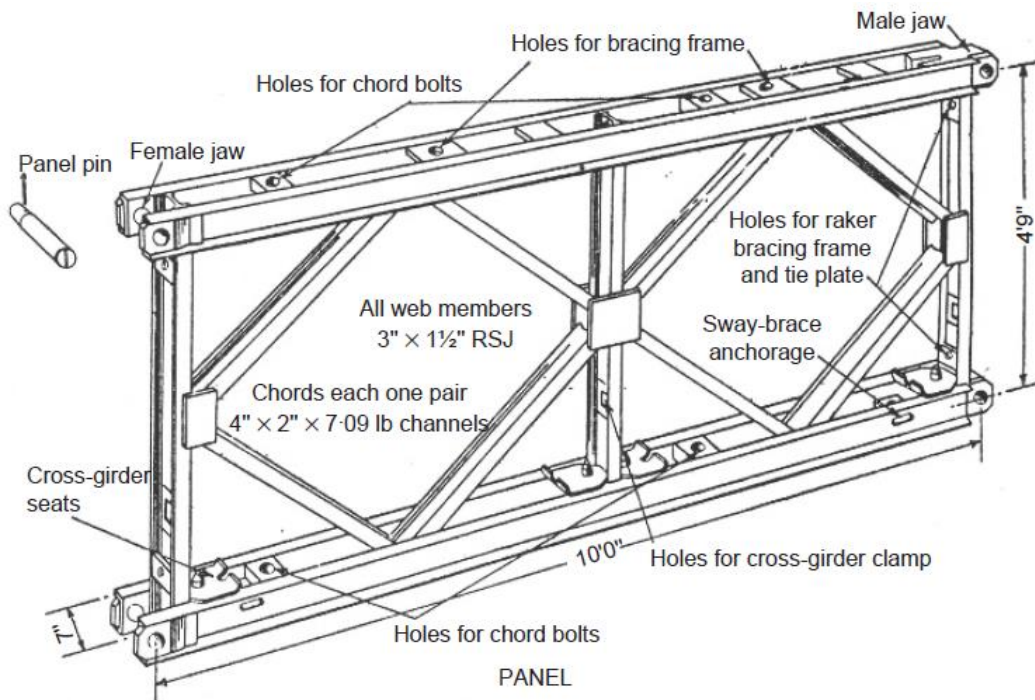


Nota: fuente (Washington, 1943)

Los distintos diseños de los Paneles son armaduras tipo Pratt con doble "k", sin embargo, diseños como los de Esmetal que se diferencian y caracteriza por una sola diagonal por módulo (Aranis, 2018)

Figura 6

Panel de Puente Bailey 1963.



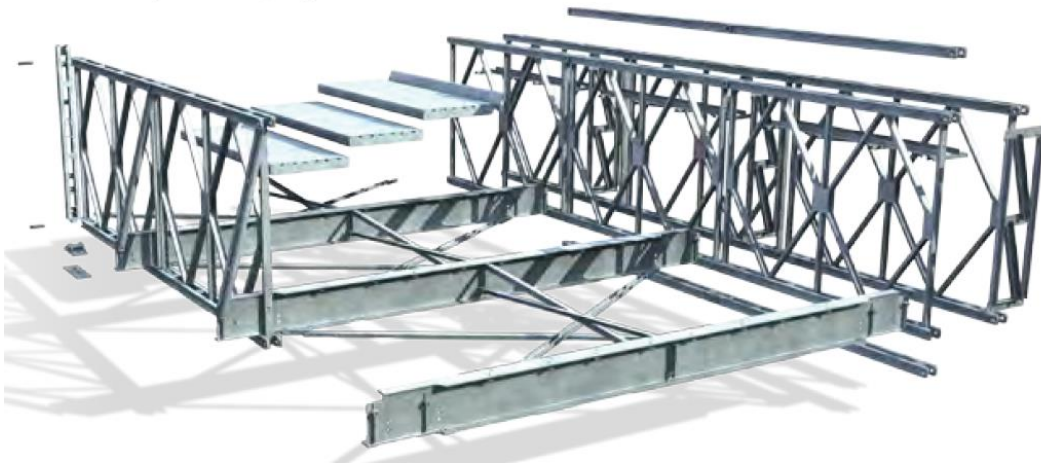
Nota: fuente ACROW, 1970).

Como se puede observar en la FIGURA 5 que el diseño convencional viene dado por canales tipo C de 3" para las montantes y diagonales, asimismo para las bridas superiores e inferiores canales tipo C de 4" unidos en los 4 extremos por pines, se debe entender que estos paneles tienen un extremo macho y un extremo hembra en la que permite la conectividad entre los módulos.

A diferencia del Puente original Bailey, el Mabey Compact 200 utiliza Paneles estándar con una separación de 10.00' (3.048 m) entre ejes en la vertical y de 7.00' (2.134m) entre ejes en la horizontal con un peso de 262 kg (Mabey, 1994).

Figura 7

Puente Modular tipo Bailey de patente Mabey Compact 200.



Nota: fuente (Mabey, 1994).

Se observa que la patente de Mabey Compact 200 realiza un cambio sustancial en la altura que tienen los paneles pasando de los 4'9" del Bailey Original a 7.0' , este aumento del peral viene de la mano con las nuevas configuraciones compuestas para las distintas luces, es decir, se utilizan configuraciones con menos elementos para cubrir la demanda solicitada respecto a la luz correspondiente.

Al analizar la siguiente patente de Puente Modular por parte de la empresa Acrow, esta presenta los Paneles de Corte AB702, los cuales se emplean en los módulos finales, las verticales y diagonales con tubos estructurales y barras sólidas, teniendo una separación de 10.00' (3.048 m) entre ejes en la vertical y de 7.50' (2.290m) entre ejes en la horizontal con un peso de 407 kg y los paneles estándar de 315 kg (Acrow, 2012).

Figura 8

Panel de Corte de Puente modular tipo Bailey de patente Acrow.



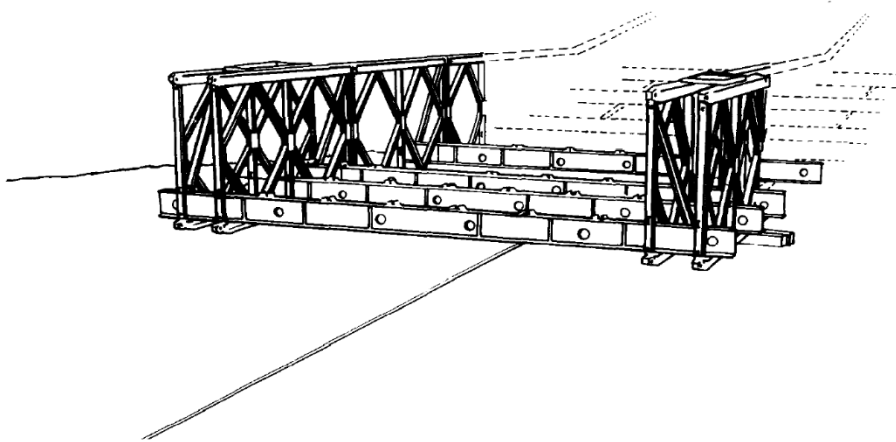
Nota: fuente (Acrow, 2012).

Se Observa que a diferencia de las patentes como las de Bailey o Mabey Compact 200 esta incorpora un aumento en el peralte y el uso de tubos en los elementos como las diagonales y montantes en los paneles, estos al trabajar a esfuerzos de tracción y compresión constantemente el cambio de la sección de canal C de 3" por tubos generan un mejor comportamiento estructural por la inercia y sección de acero que aporta.

Asimismo, se observa que las vigas a diferencia de las patentes ya mencionadas, se ubican sobre la unión de los paneles y no internamente en los paneles uniformizando así la distribución de cargas en los paneles sobre la sección sólida de "machos y hembras y unión de pines" y evitando generar momentos extremos en los montantes en la que se ubica la viga como se muestra a continuación.

Figura 9

Distribución de Vigas de Puente Bailey, ubicación dentro de los paneles.



Nota: fuente (ACROW, 1970).

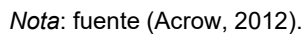
Figura 10

Distribución de Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Mabey Compact 200, ubicación dentro de los paneles.



Nota: fuente (Mabey, 1994).

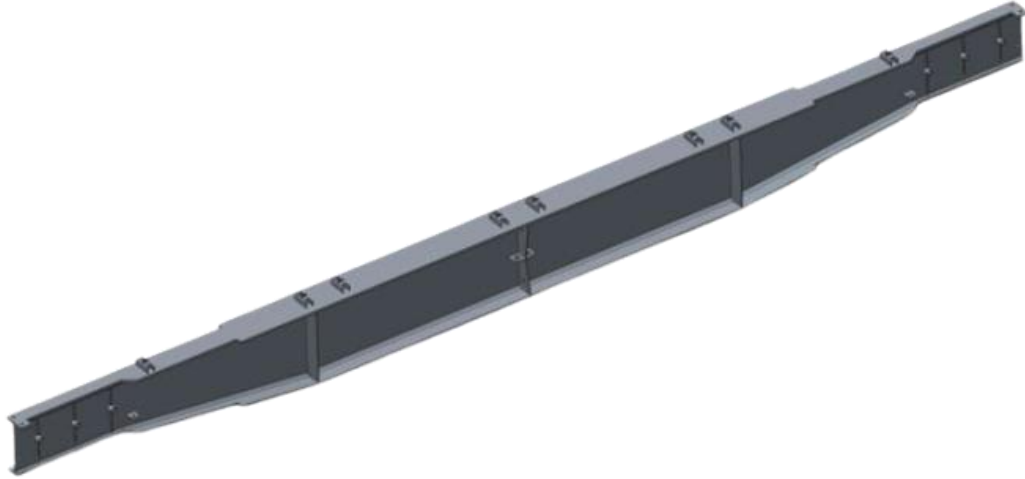
Distribución de Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Acrow, ubicación entre los paneles.



Asimismo, los Paneles tanto estándar como de corte son compuestos por perfiles tubulares, así como por placas de refuerzo en las uniones de las diagonales y montantes, teniendo una separación de 10.00' (3.048 m) entre ejes en la vertical y de 7.00' (2.134m) entre ejes en la horizontal con un peso de 375.1 kg y los paneles estándar de 336.8 kg (Harzone, 2010).

Figura 12

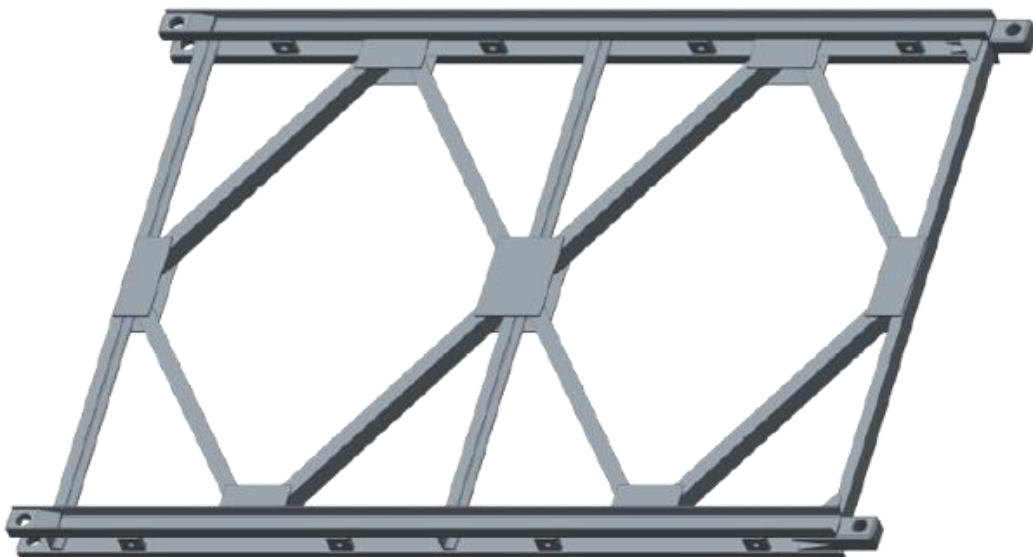
Vigas de Puente modular tipo Bailey de patente Harzone.



Nota: fuente (Harzone, 2010).

Figura 13

Paneles de corte de Puente modular tipo Bailey de patente Harzone.



Nota: fuente (Harzone, 2010).

4.1.2 Estimación de daños y tipo de Falla

A lo largo de los años se ha presentado distintos tipos de falla en estos puentes modulares tipo Bailey, de los cuales algunos fueron debido a efectos de fatiga de la misma estructura, choques y/o impacto de vehículos y causa de eventos naturales como derrumbes, huaycos, etc. (Flores, 2022).

Entre este tipo de fallas, al analizar las fallas por fatiga y/o deterioro de la superestructura del Puente Modular, notamos una relación entre el tipo de estructura y el tipo de falla por lo que se presenta el análisis según lo planteado.

Figura 14

Puente Bailey ubicado en Sandía – Puno.



De la FIGURA N° 13 se evidencia una falla por compresión local en las diagonales y montantes del Panel estándar Bailey, estos puentes originales Bailey al ser diseñados bajo una normativa antigua con el vehículo de diseño HS20-44 que posterior se adaptó adicionando un 25% (HS20-44 + 25%) (AASHTO, 1944).

Sin embargo, la sobrecarga actual es la HL93 la cual afecta directamente a estructuras como las mencionadas en el Puente Sandia, sin el debido refuerzo correspondiente, es inminente el deterioro y pronto colapso de la superestructura (AASHTO LRFD, 2020).

Figura 15

Puente Bailey ubicado en Sandía – Puno.



Se evidencia muy aparte del deterioro por la corrosión y la falta de mantenimiento, un daño estructural sobresaliente, este fallo nos da un indicio a una falta de sección y/o configuración en la estructura del puente modular.

De acuerdo al diseño del puente Bailey y al tipo de fallo expuesto según la FIGURA N°14 es recomendable realizar el diseño de los puentes modulares con el principio de redundancia para evitar las fallas por fatiga, es por ello que el uso de los paneles de corte es fundamental para evitar problemas a lo largo del tiempo.

Figura 16

Puente Bailey ubicado Cieniguilla – Lima.



Figura 17

Puente Bailey ubicado Cieniguilla – Lima.



Se evidencia en las FIGURA N°15 y FIGURA N°16 debido a una falta de mantenimiento del Puente Modular, los pernos de cordón de refuerzo se cizallaron provocando que no tenga un comportamiento estructural de manera conjunta entre el Cordón de refuerzo y el Panel, esto provocó que la brida superior del panel tenga una falla por compresión severa y por consecuente el panel siguiente (el cual debió ser de corte) también sufrió una falla por tracción en las bridas inferiores del panel.

Figura 18

Puente Modular Tumi ubicado en Lima – Perú.



Figura 19

Puente Modular Tumi ubicado en Lima – Perú.



Se evidencia en la FIGURA N°18 el colapso de los postes finales hembra y del Panel (el cual debió ser de corte), asimismo, en la FIGURA N°17 se observa una falla por compresión local en la montante del panel de corte aguas arriba en la otra dirección de falla, esto debido a la torsión que se generó con el colapso de los paneles aguas abajo, este tipo de efecto se evidencia en el colapso.

Figura 20

Puente Modular Las Torres ubicado en Lima – Perú.



Figura 21

Colapso de Puente Bailey en General Cañas – Costa Rica.



Nota: fuente (La Nación, 2012).

Figura 22

Colapso de Puente Bailey en General Cañas – Costa Rica.



Nota: fuente (La Nación, 2012).

Se evidencia un fallo por compresión en las bridas superiores del panel debido a la sobrecarga excesiva de la grúa la cual está reportada con un peso bruto de 84 toneladas según (La Nación, 2012).

En este suceso la falla ya no se debió a un deterioro por fatiga, sino a una carga excesiva la cual transitó sobre el puente, ello se evidencia muchas veces en nuestra realidad nacional debido a la imprudencia por parte de los conductores y falta de señalización en los distintos puentes lo que produce un deterioro acelerado de las estructuras. (Flores, 2022).

Figura 23

Colapso de Puente Bailey en Llanos de Océ, provincia de Herrera – Panamá.



Nota: fuente (Crítica, 2019).

Figura 24

Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Sis en San Andrés Villaseca, Retalhuleu – Guatemala.



Nota: fuente (Hemeroteca, 2016).

Figura 25

Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Vilcanota, en la ciudad cusqueña de Urcos – Perú.



Nota: fuente (Andina, 2011).

En esta ocasión el puente presentó la falla por compresión en los cordones superiores y bridas superiores de panel, siendo este un Doble Doble reforzado (DDR2) debido a que se procedía con el desmontaje de las cubiertas metálicas para el respectivo desmontaje del puente, ello ocasionó que conjuntamente con el peso de la grúa y el mal procedimiento de desmontaje el puente colapsara (Andina, 2011).

Figura 26

Colapso de Puente Bailey ubicado sobre el río Salima de la parroquia Tonsupa – Ecuador.



Nota: fuente (Tonchigüe, 2016).

Como se observa en la FIGURA N°25 la falla que tuvo el puente viene dada por el colapso de la viga transversal la cual se encuentra dentro del panel y esta limita el peralte, se evidencia, asimismo, que la viga tiene un peralte y espesor muy por debajo de lo habitual según las patentes que fabrican estos puentes modulares.

Figura 27

Viga Transversal Puente modular Coishco – Huaraz – Perú.



Figura 28

Viga Transversal Puente modular Coishco – Huaraz – Perú.



Estas fallas se evidencian comúnmente cerca de la unión entre la viga y los paneles tal y como se evidencia en la FIGURA N°27 y FIGURA N°28, estas fisuras van a lo largo del ala inferior, iniciando la fisura en la hojuela de posicionamiento de la viga sobre el panel (orificio por el cual se concentran los esfuerzos) y traspasa el alma de la viga ocasionando el colapso de la misma.

Figura 29

Viga Transversal Puente modular Tumi – Lima – Perú.



Figura 30

Viga Transversal Puente modular Tumi – Lima – Perú.



A diferencia de las fallas cerca a los paneles, las FIGURA N°28 y FIGURA N°29 se evidencian fisuras en el cambio de sección del ala de la viga transversal, esta al cumplir sus ciclos de fatiga y debido al alto tránsito de vehículos pesados al tener una sección variable concentra los esfuerzos de sobrecarga generando el deterioro acelerado.

4.1.3 Propuesta de mejora al diseño de Puentes Modulares tipo Bailey

Según las características dadas por las distintas patentes a lo largo de los años, se evidencia una mejora considerable y una carrera por brindar la mejor solución para las nuevas necesidades que se presentan día a día en nuestro país.

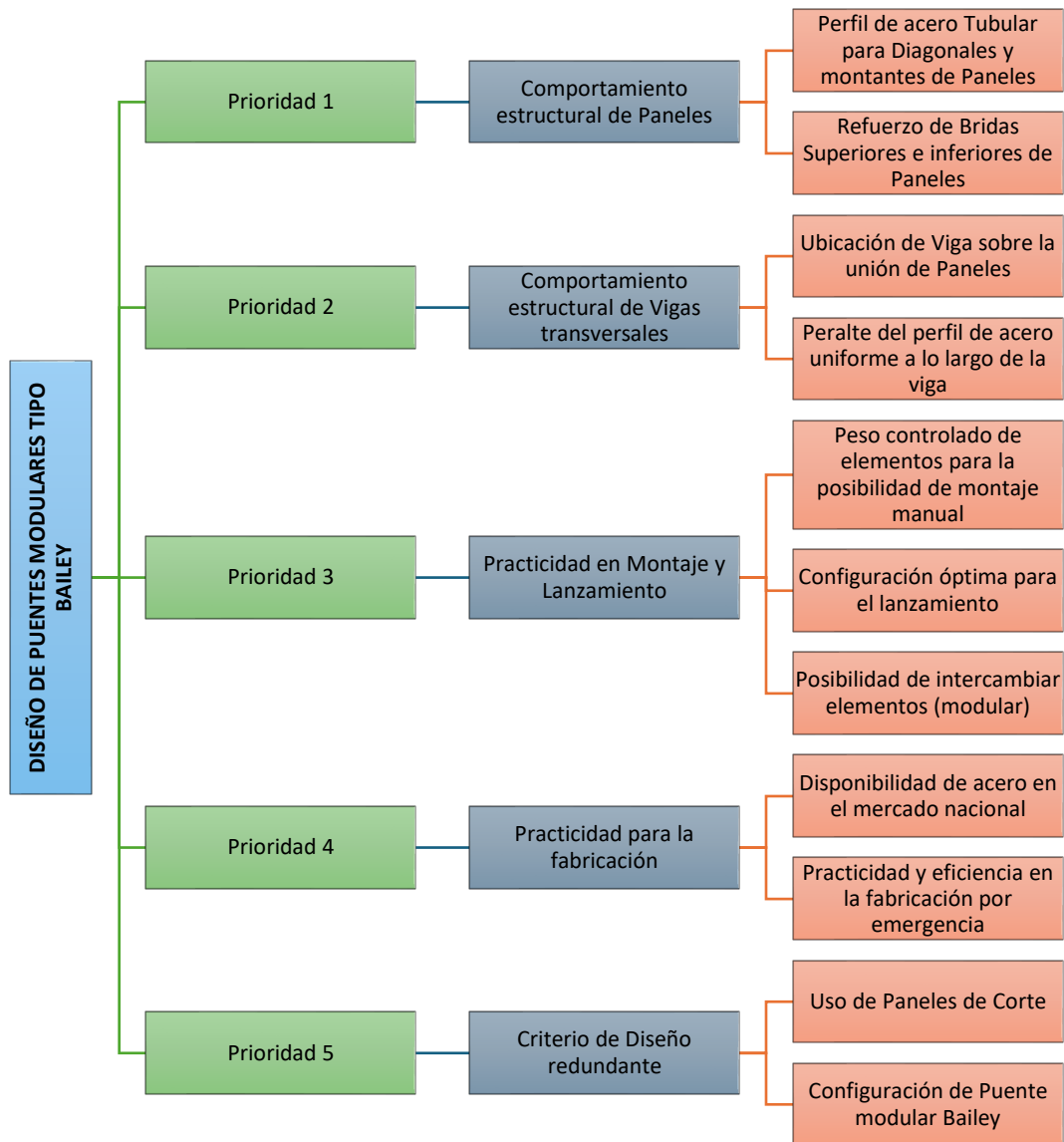
Es por ello que la propuesta que se presenta a continuación, rescata las características principales de las distintas patentes, analizando los tipos de falla que caracterizan a los ya mencionados.

Se plantea 5 prioridades que se utilizarán como base para un diseño óptimo y eficiente en la fabricación, montaje y lanzamiento de puentes modulares.

- Prioridad 01: Buscar el mejor comportamiento estructural de los paneles que conforman el Puente Modular utilizando secciones tubulares para el comportamiento a tracción y compresión.
- Prioridad 02: Buscar el mejor comportamiento estructural de las vigas, situándolas encima de la unión de paneles para una mejor distribución de esfuerzos y la libre disposición de escoger un perfil más adecuado con sección uniforme.
- Prioridad 03: Buscar mantener el principio de “fácil armado” con respecto a la elección de perfiles metálicos para mantener el menor peso posible, así como elementos modulares intercambiables.
- Prioridad 04: Buscar considerar elementos estándar, así como perfiles que se encuentren en el mercado nacional para una mejora de producción durante la fabricación y montaje del puente modular
- Prioridad 05: Buscar un diseño que presente redundancia estructural en cuestión a los elementos principales, con el fin de que, si hubiera un deterioro de elementos, el puente pueda mantenerse y realizar el cambio y/o reforzamiento correspondiente.

Figura 31

Prioridades para el Diseño de puentes Modulares tipo Bailey.

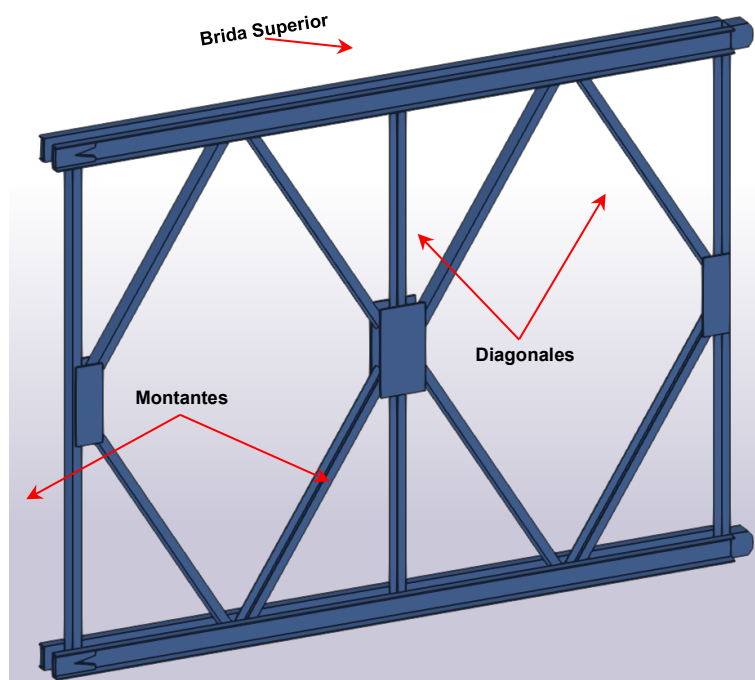


Prioridad 01: Comportamiento estructural de Paneles

Durante el análisis de los tipos de falla en puentes modulares, los perfiles que conforman las montantes y diagonales vienen siendo canales tipo C , los cuales, al tener una menor sección de acero, tienen a generarse fallas por pandeo local debido a los esfuerzos de compresión.

Figura 32

Partes que conforman un panel estándar de un Puente Modular.



En el siguiente cuadro comparativo se evidencia el comportamiento de los paneles estándar que presentan mayores esfuerzos de compresión y momentos en los montantes, este factor es importante analizar debido a que depende de la ubicación de la viga transversal el efecto que se genere en el panel.

Figura 33

Comparación de ratios de $D/C = 0.488$ en diagonales y $D/C = 0.552$ en montantes del panel utilizando perfiles de canal C.

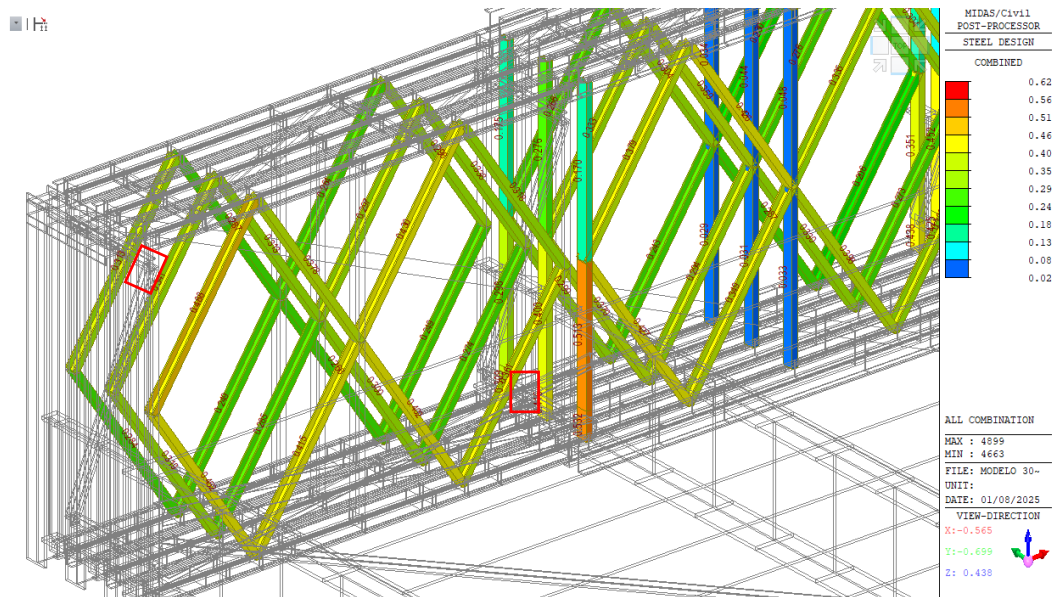
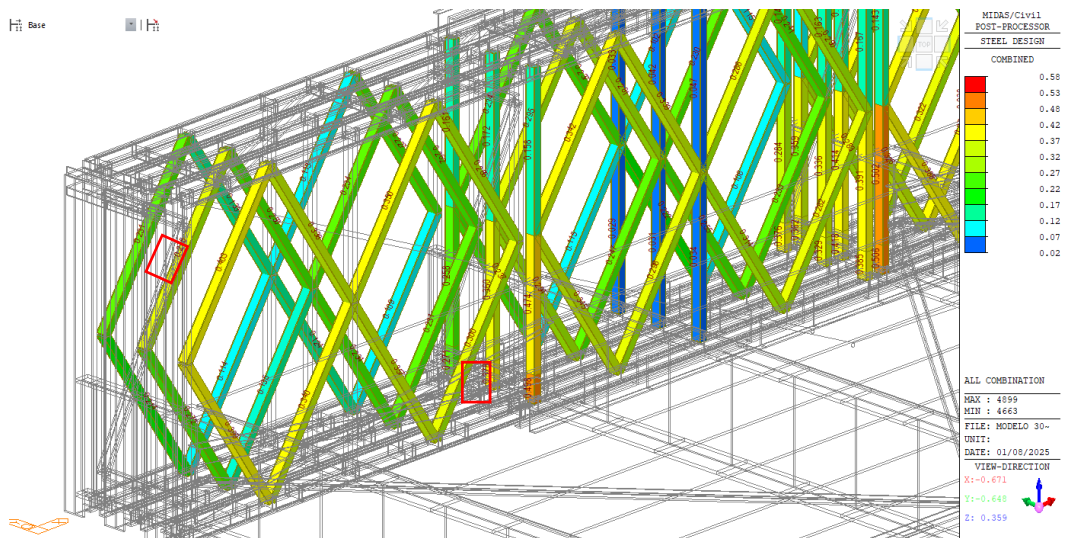


Figura 34

Comparación de ratios de $D/C = 0.403$ en diagonales y $D/C = 0.498$ en montantes del panel utilizando perfiles de canal tubular.



Es por ello por lo que al utilizar perfiles tubulares podemos tener un mejor comportamiento en las diagonales y montantes por el comportamiento estructural que se tienen en estos elementos, al tener esfuerzos de tracción y compresión estos vienen relacionados directamente con el área de acero y la inercia que genera en el plano el perfil, sumado a ello, se logra mantener un peso controlado.

Prioridad 02: Comportamiento estructural de Vigas

Durante el análisis de los tipos de falla en puentes modulares, la ubicación de las vigas transversales es relevante ya que esta distribuye la carga proveniente de la carga vehicular hacia los paneles.

Figura 35

Viga transversal de un Puente Modular.

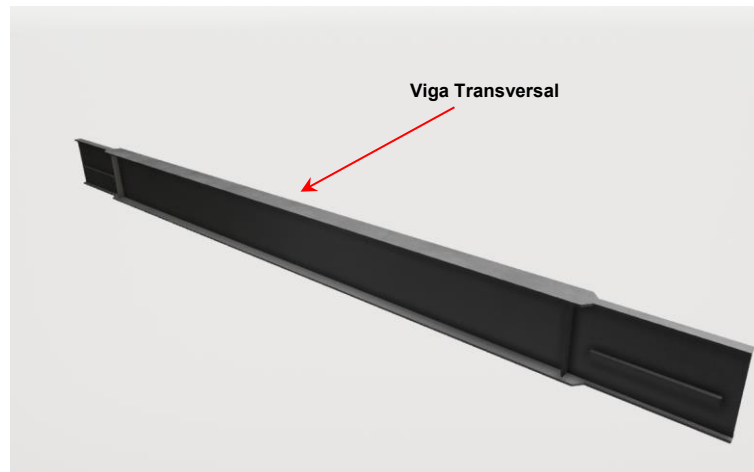


Figura 36

Ubicación entre paneles de la viga transversal de un Puente Modular.

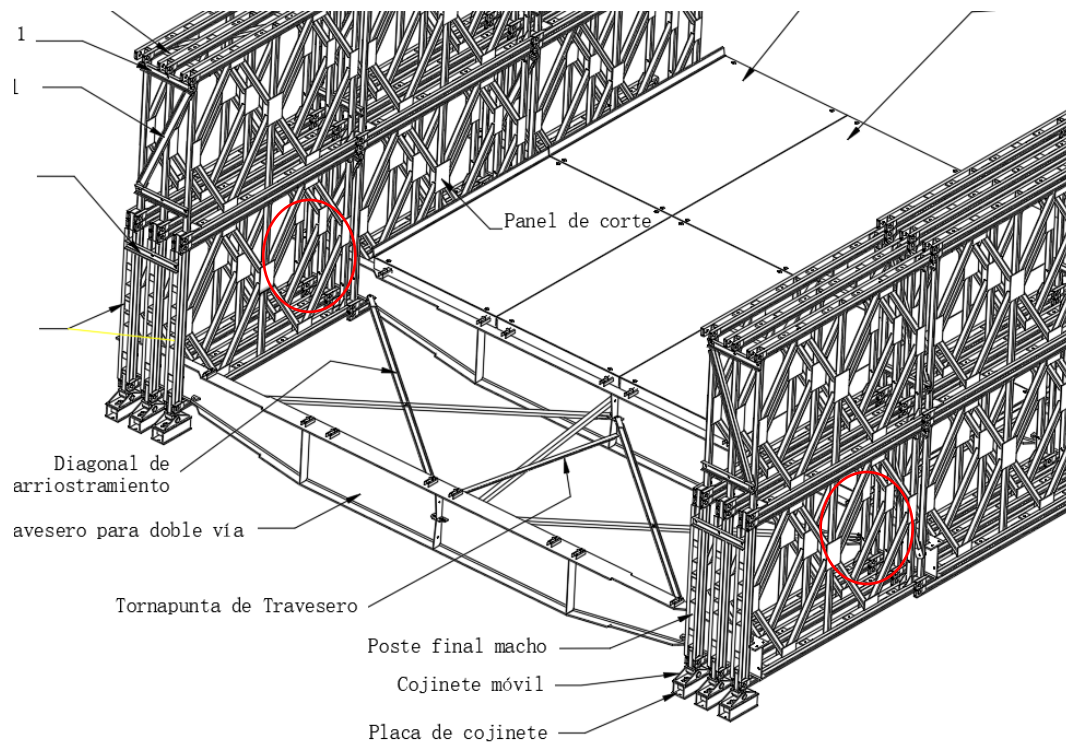
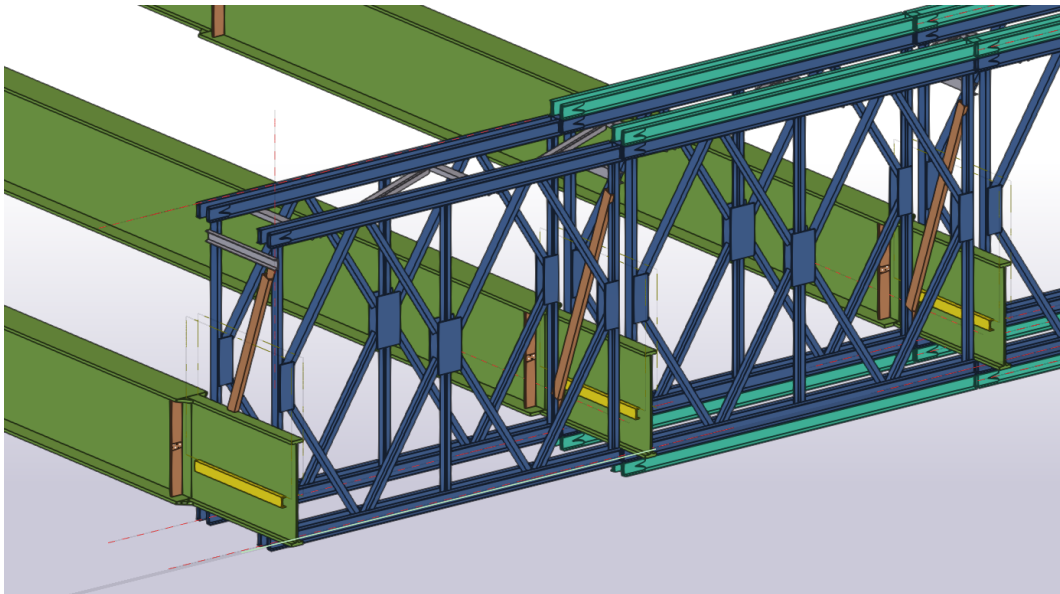


Figura 37

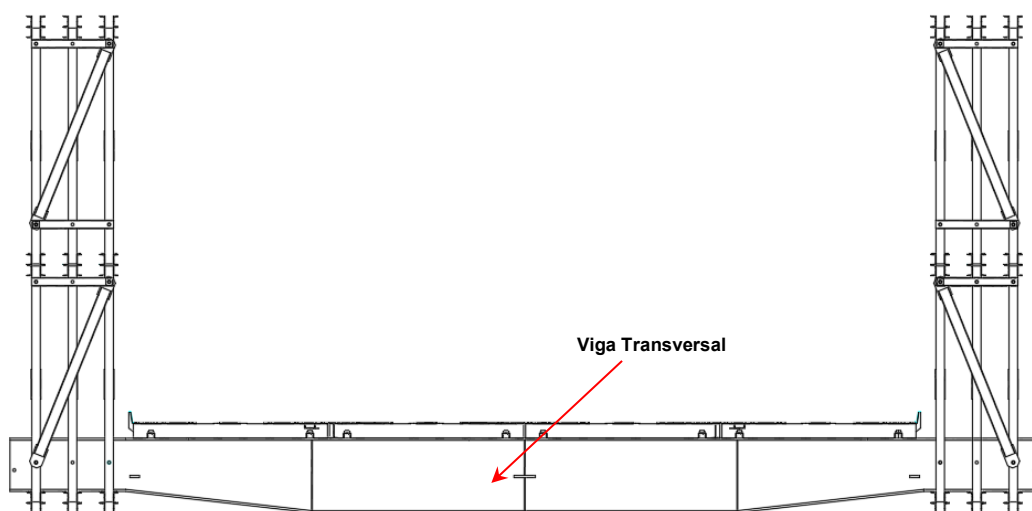
Ubicación entre paneles de la viga transversal de un Puente Modular.



Como se evidencia la ubicación de la viga, si es que es dentro del panel esta es limitada en la altura por la ubicación de la diagonal del Panel, esta altura debe tener un margen considerable para el rápido armado del puente modular por lo que colocarlo dentro del panel conlleva a generar una sección variable como se muestra a continuación:

Figura 38

Viga transversal con sección variable.



Esta sección al ser variable concentra los esfuerzos de fatiga en los cambios de sección generando fisuras en el tiempo y posibles fallas en la sección con menor altura en la unión con los paneles

Es por ello que se propone la ubicación por encima de la unión de los paneles y con una sección uniforme a lo largo de su longitud mejorando así la distribución de esfuerzos hacia los paneles y evitando problemas de fisura temprano

Prioridad 03: Practicidad durante el montaje y lanzamiento

Durante la ejecución del montaje y lanzamiento de puentes modulares, involucra mucho factores como el espacio de armado, grandes gálibos que imposibilitan la posibilidad de utilizar torres de apeo temporales, si bien , el uso de tecnologías como el lanzamiento sobre cables es una propuesta viable, el poder tener módulos del puente de forma estándar , da la posibilidad de realizar configuraciones especiales según la necesidad del proyecto, es decir, de acuerdo a las condiciones externas el que la estructura presente, la intercambiabilidad de elementos permite poder utilizar mejores propuestas para el montaje, fases de lanzamiento más seguras y rápidas.

Figura 39

Lanzamiento de Puente Modular con nariz de lanzamiento y torres intermedias.



Nota: fuente (GRACSA 2018).

Figura 40

Lanzamiento de Puente Modular con contrapesos por falta de espacio de montaje.



Nota: fuente (CONYMAQ 2024).

Prioridad 04: Practicidad para la Fabricación

Durante la fabricación de las estructuras metálicas, el considerar perfiles de acero que se encuentren en el mercado es imprescindible para la producción, el considerar elementos estándar (intercambiables entre sí) da una mejora considerable ya que, durante el proceso de fabricación, se arman las matrices de fabricación para cada elemento, también conocidas como “machinas”, estas pueden producir con gran velocidad las piezas necesarias, así como el armado y soldado correspondiente

Figura 41

Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.

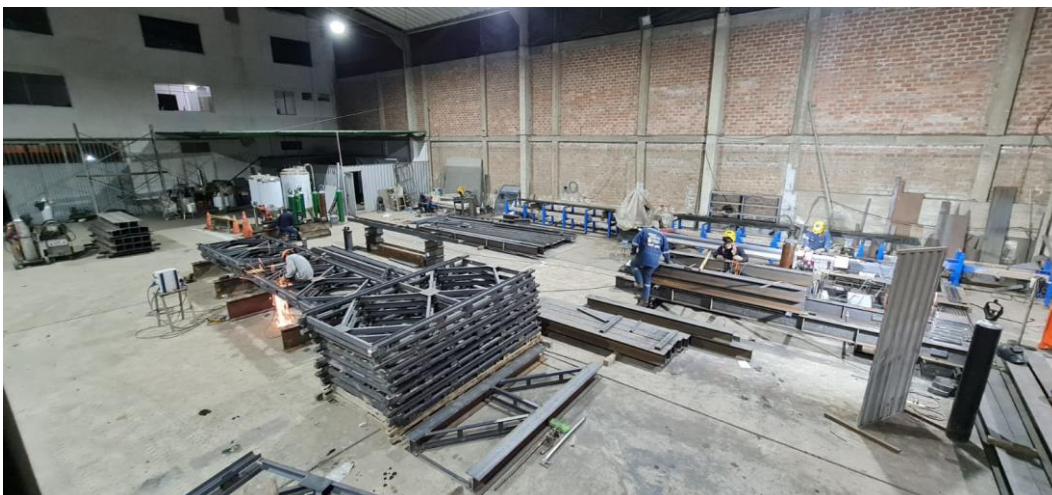


Figura 42

Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.

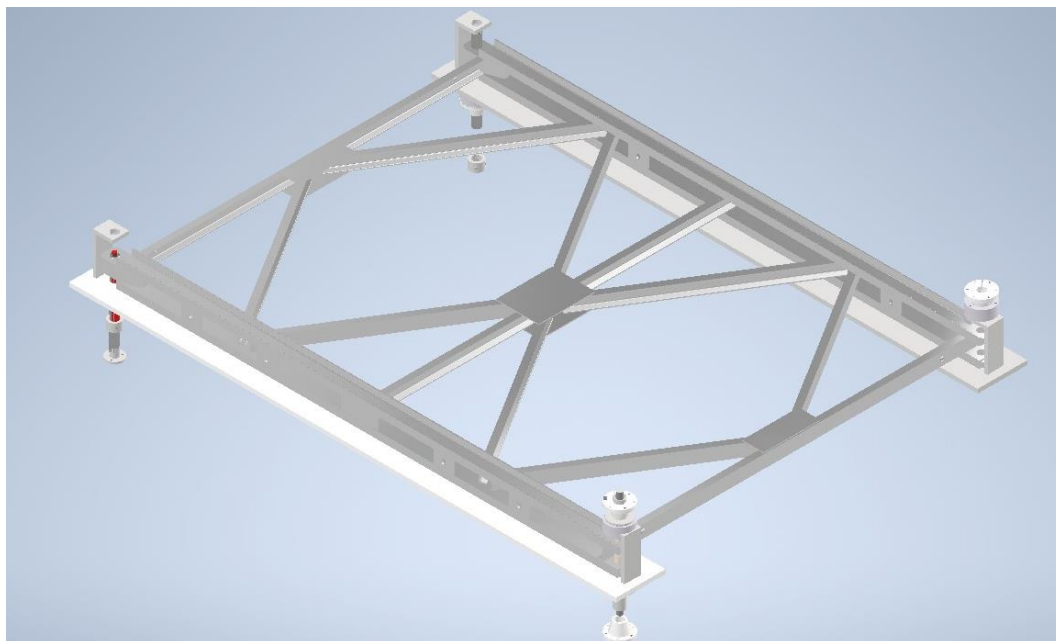
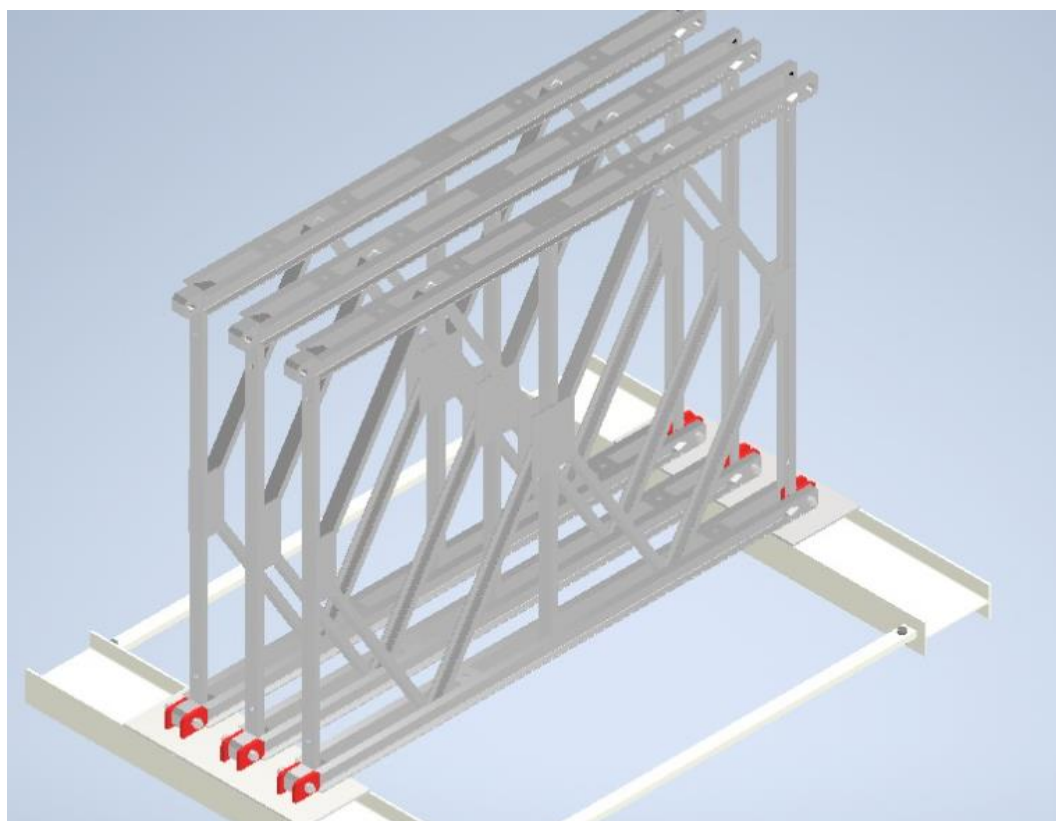


Figura 43

Proceso de Fabricación de Puentes Modulares.



Prioridad 05: Criterio de diseño redundante

Durante el servicio del puente modular, los daños que se tengan en el tiempo provocarán que elementos se deterioren, el considerar un diseño redundante en los elementos principales es imprescindible para una correspondiente intervención ya sea para su reparación y/o cambio de elemento, se busca que pueda realizarse en paralelo sin necesidad de una prolongada interrupción del flujo vehicular.

Figura 44

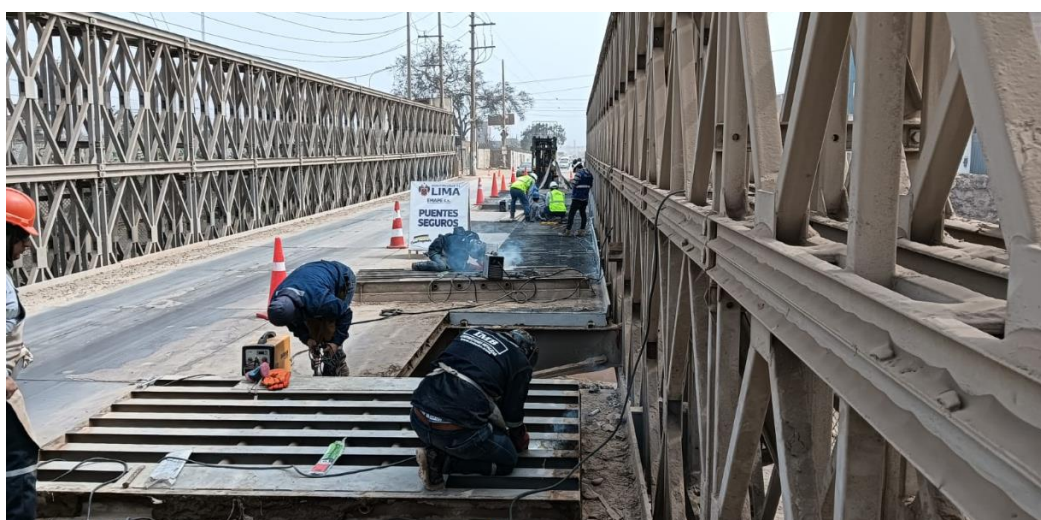
Proceso de reparación de estructura de Puente Modular.



Nota: fuente (CONYMAQ 2024).

Figura 45

Proceso de reparación de estructura de Puente Modular.



Nota: fuente (CONYMAQ 2024).

4.2 Capacidad resistente de los puentes modulares tipo Bailey con postensado externo

4.2.1 Parámetros determinantes para el análisis

Se consideran estos parámetros determinantes, debido a que serán los principales factores que influyen a la estructura durante el análisis.

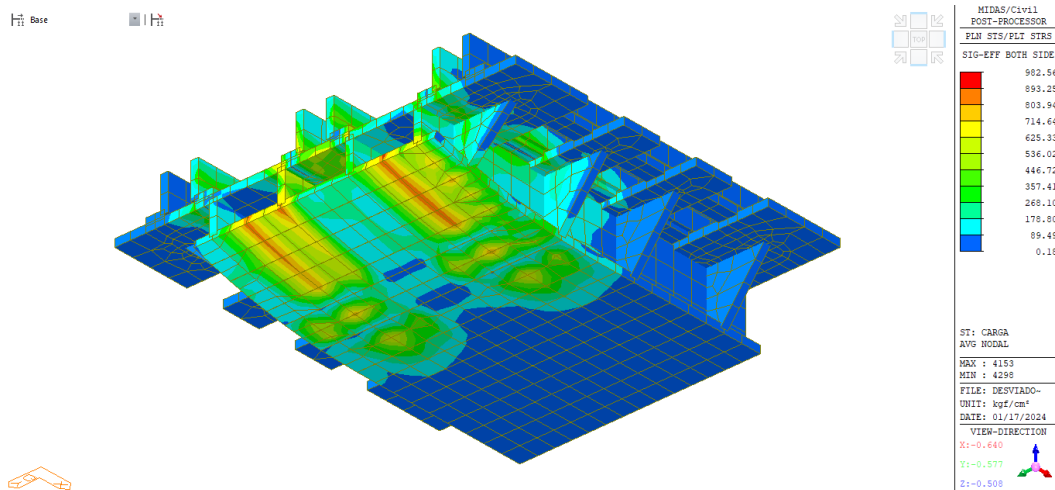
Para un adecuado análisis paramétrico es imprescindible considerar parámetros fijos y parámetros variables, con el fin de uniformizar el análisis estructural, se desarrolló la parametrización de las siguientes variables considerando aspectos constructivos y que sean viables para el diseño

4.2.1.1 Ubicación del Desviador

Este dispositivo ubicado en la parte inferior de la unión de 2 paneles tiene como función la desviación del cable de postensado, generando la excentricidad correspondiente y la componente de la fuerza vertical.

Figura 46

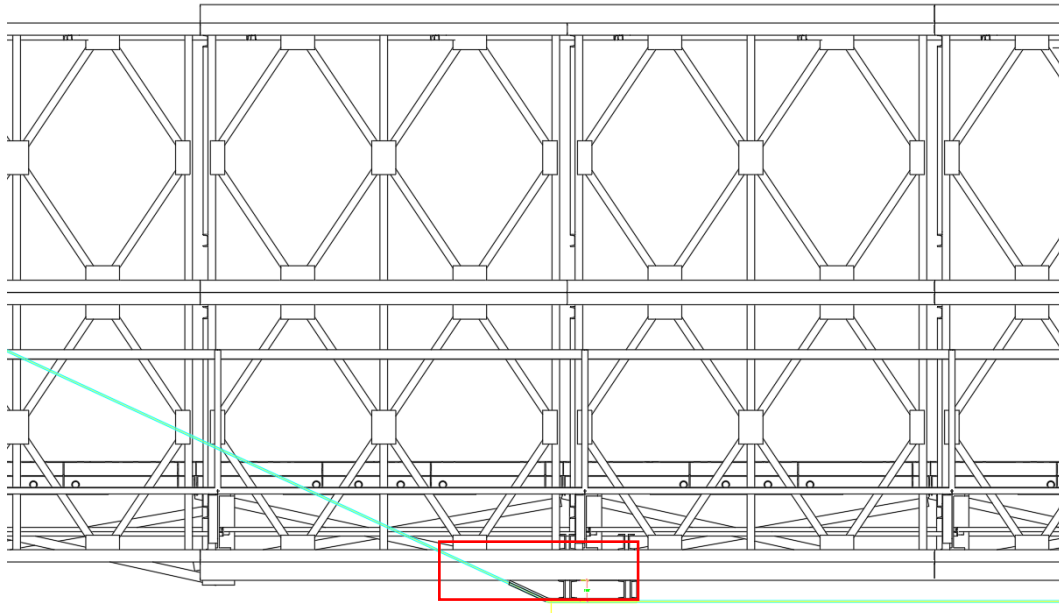
Desviador para cables postensados.



La ubicación de este desviador será el parámetro el cual se analizó teniendo en cuenta las distintas posiciones en las cuales puede estar, todas estas debajo de la unión de 2 paneles y por ende debajo de la viga transversal, permitiendo que las fuerzas de la componente vertical se transmitan directamente hacia el nodo de unión de los paneles y a la viga correspondiente.

Figura 47

Desviador de cables postensados ubicado en el Puente Modular.



Se realizó el análisis estructural de la posición de los anclajes del postensado externo, tanto para un postensado recto (anclado en los apoyos) y con desviación (usando desviadores) ambos con la misma fuerza de tensado, este dio como resultado una diferencia en la deflexión transmitida y los esfuerzos en los elementos.

Figura 48

Deflexión del Puente Modular con postensado externo con uso de desviadores, con una $\delta = 31.34\text{mm}$.

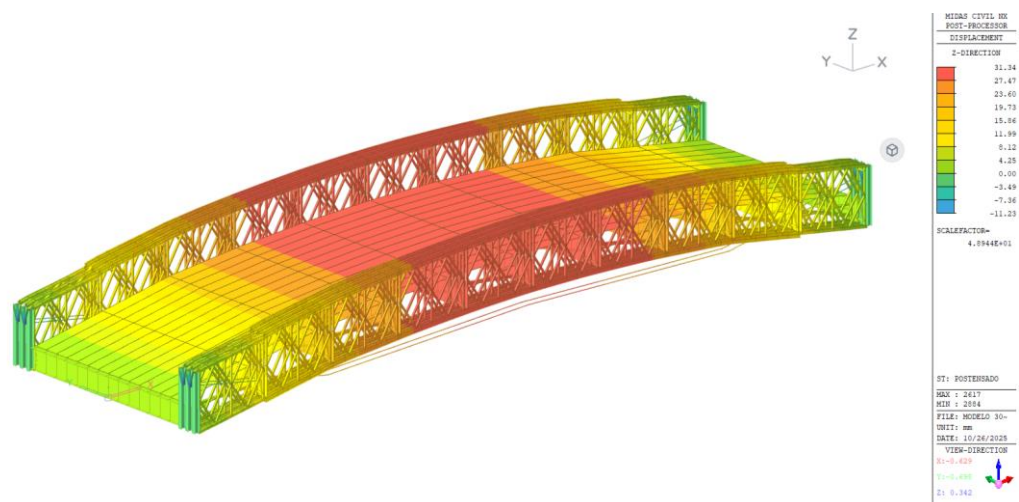
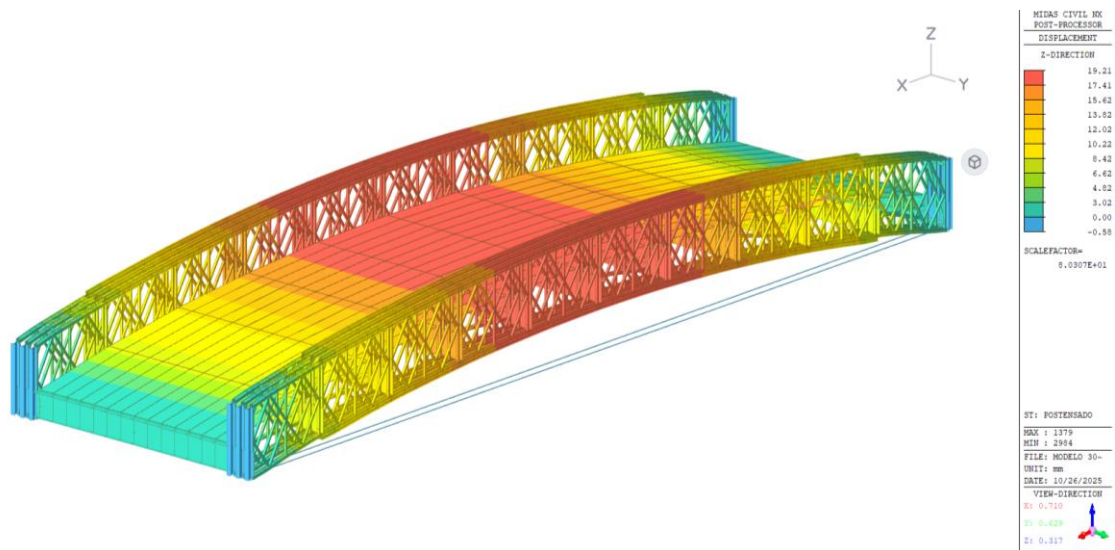


Figura 49

Deflexión del Puente Modular con postensado externo sin uso de desviadores, con una $\delta = 19.21\text{mm}$.



Como se puede observar, el puente con el postensado externo con uso de desviadores tiene un efecto mayor en la deflexión ($\delta = 31.34\text{mm}$) con respecto al modelo con el postensado recto ($\delta = 19.21\text{mm}$) debido a una mejor redistribución de la fuerza del postensado en los desviadores externos y central, y esto se puede evidenciar con los esfuerzos en S1 (Servicio 1) del Puente Modular tipo Bailey

Figura 50

Esfuerzos máximos de compresión $\sigma_c = 1726 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y mínimos de tracción $\sigma_t = -1557 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ del Puente Modular con postensado externo con uso de desviadores en S1.

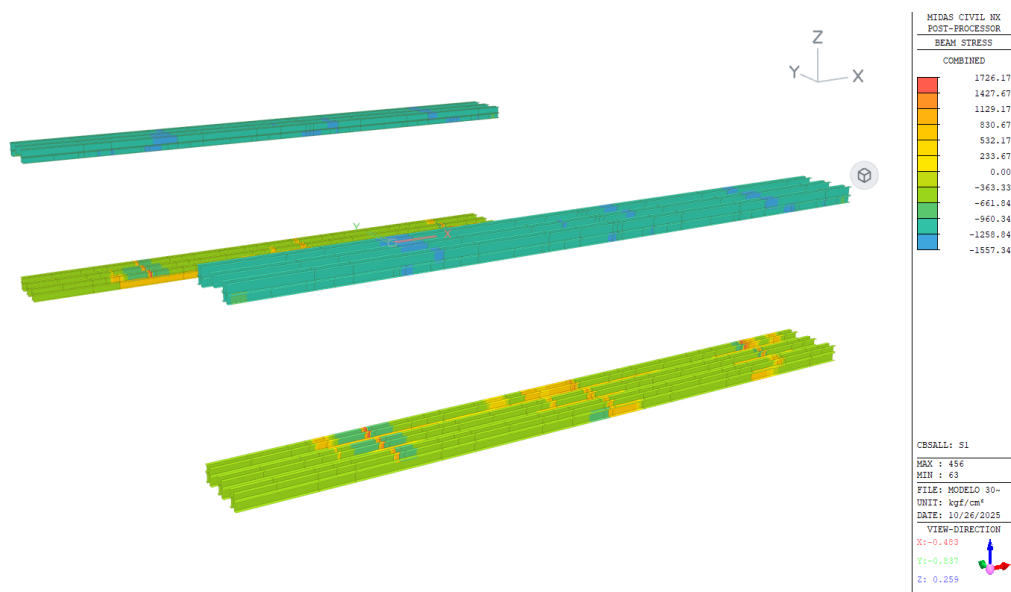
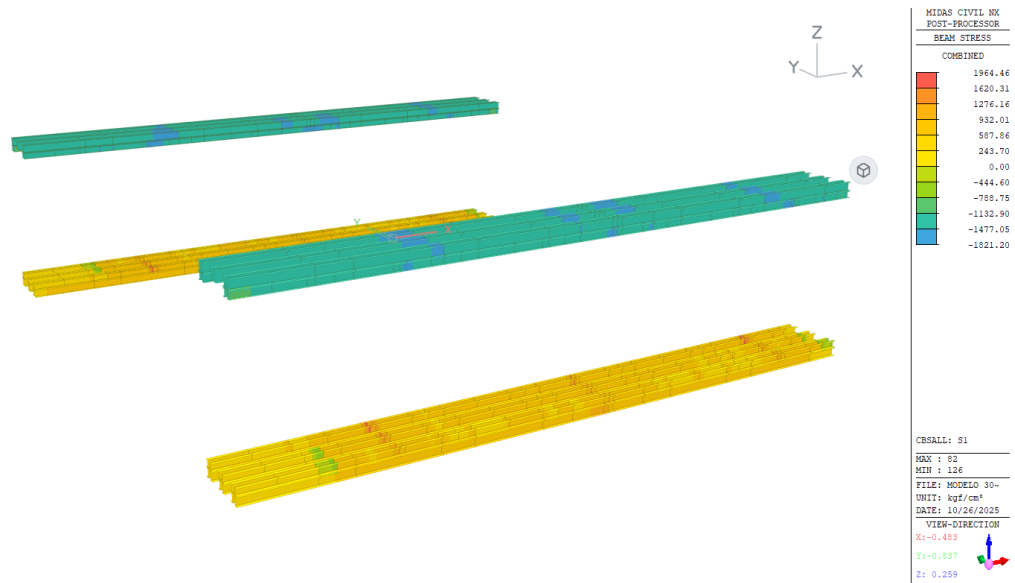


Figura 51

Esfuerzos máximos de compresión $\sigma_c = 1964 \frac{kg}{cm^2}$ y mínimos de tracción $\sigma_t = -1821 \frac{kg}{cm^2}$ del Puente Modular con postensado externo sin uso de desviadores en S1.



Al analizar los esfuerzos en servicio del Puente con desviadores, se puede observar que los esfuerzos en compresión de las bridas superiores disminuyen un 12% y los esfuerzos en tracción de las bridas inferiores en un 14% en comparación con los esfuerzos dados por el modelo sin desviadores (tensado recto).

Figura 52

Posiciones respectivas del análisis del desviador.

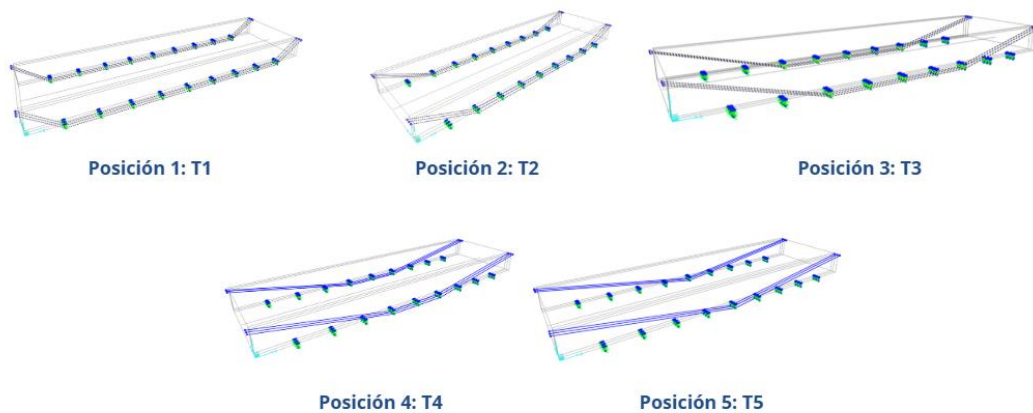
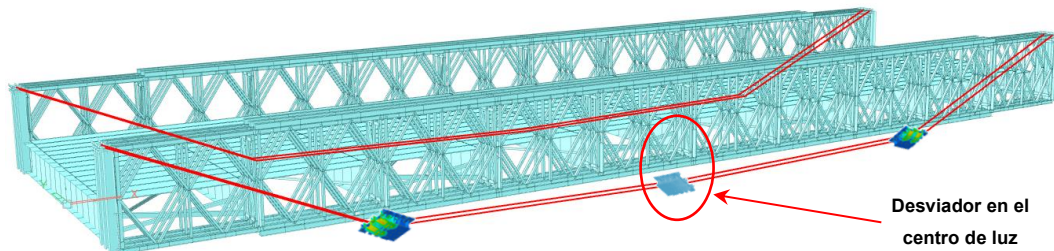


Figura 53

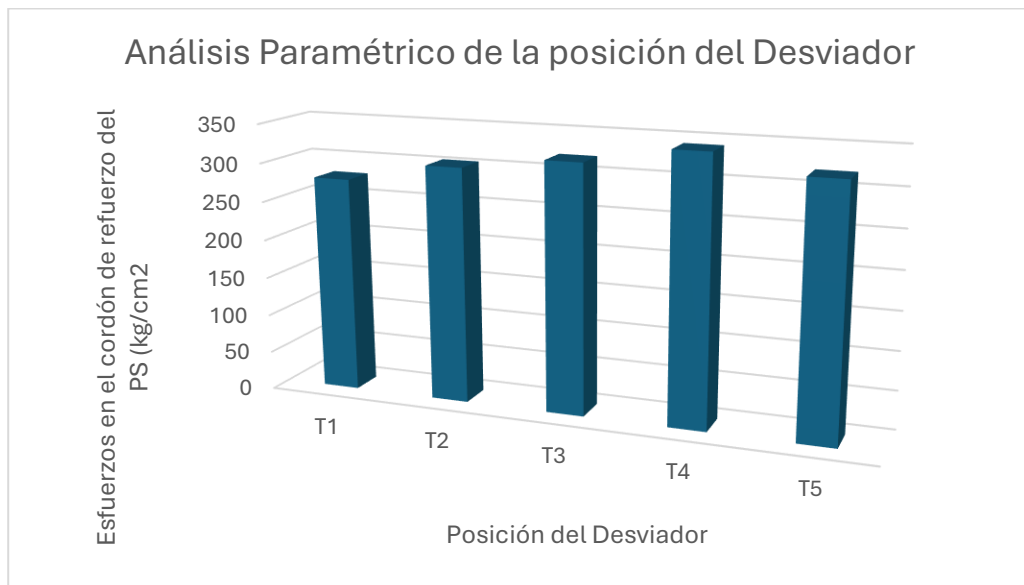
Ubicación de desviador en el centro de luz.



Este desviador ubicado en el centro de luz aporta una mayor rigidez y transmisión de cargas del postensado hacia el puente, asimismo, no existe mayor problema para la instalación debido a que en los ductos se ubicarán puntos de purga para el paso de la lechada.

Figura 54

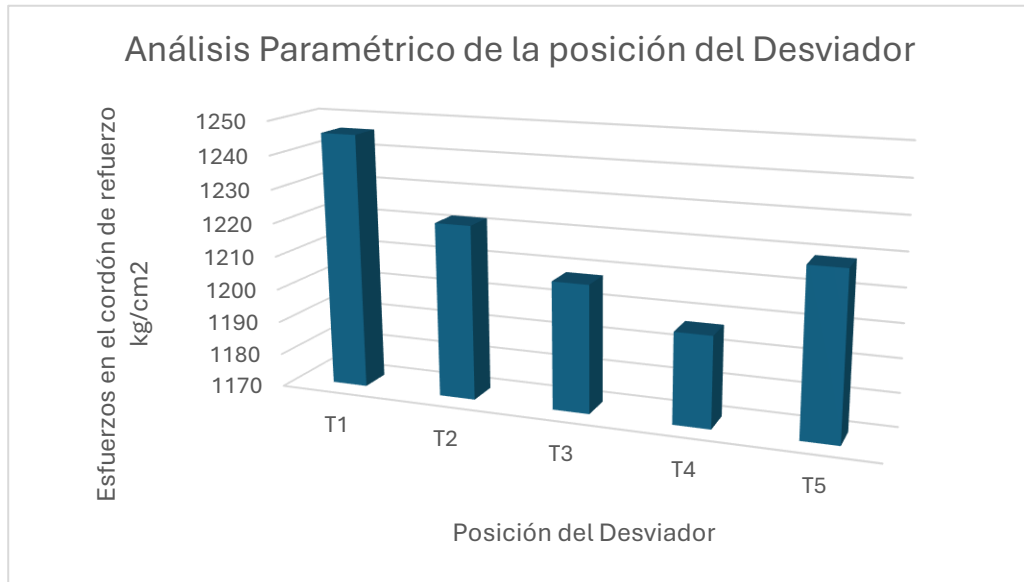
Comparación de esfuerzos en el cordón de refuerzo con mayor demanda en PS.



El desviador intermedio (ubicado en el centro de luz), da una mejora considerable en la distribución de esfuerzos hacia el puente debido a la carga postensada, tanto en las posiciones T1, T2, T3 y T4 en las que son posibles, salvo la posición T5, en la que solo existe 1 desviador. Por lo que como en la Figura N°48 los esfuerzos debido a la carga del postensado de la posición T4 y T5 son muy similares.

Figura 55

Comparación de esfuerzos en el cordón de refuerzo con mayor demanda en S1.

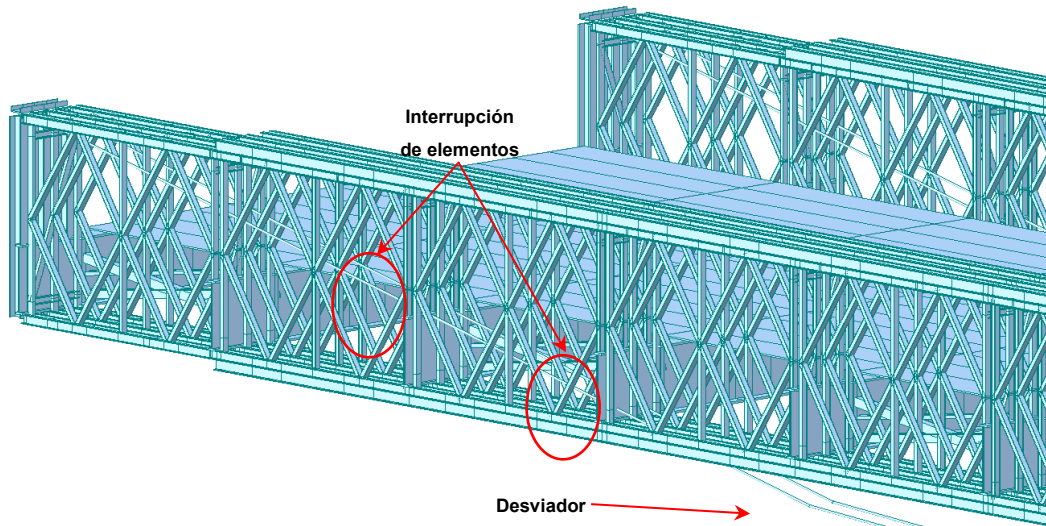


Como se evidencia en la comparación de esfuerzos, mientras el desviador se vaya ubicando en dirección al centro de luz, los esfuerzos en servicio del cordón de refuerzo disminuyen, sin embargo, en la posición T5 esto no ocurre debido a que al tener siempre un desviador en el medio en las primeras 4 posiciones, este aporta parte de la fuerza al centro de luz adicional al de la posición del desviador.

Sin embargo, al analizar constructivamente la ubicación del desviador, se imposibilita poder colocar en una posición aleatoria, analizamos en la posición T4 la cual da un mayor beneficio de la componente vertical del postensado, es así, que notamos como los cables se atraviesan con las vigas transversales, así como con templadores y elementos de arriostramiento.

Figura 56

Interrupción de los cables de postensado con las vigas transversales debido a la ubicación del desviador en la posición T4.

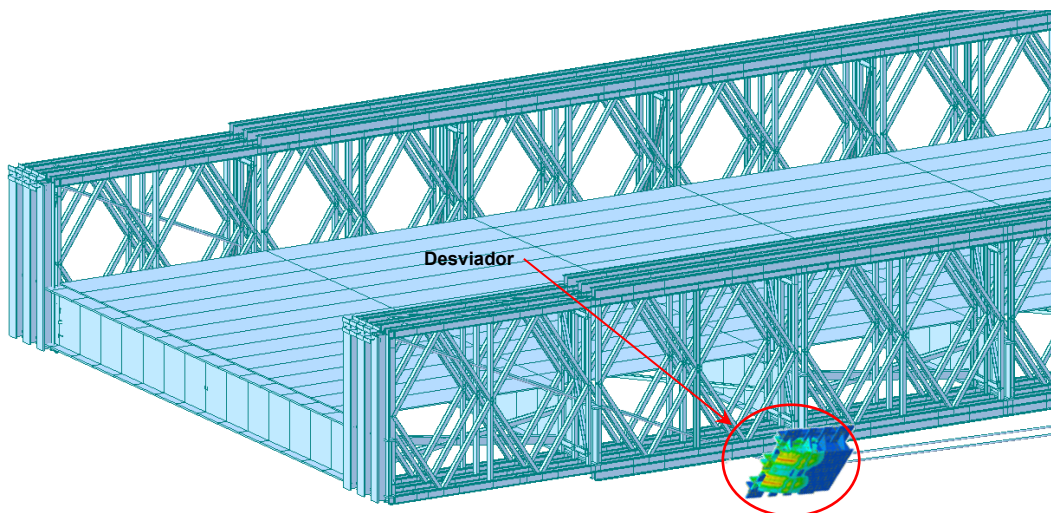


Es por ello que la ubicación más óptima será la Posición 02, en esta se presenta una adecuada disminución de esfuerzos en servicio del cordón de refuerzo, así como el correcto posicionamiento de los cables en la estructura

Debido a que se consideran los módulos estándar, así la luz del puente cambie o la configuración, la posición de los desviadores y del dispositivo de anclaje se mantendrán fijos cumpliendo las exigencias constructivas correspondientes.

Figura 57

Ubicación final del desviador para el análisis paramétrico de los puentes modulares.



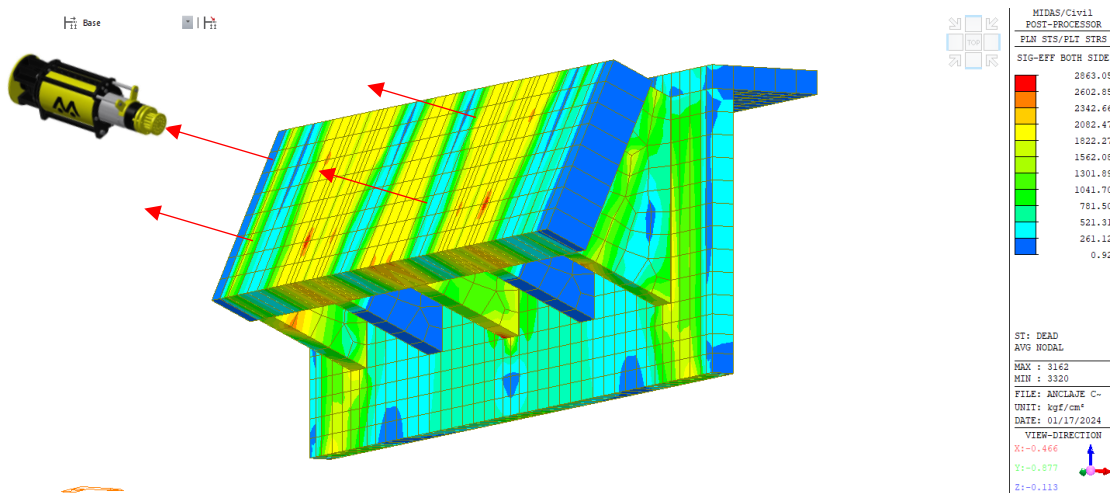
4.2.1.2 Cantidad y ubicación de Cables Postensados

La cantidad de cables serán calculados de acuerdo a la fuerza requerida de postensado con el objetivo de cumplir los estados límite de Resistencia y Servicio.

Esta cantidad de cables debe considerar también la ubicación respectiva en los ductos los cuales serán inyectados con grout cementicio, por ende para la instalación de los cables de postensado posterior al montaje y lanzamiento del puente modular, estos deberán ser trasladados entre los paneles de un extremo al otro, considerando un extremo fijo (colocando las cuñas fijas) y el otro móvil (en el cual se colocarán los gatos hidráulicos Strand Jack y se realizará el postensado)

Figura 58

Ubicación de los anclajes de los cables de postensado para el Puente Modular.



Es por ello por lo que se consideran por su practicidad, disponibilidad en el mercado y estandarización de equipos, cables ASTM A416 low GR270 de 0.6" ubicados dentro de ductos de 33mm de HDP.

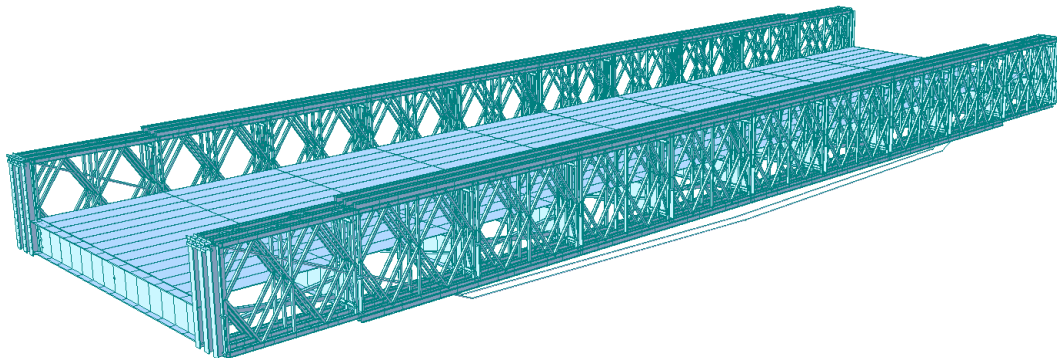
4.2.2 Análisis Estructural de Puentes con perfiles GR50

4.2.2.1 Puente modular de 30.48m

Este puente tiene una configuración TSR3 de 02 vías con 7.35m de calzada

Figura 59

Análisis de Puente Modular de 30.48m de GR50 en Midas Civil.



Fuerza Axial

Figura 60

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 30.48m de GR50 debido al postensado en Midas Civil.

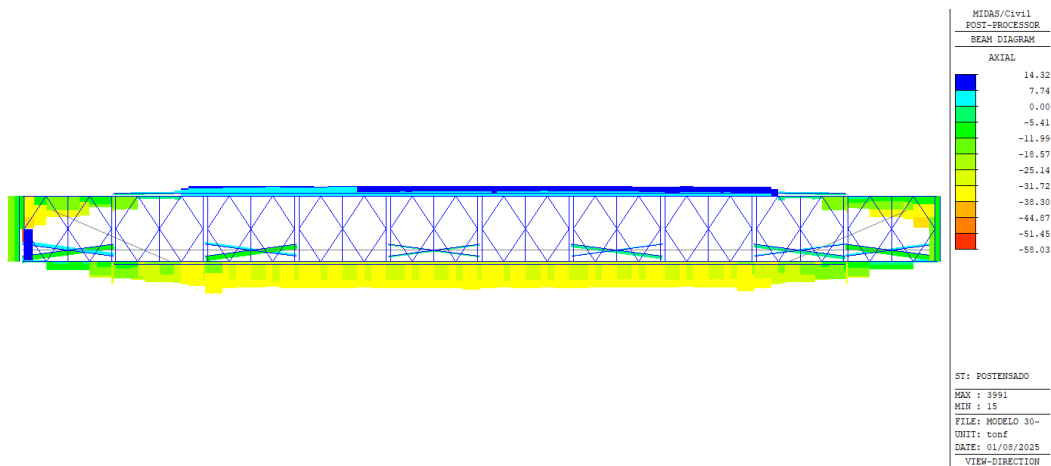
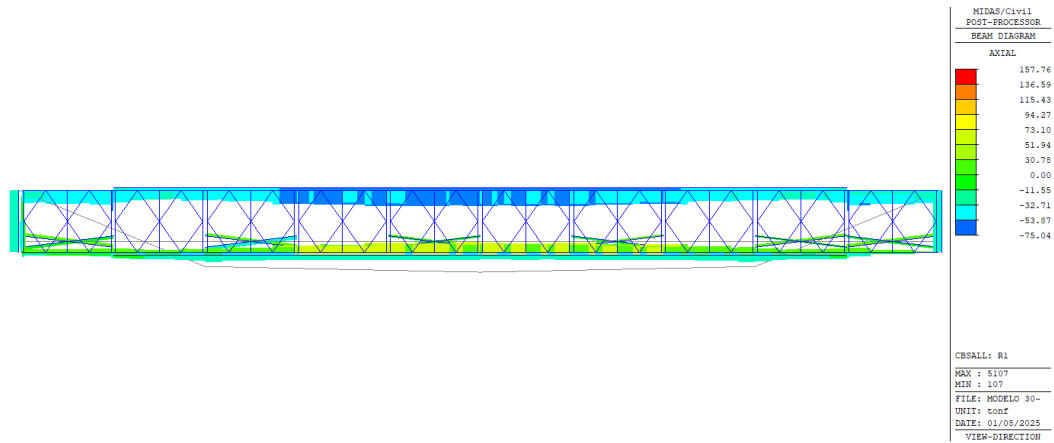


Figura 61

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de fuerza axial para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de carga axial en paneles y cordones de refuerzo, así como una inversión en los esfuerzos en la que la zona en tracción levemente busca invertir los esfuerzos y trabajar en compresión.

Momentos

Figura 62

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 30.48m de GR50 debido al aporte del postensado en Midas Civil.

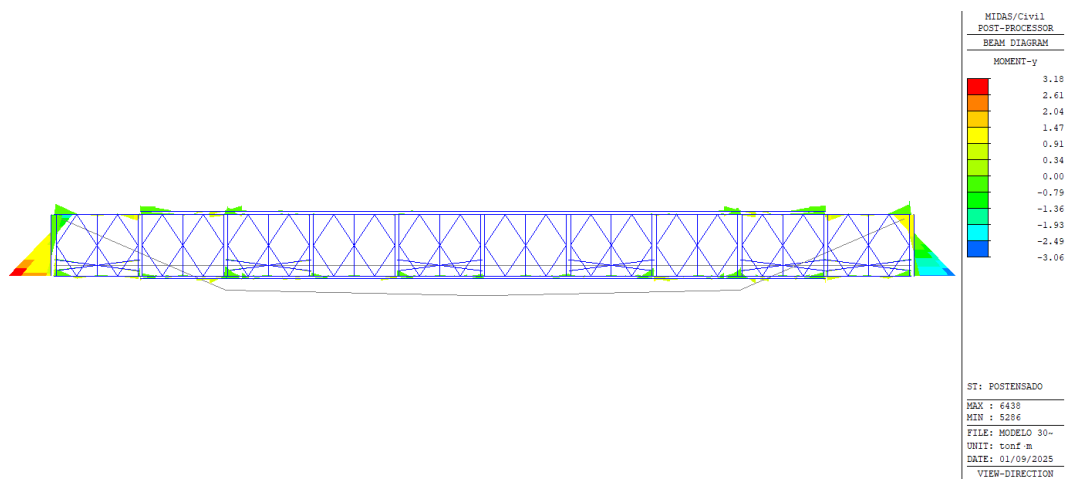
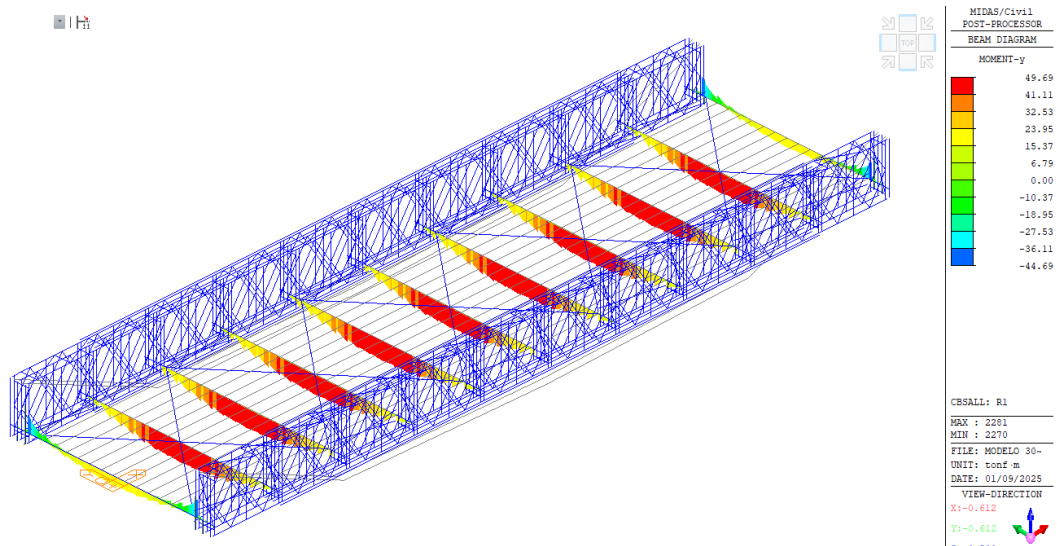


Figura 63

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de momento flector para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de los momentos en vigas, especialmente en la tercera viga en la que se sitúa el desviador.

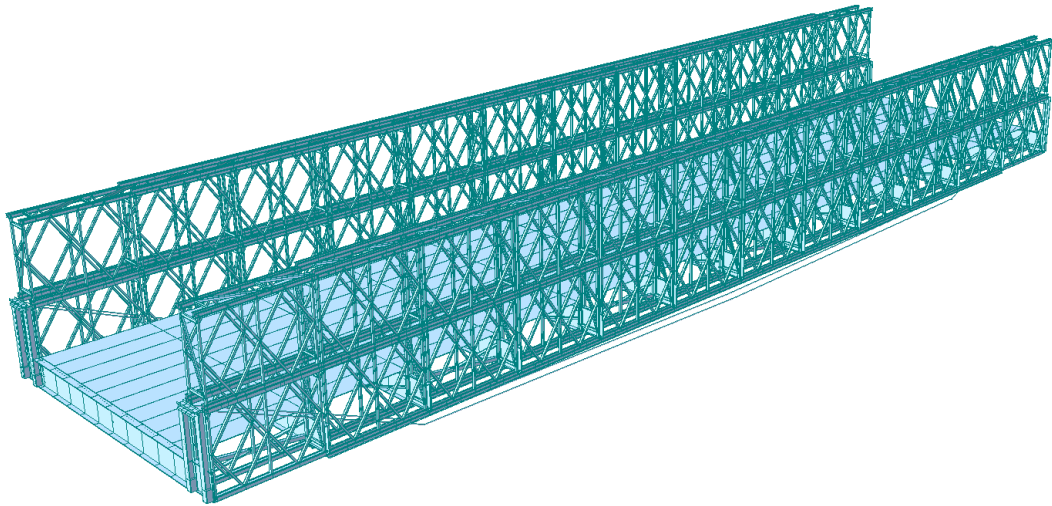
Se observa que en el diagrama de momentos del efecto del postensado, se generan ciertas secciones con presencia en cordones y bridas superiores e inferiores de los paneles, esto es debido al efecto que tiene el desviador y el cómo influye en la estructura redistribuyendo las fuerzas, asimismo, se observa en la zona de anclaje un gran efecto, este no tendrá relevancia en el análisis debido a que el anclaje en ambos extremos del puente da la posibilidad que conjuntamente con los apoyos fijos y móviles redistribuyan de manera adecuada los esfuerzos provenientes del postensado.

4.2.2.2 Puente modular de 36.57m

Este puente tiene una configuración DDR2 de 02 vías con 7.35m de calzada

Figura 64

Análisis de Puente Modular de 36.57m de GR50 en Midas Civil.



Fuerza Axial

Figura 65

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 36.57m de GR50 debido al postensado en Midas Civil.

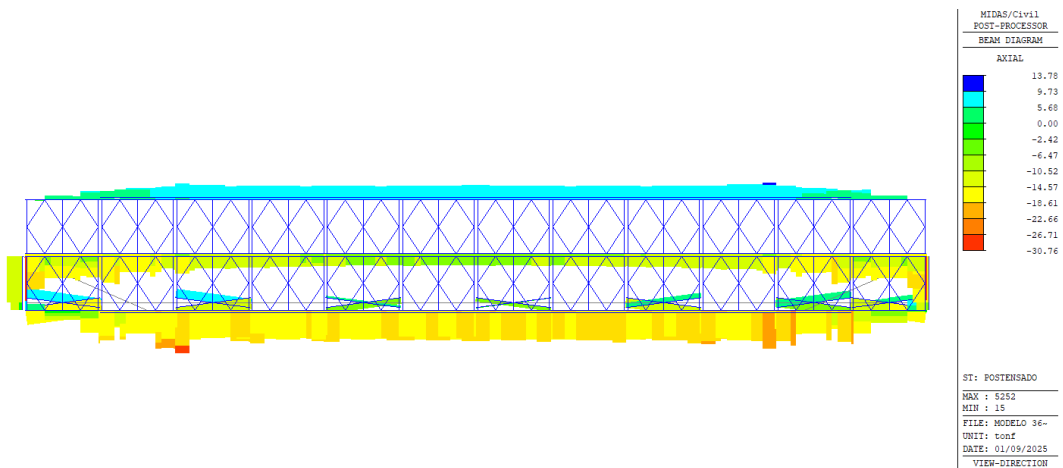
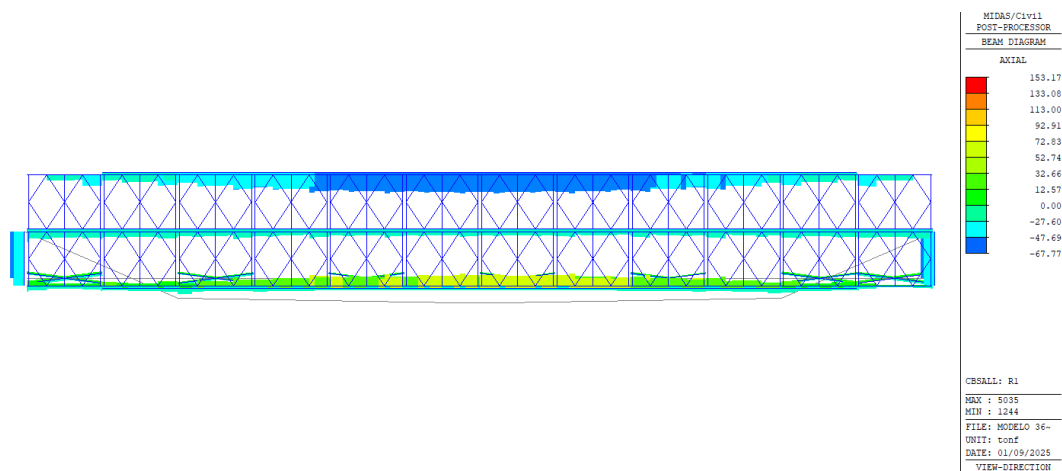


Figura 66

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 36.57m de GR50 con postensado en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de fuerza axial para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de carga axial en paneles y cordones de refuerzo, así como una inversión en los esfuerzos en la que la zona en tracción levemente busca invertir los esfuerzos y trabajar en compresión.

Momentos

Figura 67

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 36.57m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

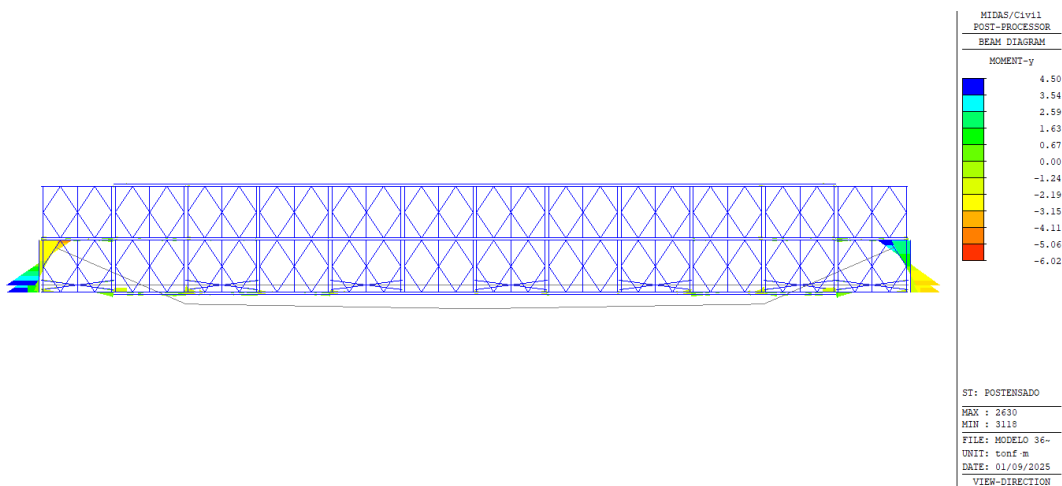
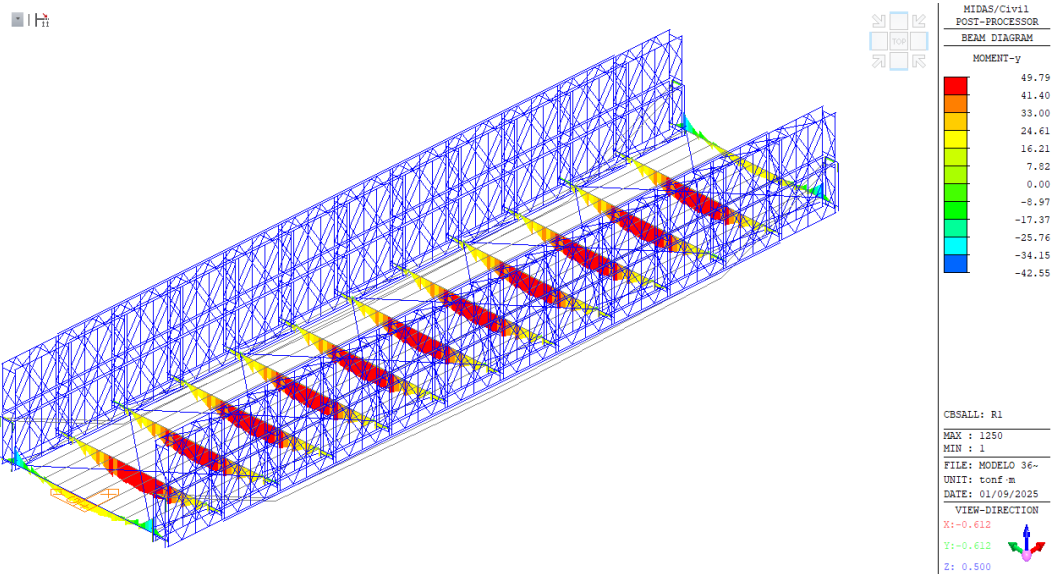


Figura 68

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 36.57m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de momento flector para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de los momentos en vigas, especialmente en la tercera viga en la que se sitúa el desviador.

Se observa que en el diagrama de momentos del efecto del postensado, se generan ciertas secciones con presencia en cordones y bridas superiores e inferiores de los paneles, esto es debido al efecto que tiene el desviador y el cómo influye en la estructura redistribuyendo las fuerzas, asimismo, se observa en la zona de anclaje un gran efecto, este no tendrá relevancia en el análisis debido a que el anclaje en ambos extremos del puente da la posibilidad que conjuntamente con los apoyos fijos y móviles redistribuyan de manera adecuada los esfuerzos provenientes del postensado.

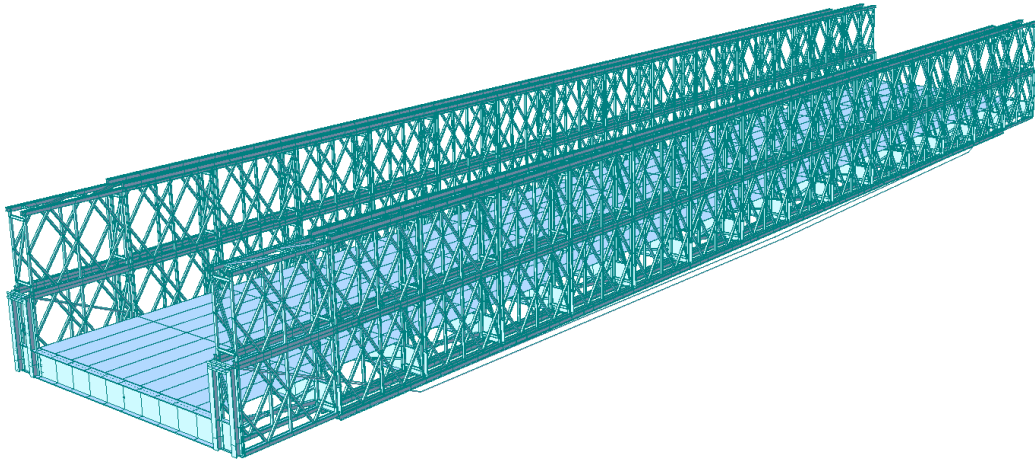
A diferencia del modelo de 30.48m, este al tener una configuración diferente siendo DDR2, los momentos provenientes del postensado pueden redistribuirse de mejor manera ya que presenta una fila de paneles adicionales la cual aporta mayor rigidez a la estructura.

4.2.2.3 Puente modular de 45.72m

Este puente tiene una configuración DDR2H de 02 vías con 7.35m de calzada

Figura 69

Análisis de Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil.



Fuerza Axial

Figura 70

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 45.72m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

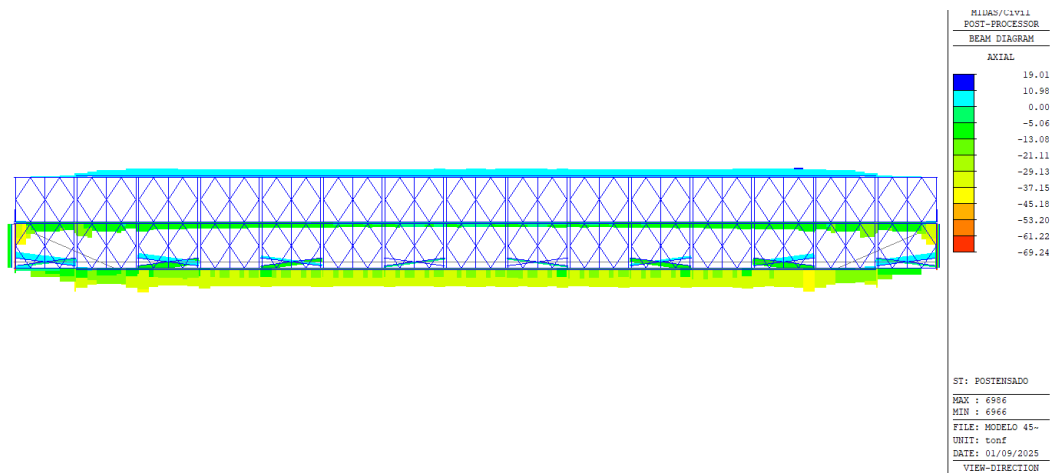
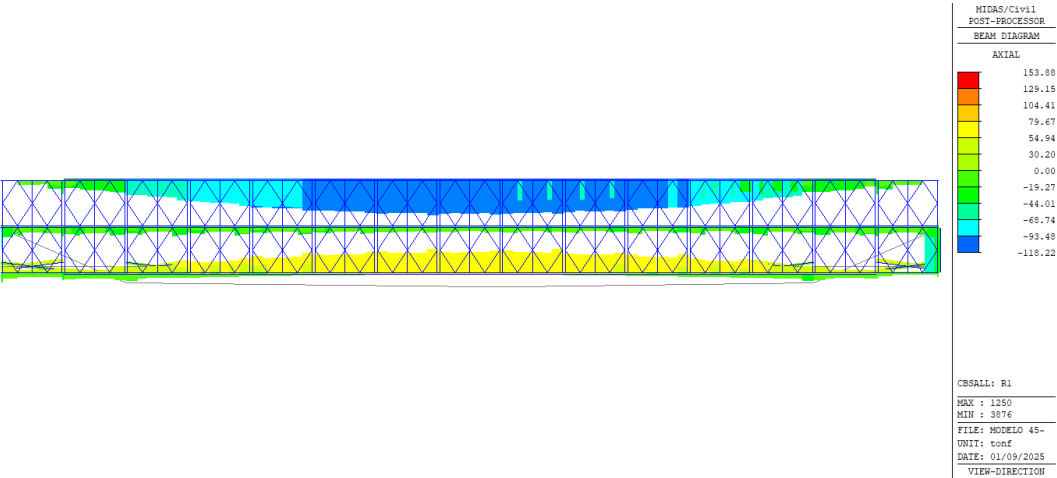


Figura 71

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de fuerza axial para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de carga axial en paneles y cordones de refuerzo.

Momentos

Figura 72

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 45.72m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

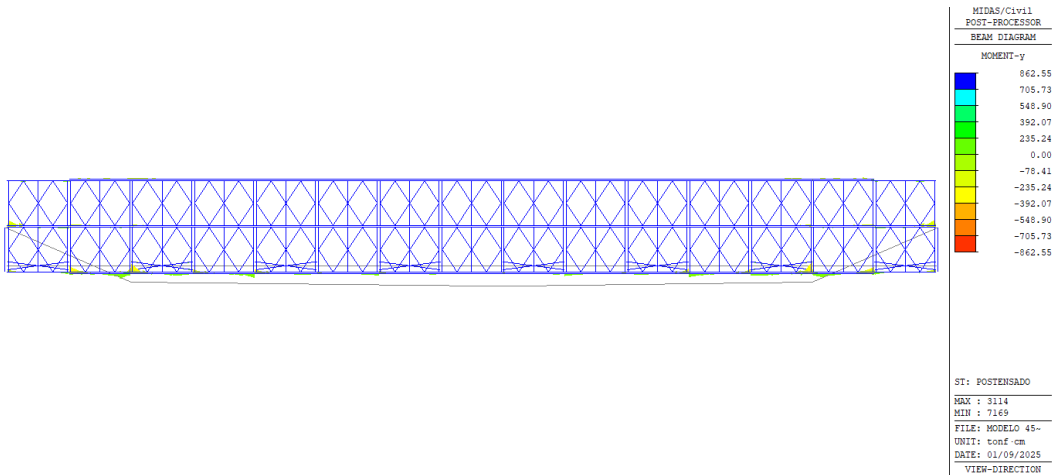
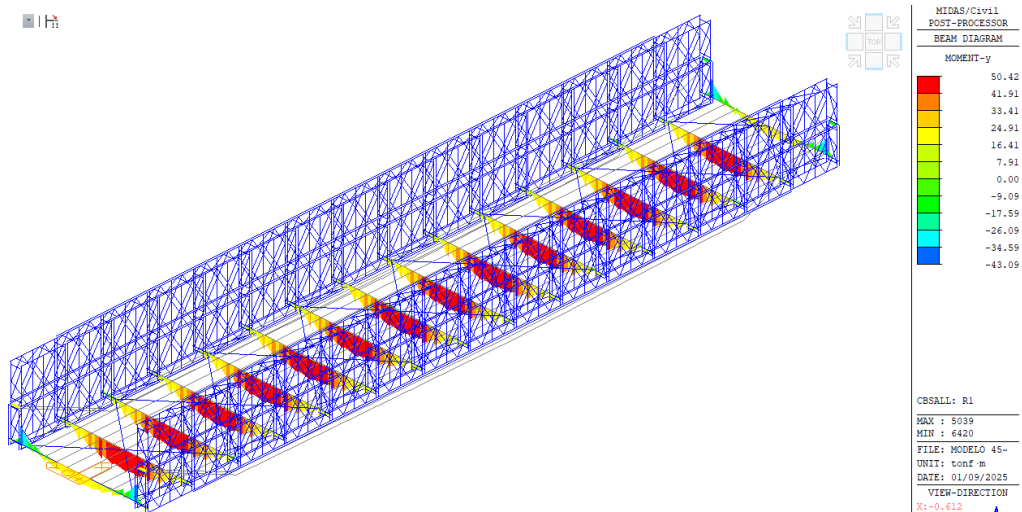


Figura 73

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 45.72m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de momento flector para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de los momentos en vigas, especialmente en la tercera viga en la que se sitúa el desviador.

Se observa que en el diagrama de momentos del efecto del postensado, se generan ciertas secciones con presencia en cordones y bridas superiores e inferiores de los paneles, esto es debido al efecto que tiene el desviador y el cómo influye en la estructura redistribuyendo las fuerzas, asimismo, se observa en la zona de anclaje un gran efecto, este no tendrá relevancia en el análisis debido a que el anclaje en ambos extremos del puente da la posibilidad que conjuntamente con los apoyos fijos y móviles redistribuyan de manera adecuada los esfuerzos provenientes del postensado.

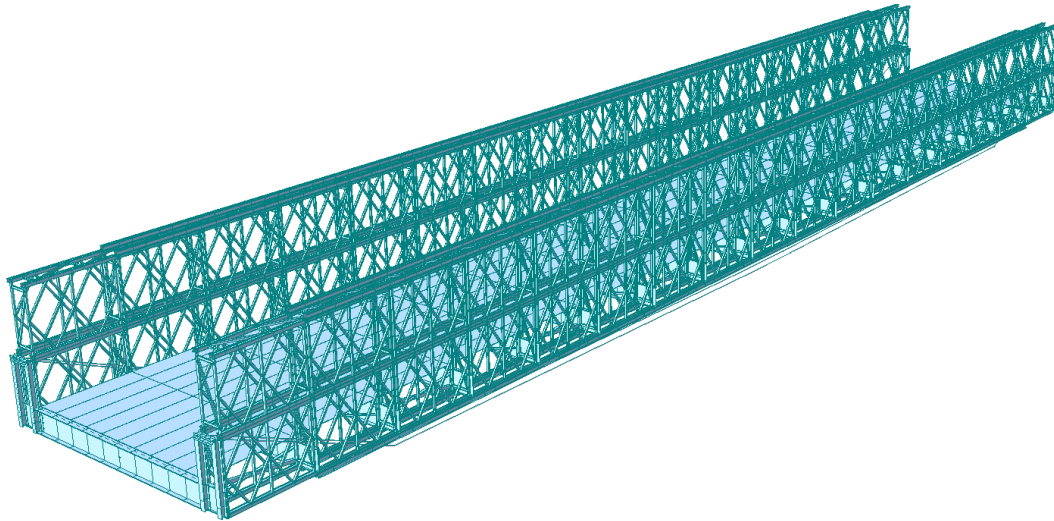
A diferencia del modelo de 30.48m, este al tener una configuración diferente siendo DDR2, los momentos provenientes del postensado pueden redistribuirse de mejor manera ya que presenta una fila de paneles adicionales la cual aporta mayor rigidez a la estructura.

4.2.2.4 Puente modular de 51.81m

Este puente tiene una configuración DDR2SH de 02 vías con 7.35m de calzada

Figura 74

Análisis de Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil.



Fuerza Axial

Figura 75

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 51.81m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

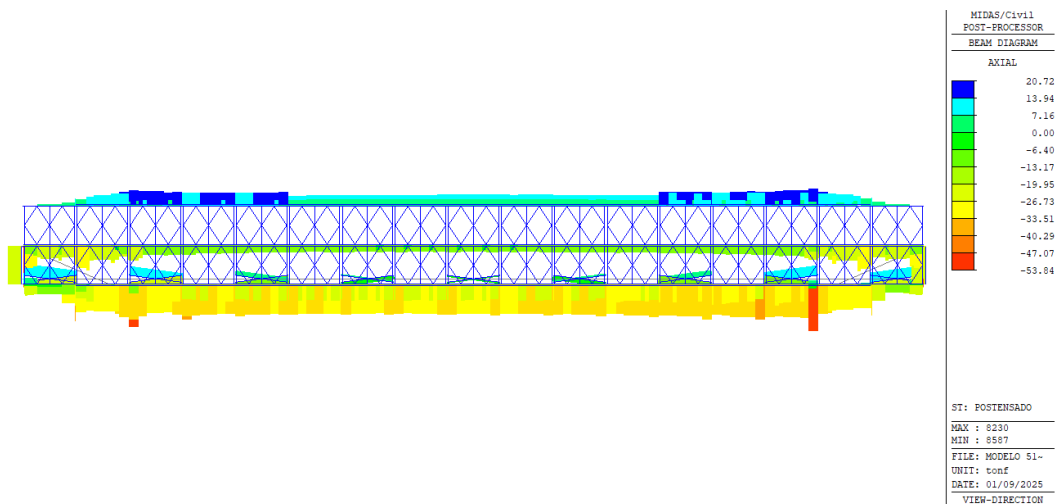
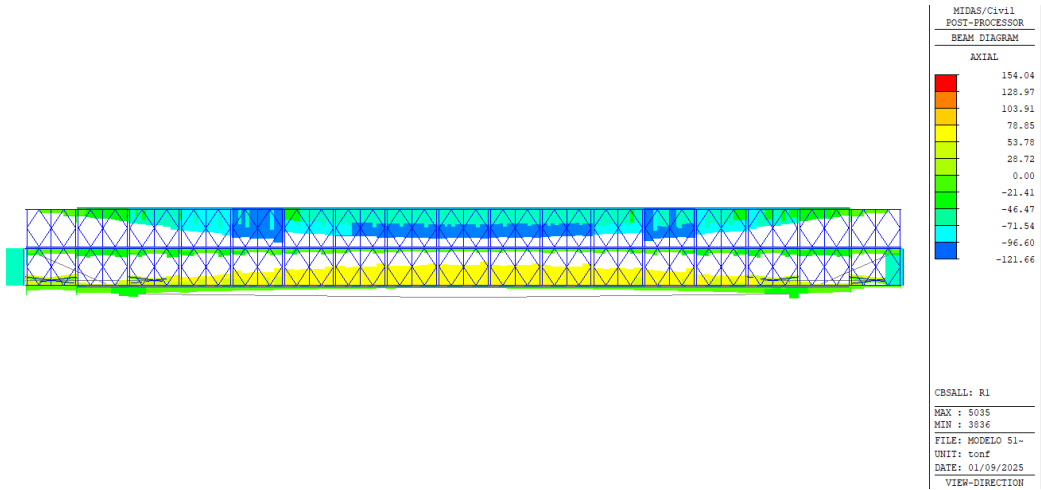


Figura 76

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de fuerza axial para el estado límite de Resistencia I , se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de carga axial en paneles y cordones de refuerzo.

Momentos

Figura 77

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 51.81m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

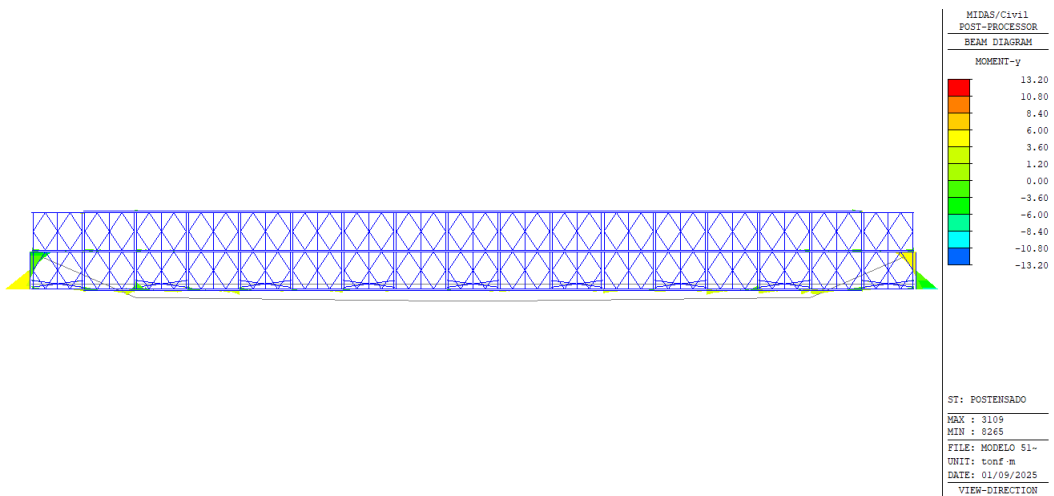
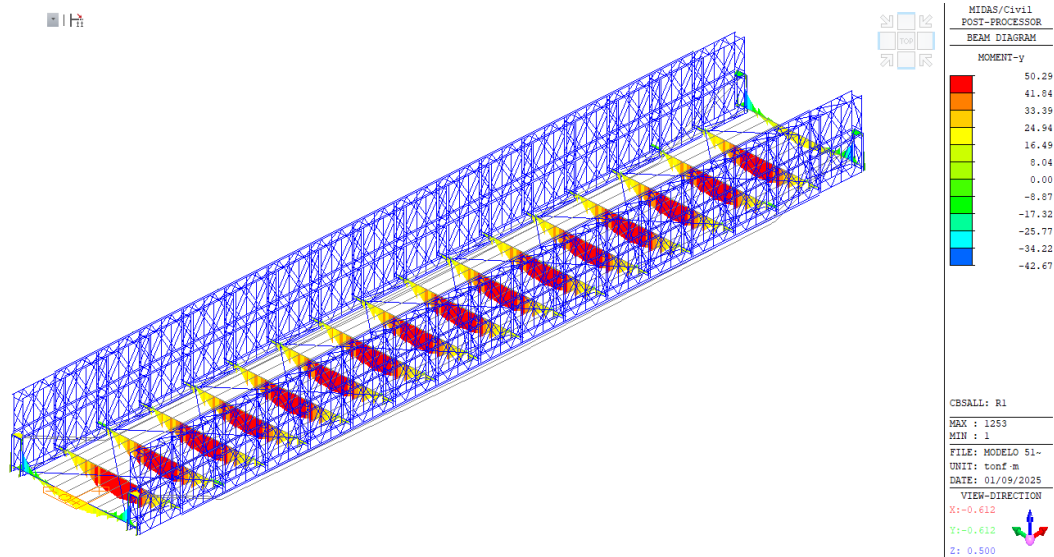


Figura 78

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 51.81m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de momento flector para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de los momentos en vigas, especialmente en la tercera viga en la que se sitúa el desviador.

Se observa que en el diagrama de momentos del efecto del postensado, se generan ciertas secciones con presencia en cordones y bridas superiores e inferiores de los paneles, esto es debido al efecto que tiene el desviador y el cómo influye en la estructura redistribuyendo las fuerzas, asimismo, se observa en la zona de anclaje un gran efecto, este no tendrá relevancia en el análisis debido a que el anclaje en ambos extremos del puente da la posibilidad que conjuntamente con los apoyos fijos y móviles redistribuyan de manera adecuada los esfuerzos provenientes del postensado.

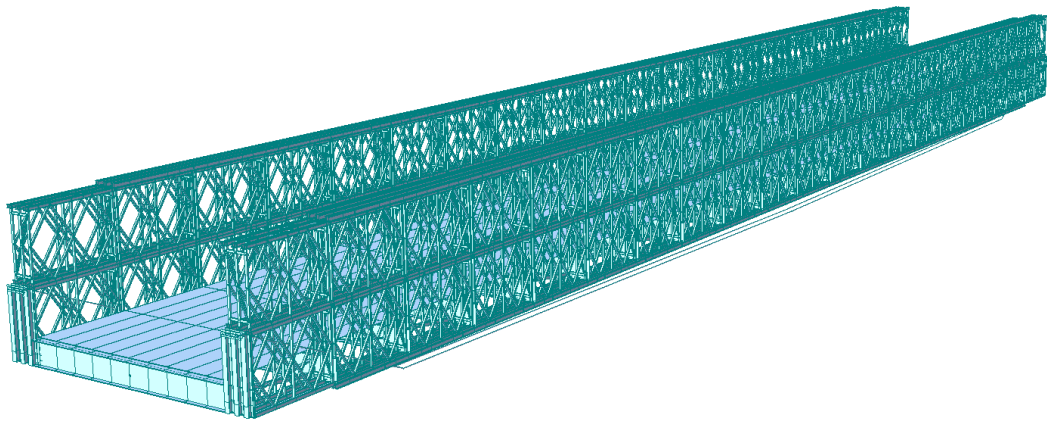
A diferencia del modelo de 30.48m, este al tener una configuración diferente siendo DDR2SH, los momentos provenientes del postensado pueden redistribuirse de mejor manera ya que presenta una fila de paneles adicionales la cual aporta mayor rigidez a la estructura.

4.2.2.5 Puente modular de 60.96m

Este puente tiene una configuración TDR3SH de 02 vías con 7.35m de calzada

Figura 79

Análisis de Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil.



Fuerza Axial

Figura 80

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

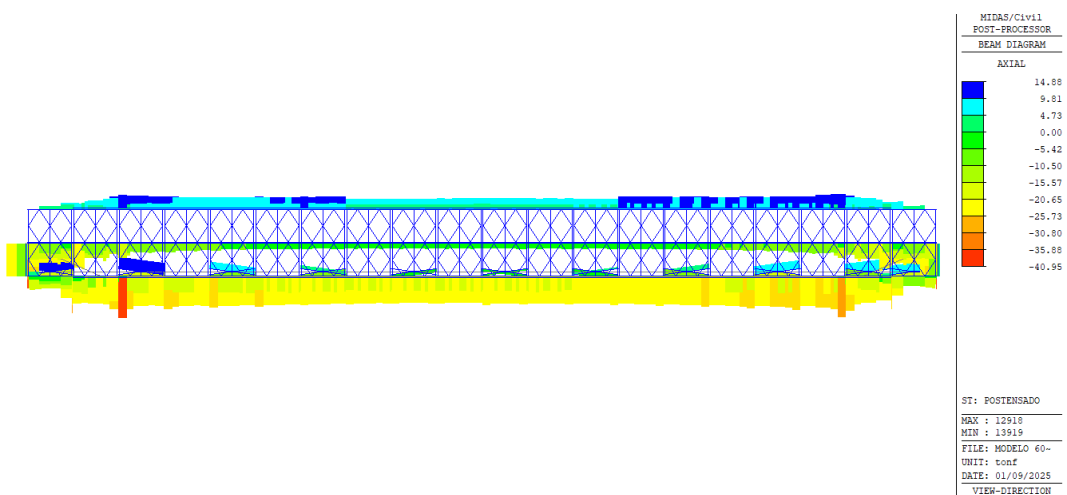
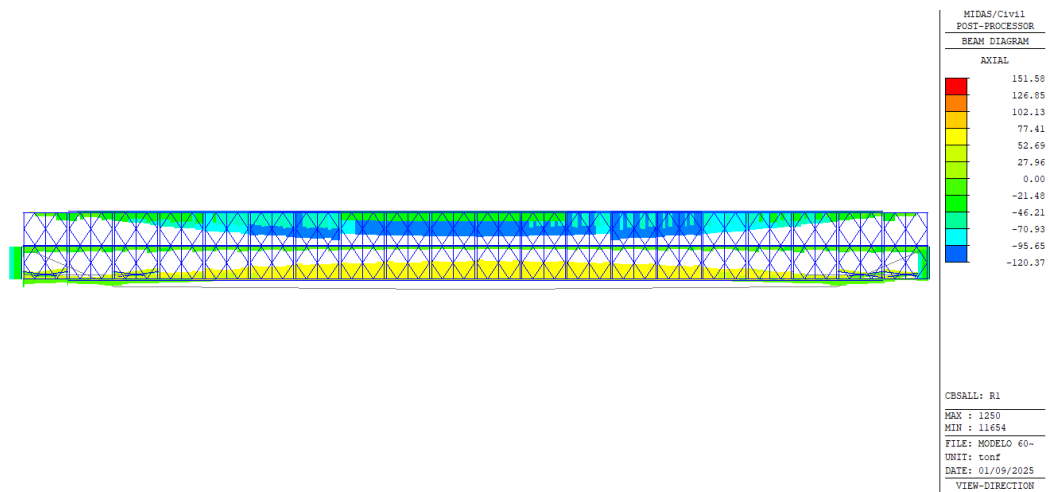


Figura 81

Fuerza Axial en Tonf del Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil En R1.



Como se evidencia en el diagrama de fuerza axial para el estado límite de Resistencia I , se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de carga axial en paneles y cordones de refuerzo.

Momentos

Figura 82

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al postensado externo en Midas Civil.

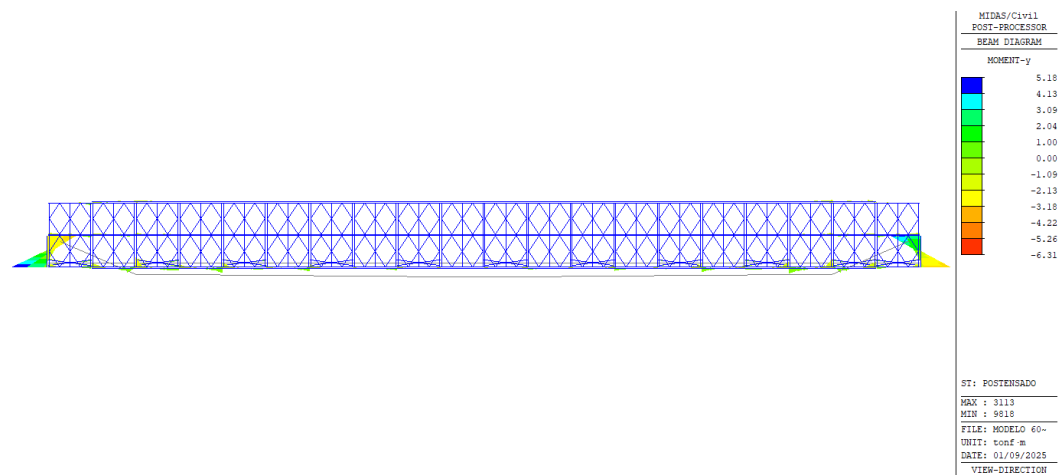
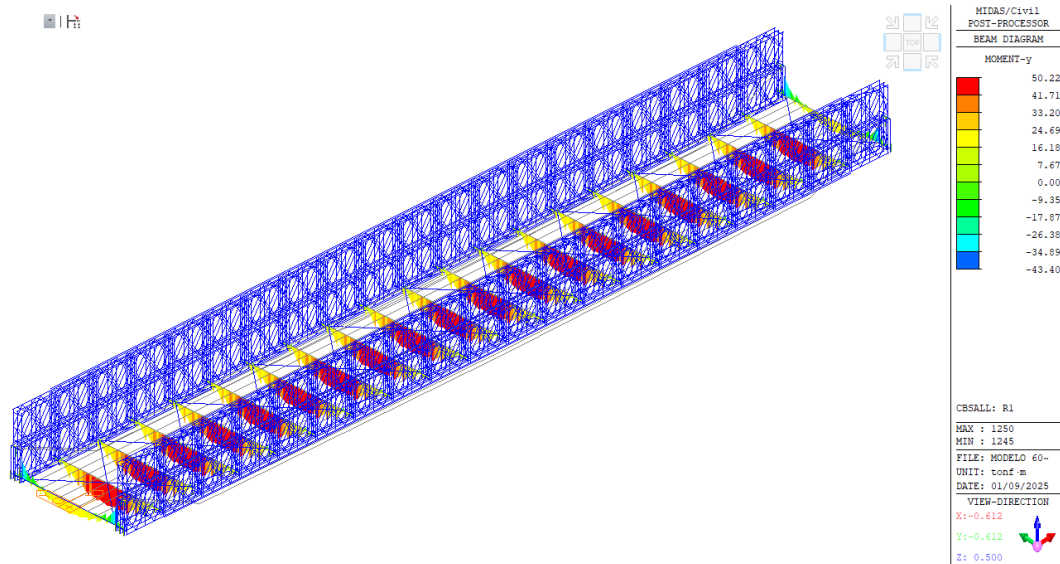


Figura 83

Momentos en Tonf-m del Puente Modular de 60.96m de GR50 en Midas Civil en R1.



Como se evidencia en el diagrama de momento flector para el estado límite de Resistencia I, se da una mejora considerable disminuyendo el efecto de los momentos en vigas, especialmente en la tercera viga en la que se sitúa el desviador.

Se observa que en el diagrama de momentos del efecto del postensado, se generan ciertas secciones con presencia en cordones y bridas superiores e inferiores de los paneles, esto es debido al efecto que tiene el desviador y el cómo influye en la estructura redistribuyendo las fuerzas, asimismo, se observa en la zona de anclaje un gran efecto, este no tendrá relevancia en el análisis debido a que el anclaje en ambos extremos del puente da la posibilidad que conjuntamente con los apoyos fijos y móviles redistribuyan de manera adecuada los esfuerzos provenientes del postensado.

A diferencia del modelo de 30.48m, este al tener una configuración diferente siendo TDR3SH, los momentos provenientes del postensado pueden redistribuirse de mejor manera ya que presenta una fila de paneles adicionales la cual aporta mayor rigidez a la estructura.

4.2.3 Análisis paramétrico de los Puentes Modulares tipo Bailey

El análisis paramétrico se desarrolla considerando los parámetros fijos (ubicación del desviador, ubicación del anclaje de los cables postensados, cantidad de cables de postensado según demanda) y los parámetros variables (Luz del puente, configuración del puente)

Se realiza la verificación del diseño utilizando el software Midas Civil, a continuación, se muestra la verificación de la resistencia de los elementos según la normativa AASHTO LRFD. Se verifica la resistencia de los elementos frente a las combinaciones de carga descritas en la sección anterior.

Los elementos sometidos a flexo-compresión o flexo-tracción deben cumplir:

(a) When $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

En las figuras siguientes, se muestra el ratio “r” de interacción, el cual viene dado por el sumando:

$$r = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad \text{o} \quad r = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

La condición de verificación debe satisfacer:

$$r_{max} \leq 1.0$$

A continuación, se presenta un resumen de los ratio D/C por sección, indicándose el ratio D/C, ratio de fuerzas cortantes y elementos más esforzados.

Figura 84

Ratios de D/C en Midas Civil.

Verificación	ID del elemento más esforzado	ID de la sección	Nombre de la sección
GH	MEMB	SECT	SE
K	COM	SHR	L
			Section
			Material
			Fy
Ratio de interacción Axial-Flexión	Ratio de Fuerzas cortantes	Nombre del material	Esfuerzo de fluencia

4.2.3.1 Ratios de Demanda Capacidad Sin postensado (R1)

Puente modular de 30.48m

Figura 85

Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

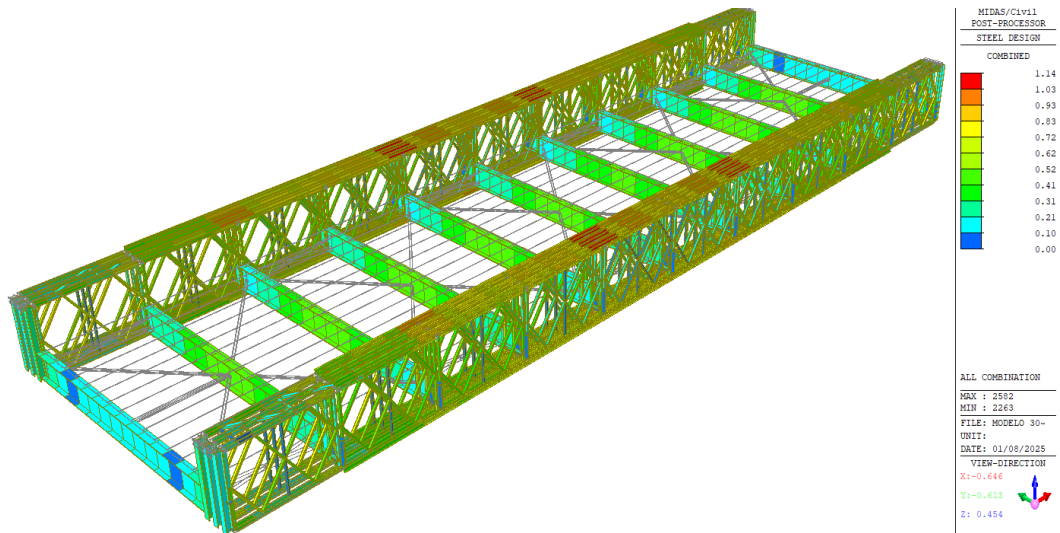


Figura 86

Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : tonf, m

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section	
K	COM	SHR		Material	Fy
OK	4548	1	☐	Montante Estandar	
	0.629	0.031		A572-50	35153.5
OK	2799	2	☐	Brida 4"	
	0.912	0.052		A572-50	35153.5
OK	5101	3	☐	Viga doble vía	
	0.470	0.099		A572-50	35153.5
NG	2582	5	☐	Cordon Refuerzo	
	1.138	0.025		A572-50	35153.5
OK	3999	6	☐	Diagonal Estandar	
	0.732	0.003		A572-50	35153.5
OK	6377	8	☐	Tornapunta	
	0.595	0.001		A572-50	35153.5
OK	6414	10	☐	Diagonal de Cordon	
	0.258	0.003		A572-50	35153.5
OK	2045	13	☐	Placa de unión	
	0.394	0.201		A572-50	35153.5
OK	5286	15	☐	Poste Final	
	0.225	0.038		A572-50	35153.5
OK	4438	16	☐	Montante Corte	
	0.462	0.013		A572-50	35153.5
OK	3284	18	☐	Viga Ext doble vía	
	0.255	0.126		A572-50	35153.5

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

Graphic... Detail... Summary... Close

Puente modular de 36.58m

Figura 87

Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

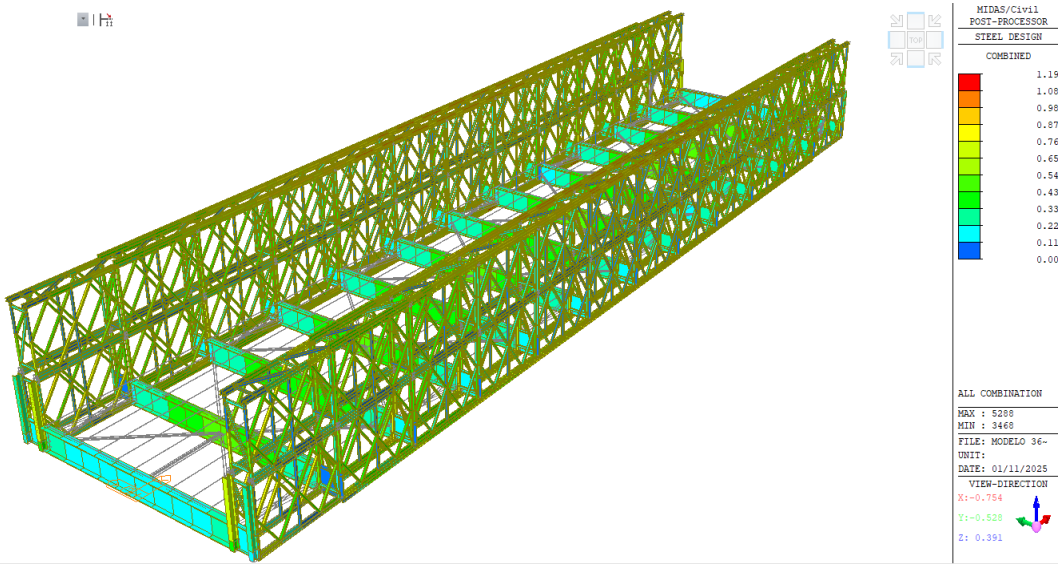


Figura 88

Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : tonf , mm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	1954	1	☐	Montante Estandar
	0.741	0.030		A572-50 0.03515
OK	1745	2	☐	Brida 4"
	0.957	0.083		A572-50 0.03515
OK	5043	3	☐	Viga doble via
	0.470	0.101		A572-50 0.03515
NG	5288	5	☐	Cordon Refuerzo
	1.193	0.092		A572-50 0.03515
OK	3042	6	☐	Diagonal Estandar
	0.697	0.003		A572-50 0.03515
OK	1214	8	☐	Tornapunta
	0.445	0.001		A572-50 0.03515
OK	4845	10	☐	Diagonal de Cordon
	0.123	0.002		A572-50 0.03515
OK	4976	13	☐	Placa de union
	0.348	0.092		A572-50 0.03515
OK	2630	15	☐	Poste Final
	0.626	0.136		A572-50 0.03515
OK	2746	16	☐	Montante Corte
	0.696	0.007		A572-50 0.03515
OK	4131	18	☐	Viga Ext doble via
	0.288	0.064		A572-50 0.03515

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

Graphic... Detail... Summary... Close

Puente modular de 45.72m

Figura 89

Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

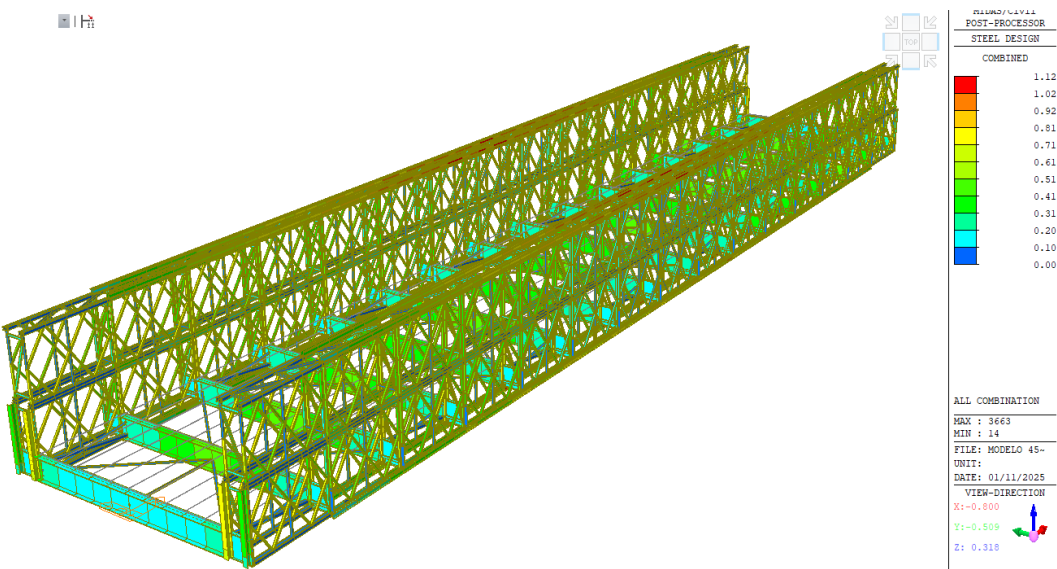


Figura 90

Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : kgf , cm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	1970	1	☐	Montante Estandar
	0.789	0.031		A572-50 3515.35
NG	3931	2	☐	Bnda 4"
	1.018	0.038		A572-50 3515.35
OK	5051	3	☐	Viga doble via
	0.473	0.101		A572-50 3515.35
NG	3683	5	☐	Cordon Refuerzo
	1.120	0.104		A572-50 3515.35
OK	7533	6	☐	Diagonal Estandar
	0.801	0.004		A572-50 3515.35
OK	1209	8	☐	Tornapunta
	0.455	0.001		A572-50 3515.35
OK	4885	10	☐	Diagonal de Cordon
	0.128	0.003		A572-50 3515.35
OK	4980	13	☐	Placa de unión
	0.385	0.098		A572-50 3515.35
OK	2626	15	☐	Poste Final
	0.654	0.143		A572-50 3515.35
OK	7521	16	☐	Montante Corte
	0.838	0.008		A572-50 3515.35
OK	7235	18	☐	Viga Ext doble via
	0.425	0.071		A572-50 3515.35

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

Graphic... Detail... Summary... Close

Puente modular de 51.82m

Figura 91

Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

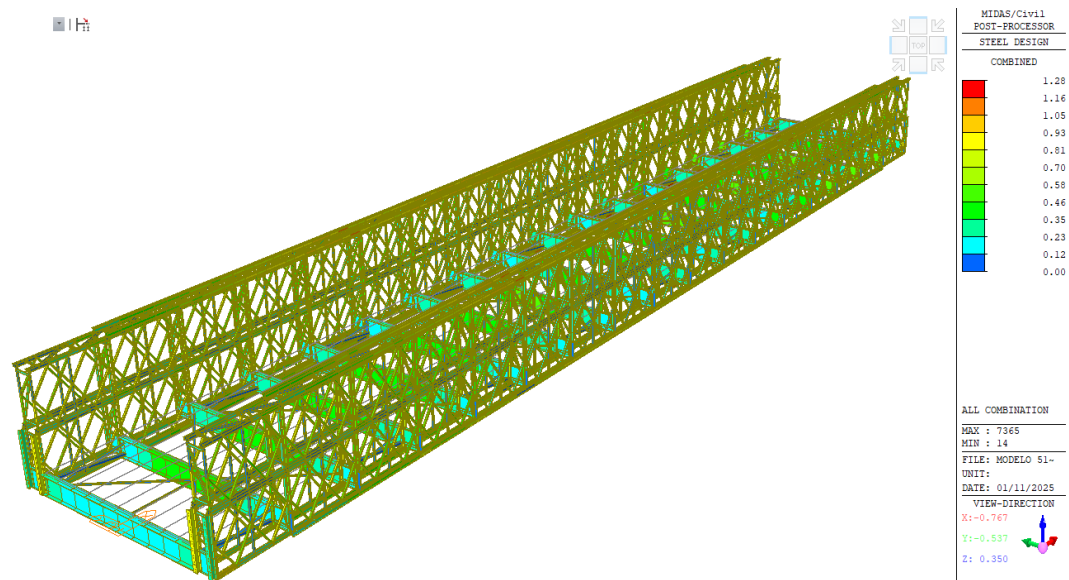


Figura 92

Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : tonf , mm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section	
K	COM	SHR		Material	Fy
OK	8017	1	☐	Montante Estandar	
	0.829	0.026		A572-50	0.03515
NG	7393	2	☐	Brida 4"	
	1.040	0.077		A572-50	0.03515
OK	7488	3	☐	Viga doble via	
	0.471	0.100		A572-50	0.03515
NG	7385	5	☐	Cordon Refuerzo	
	1.279	0.115		A572-50	0.03515
OK	8230	6	☐	Diagonal Estandar	
	0.879	0.004		A572-50	0.03515
OK	8870	8	☐	Tornapunta	
	0.485	0.001		A572-50	0.03515
OK	4885	10	☐	Diagonal de Cordon	
	0.283	0.003		A572-50	0.03515
OK	7933	13	☐	Placa de union	
	0.445	0.035		A572-50	0.03515
OK	2828	15	☐	Poste Final	
	0.740	0.175		A572-50	0.03515
OK	8122	16	☐	Montante Corte	
	0.901	0.008		A572-50	0.03515
OK	7050	18	☐	Viga Ext doble via	
	0.548	0.091		A572-50	0.03515

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

Graphic... Detail... Summary... Close

Puente modular de 60.96m

Figura 93

Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

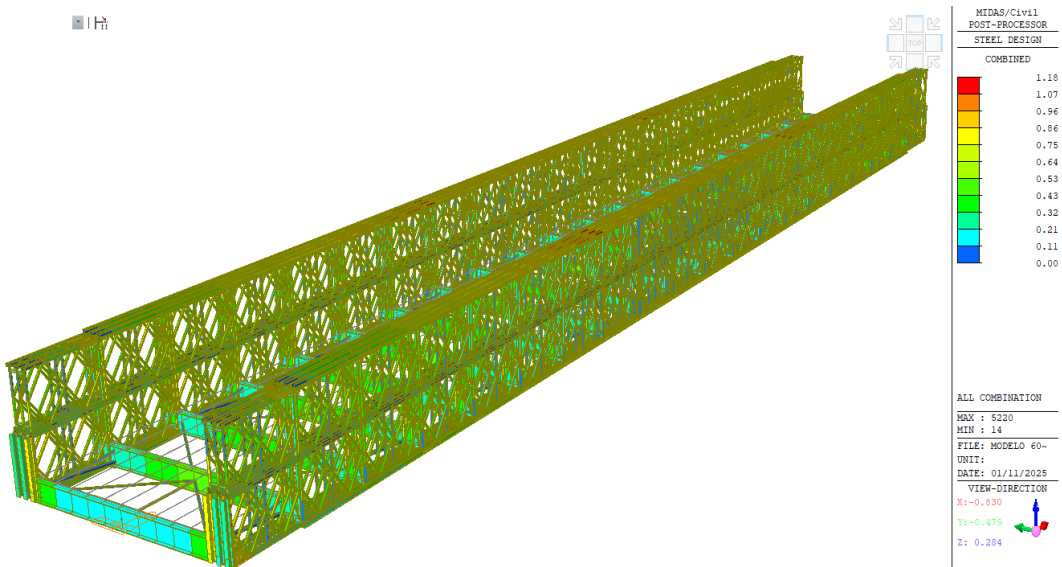


Figura 94

Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 sin postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : kgf , cm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	9571	1	☐	Montante Estandar
	0.703	0.020		A572-50 3515.35
NG	11581	2	☐	Brida 4"
	1.020	0.070		A572-50 3515.35
OK	7459	3	☐	Viga doble via
	0.471	0.100		A572-50 3515.35
NG	5220	5	☐	Cordon Refuerzo
	1.177	0.090		A572-50 3515.35
OK	10048	6	☐	Diagonal Estandar
	0.713	0.004		A572-50 3515.35
OK	15153	8	☐	Tornapunta
	0.492	0.001		A572-50 3515.35
OK	15194	10	☐	Diagonal de Cordon
	0.313	0.004		A572-50 3515.35
OK	7445	13	☐	Placa de union
	0.481	0.259		A572-50 3515.35
OK	2628	15	☐	Poste Final
	0.642	0.158		A572-50 3515.35
OK	9876	16	☐	Montante Corte
	0.721	0.008		A572-50 3515.35
OK	9115	18	☐	Viga Ext doble via
	0.591	0.187		A572-50 3515.35

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

Graphic... Detail... Summary... Close

4.2.3.2 Ratios de Demanda Capacidad con postensado (R1)

Puente modular de 30.48m

Figura 95

Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas.

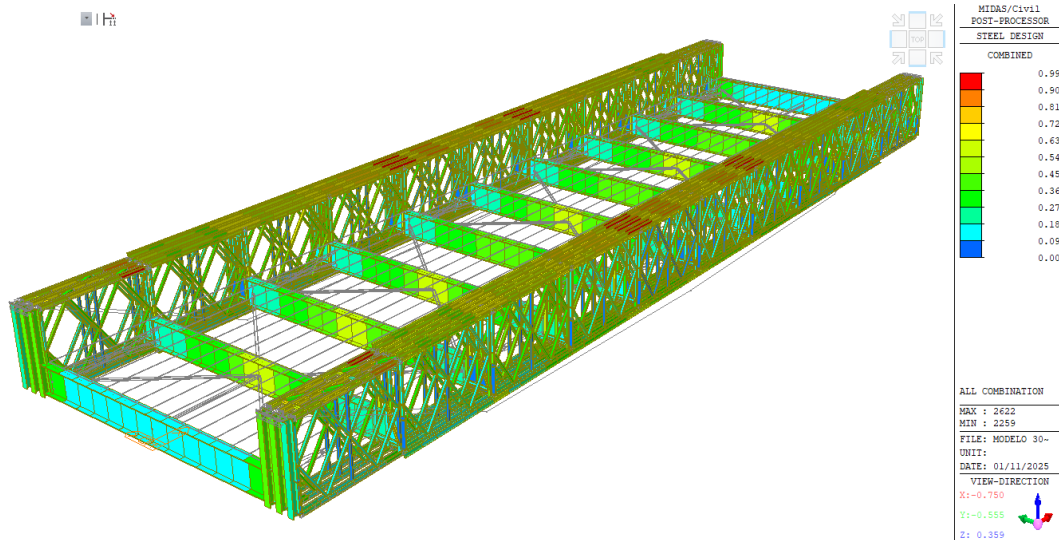


Figura 96

Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : kgf , mm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section	
				Material	Fy
OK	4899	1	☐	Montante Estandar	
				A572-50	35,1535
OK	306	2	☐	Brida 4"	
				A572-50	35,1535
OK	5095	3	☐	Viga doble vía	
				A572-50	35,1535
OK	2622	5	☐	Cordon Refuerzo	
				A572-50	35,1535
OK	4075	6	☐	Diagonal Estandar	
				A572-50	35,1535
OK	6376	8	☐	Tornapunta	
				A572-50	35,1535
OK	6396	10	☐	Diagonal de Cordon	
				A572-50	35,1535
OK	2032	13	☐	Placa de unión	
				A572-50	35,1535
OK	6440	15	☐	Poste Final	
				A572-50	35,1535
OK	4489	16	☐	Montante Corte	
				A572-50	35,1535
OK	3238	18	☐	Viga Ext doble vía	
				A572-50	35,1535

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

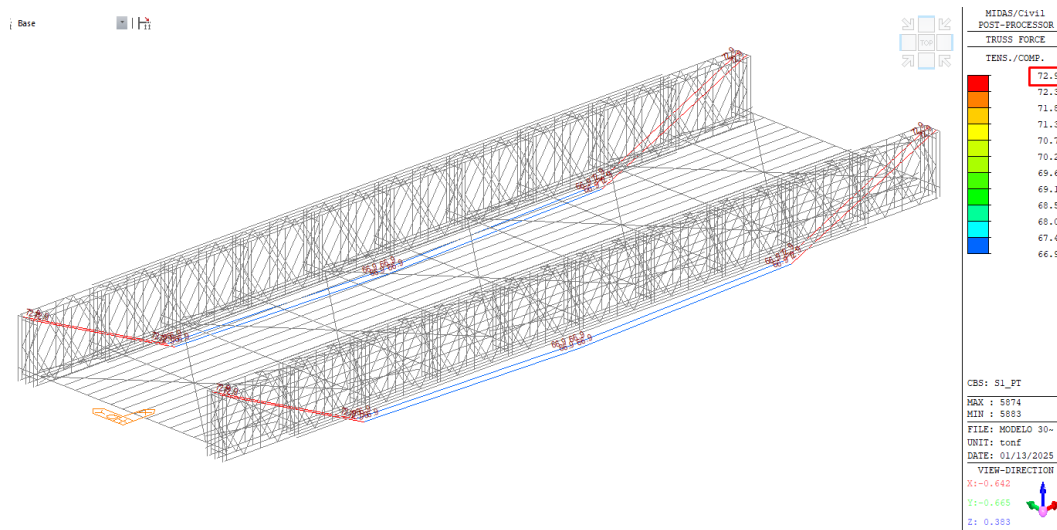
Graphic... Detail... Summary... Close

Verificación de Cable Postensado

Se hace la verificación de los cables en base a la fuerza aplicada.

Figura 97

Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p=72.94\text{tonf}$.



Número de cables:	$N := 24$
Área del cable de acero:	$A_s := 1.4 \text{ cm}^2$
Resistencia a la Rotura:	$f_{pu} := 18900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Fuerza de Postensado:	$F_e := 4 \cdot 72.94 \text{ tonnef}$
Factor de Seguridad:	$FS := N \cdot A_s \cdot \frac{f_{pu}}{F_e} = 2.177$

Con la fuerza máxima producida en el postensado externo se obtuvo un factor de seguridad $FS=2.177$ en los cables, lo cual se considera adecuado.

A continuación, se calcula la fuerza inicial de tensado considerando 10% de pérdidas y embutimiento de 6mm:

Longitud Total de Cable:	$L_t := 31.48 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E := 2.004 \cdot 10^7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{e1} := \frac{F_e}{N} = 12.157 \text{ tonnef}$
Fuerza adicional por embutimiento:	$F_{emb} := A_s \cdot E \cdot 6 \frac{\text{mm}}{L_t} = 0.535 \text{ tonnef}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{i1} := F_{e1} \cdot 1.10 + F_{emb} = 13.907 \text{ tonnef}$

Puente modular de 36.58m

Figura 98

Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas.

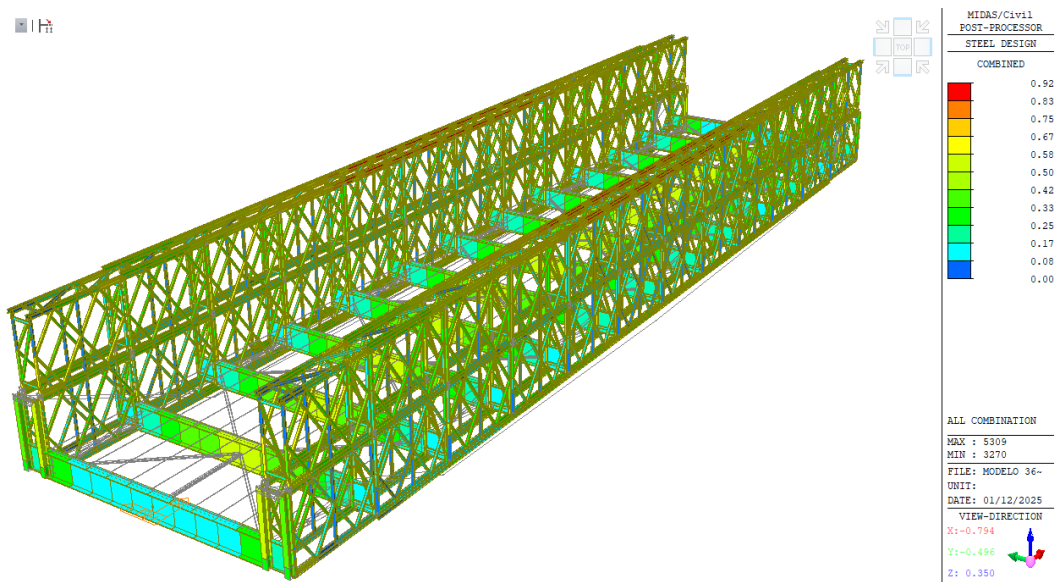


Figura 99

Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : tonf, mm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section	
				Material	Fy
OK	1982	1	☐	Montante Estandar	
	0.700	0.015		A572-50	0.03515
OK	1745	2	☐	Brida 4"	
	0.843	0.059		A572-50	0.03515
OK	5039	3	☐	Viga doble via	
	0.459	0.101		A572-50	0.03515
OK	5309	5	☐	Cordon Refuerzo	
	0.917	0.022		A572-50	0.03515
OK	3073	6	☐	Diagonal Estandar	
	0.500	0.005		A572-50	0.03515
OK	1211	8	☐	Tornapunta	
	0.493	0.003		A572-50	0.03515
OK	4845	10	☐	Diagonal de Cordon	
	0.108	0.002		A572-50	0.03515
OK	1352	13	☐	Placa de union	
	0.389	0.007		A572-50	0.03515
OK	2626	15	☐	Poste Final	
	0.446	0.097		A572-50	0.03515
OK	2754	16	☐	Montante Corte	
	0.666	0.203		A572-50	0.03515
OK	2848	18	☐	Viga Ext doble via	
	0.197	0.075		A572-50	0.03515

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

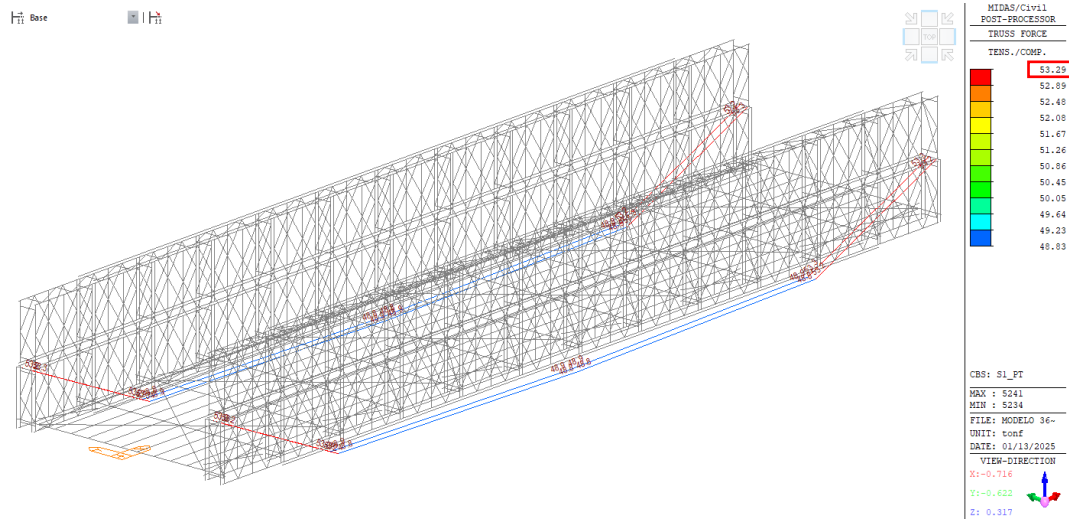
Graphic... Detail... Summary... Close

Verificación de Cable Postensado

Se hace la verificación de los cables en base a la fuerza aplicada.

Figura 100

Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p = 53.29 \text{ tonf}$.



Número de cables:	$N := 16$
Área del cable de acero:	$A_s := 1.4 \text{ cm}^2$
Resistencia a la Rotura:	$f_{pu} := 18900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Fuerza de Postensado:	$F_e := 4 \cdot 53.39 \text{ tonnef}$
Factor de Seguridad:	$FS := N \cdot A_s \cdot \frac{f_{pu}}{F_e} = 1.982$

Con la fuerza máxima producida en el postensado externo se obtuvo un factor de seguridad $FS=1.982$ en los cables, lo cual se considera adecuado.

A continuación, se calcula la fuerza inicial de tensado considerando 10% de pérdidas y embutimiento de 6mm:

Longitud Total de Cable:	$L_t := 37.58 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E := 2.004 \cdot 10^7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{e1} := \frac{F_e}{N} = 13.348 \text{ tonnef}$
Fuerza adicional por embutimiento:	$F_{emb} := A_s \cdot E \cdot 6 \frac{\text{mm}}{L_t} = 0.448 \text{ tonnef}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{i1} := F_{e1} \cdot 1.10 + F_{emb} = 15.13 \text{ tonnef}$

Puente modular de 45.72m

Figura 101

Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.

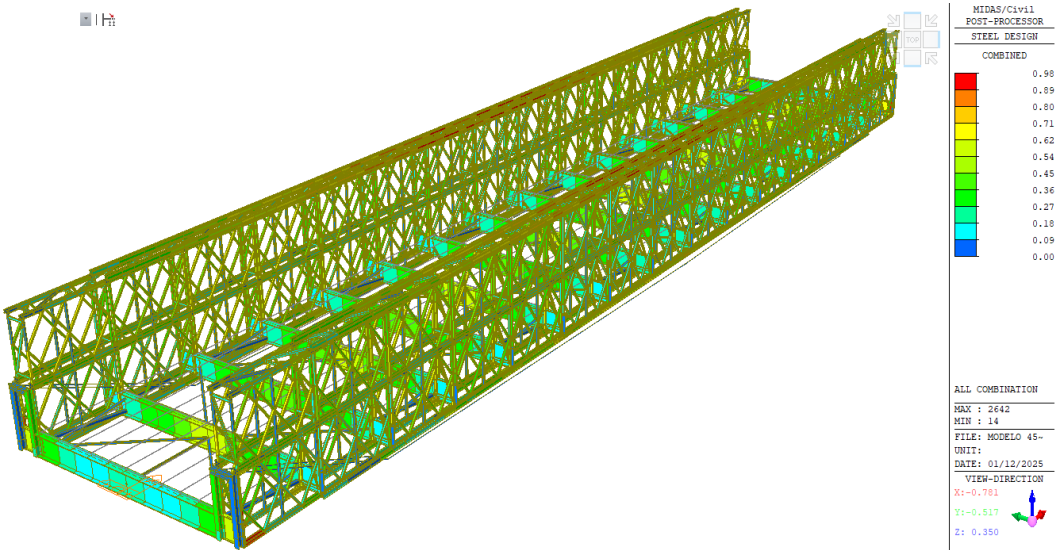


Figura 102

Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : kgf , cm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	2002	1	☐	Montante Estandar
	0.816	0.029		A572-50 3515.35
	2642	2	☐	Brida 4"
OK	0.981	0.095		A572-50 3515.35
	5051	3	☐	Viga doble via
OK	0.489	0.101		A572-50 3515.35
	3914	5	☐	Cordon Refuerzo
OK	0.944	0.005		A572-50 3515.35
	7156	6	☐	Diagonal Estandar
OK	0.590	0.005		A572-50 3515.35
	6688	8	☐	Tornapunta
OK	0.519	0.003		A572-50 3515.35
	4904	10	☐	Diagonal de Cordon
OK	0.119	0.003		A572-50 3515.35
	4978	13	☐	Placa de union
OK	0.338	0.089		A572-50 3515.35
	6959	15	☐	Poste Final
OK	0.274	0.000		A572-50 3515.35
	2739	16	☐	Montante Corte
OK	0.927	0.007		A572-50 3515.35
	7050	18	☐	Viga Ext doble via
OK	0.580	0.150		A572-50 3515.35

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

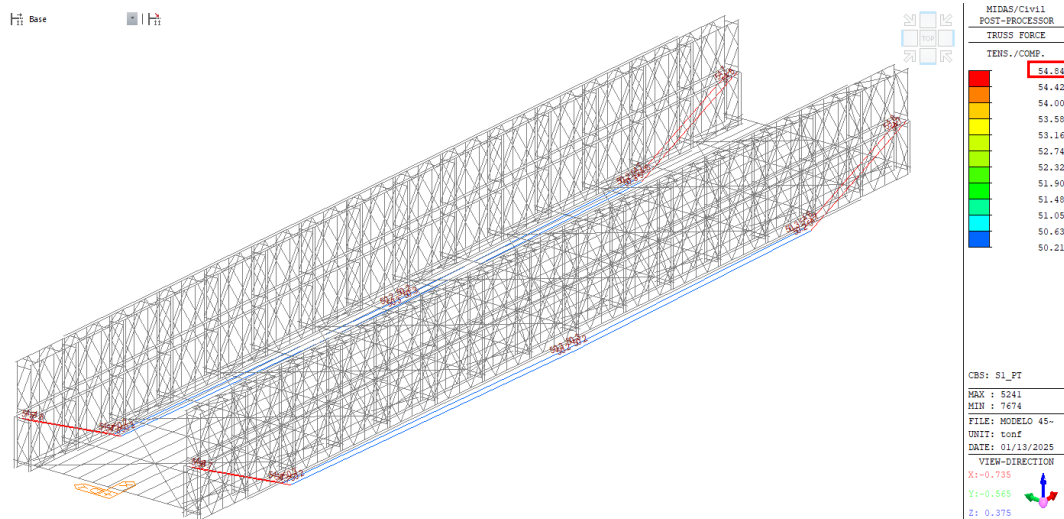
Graphic... Detail... Summary... Close

Verificación de Cable Postensado

Se hace la verificación de los cables en base a la fuerza aplicada.

Figura 103

Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p = 54.84 \text{ tonf}$.



Número de cables:	$N := 16$
Área del cable de acero:	$A_s := 1.4 \text{ cm}^2 +$
Resistencia a la Rotura:	$f_{pu} := 18900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Fuerza de Postensado:	$F_e := 4 \cdot 54.84 \text{ tonnef}$
Factor de Seguridad:	$FS := N \cdot A_s \cdot \frac{f_{pu}}{F_e} = 1.93$

Con la fuerza máxima producida en el postensado externo se obtuvo un factor de seguridad $FS=1.93$ en los cables, lo cual se considera adecuado.

A continuación, se calcula la fuerza inicial de tensado considerando 10% de pérdidas y embutimiento de 6mm:

Longitud Total de Cable:	$L_t := 46.72 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E := 2.004 \cdot 10^7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{e-1} := \frac{F_e}{N} = 13.71 \text{ tonnef}$
Fuerza adicional por embutimiento:	$F_{emb} := A_s \cdot E \cdot 6 \frac{\text{mm}}{L_t} = 0.36 \text{ tonnef}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{i-1} := F_{e-1} \cdot 1.10 + F_{emb} = 15.441 \text{ tonnef}$

Puente modular de 51.82m

Figura 104

Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.

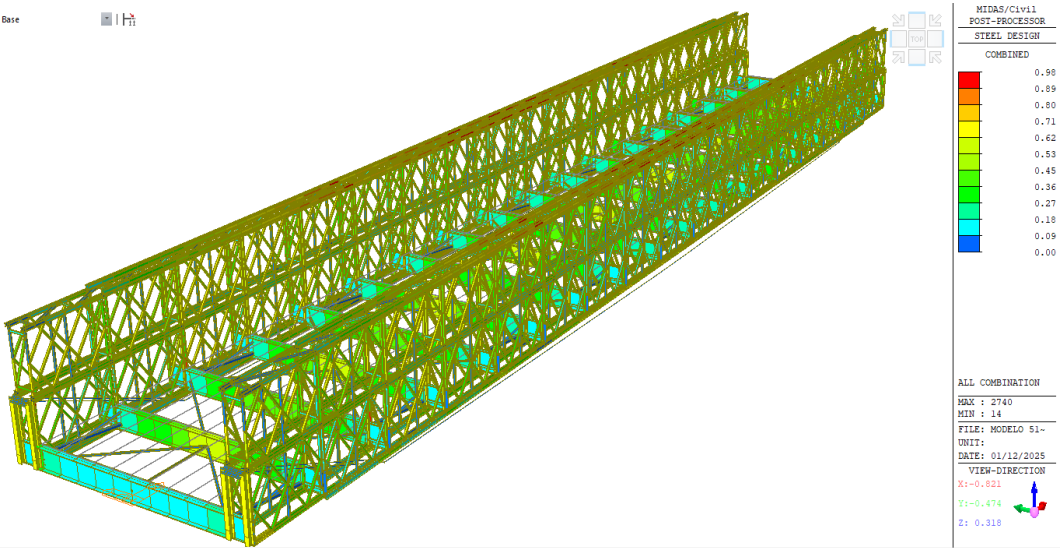


Figura 105

Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : tonf , mm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	1998	1	☐	Montante Estandar
	0.909	0.018		A572-50 0.03515
OK	397	2	☐	Brida 4"
	0.920	0.067		A572-50 0.03515
OK	5051	3	☐	Viga doble via
	0.484	0.101		A572-50 0.03515
OK	8954	5	☐	Cordon Refuerzo
	0.949	0.044		A572-50 0.03515
OK	3073	6	☐	Diagonal Estandar
	0.806	0.006		A572-50 0.03515
OK	8881	8	☐	Tornapunta
	0.614	0.004		A572-50 0.03515
OK	4885	10	☐	Diagonal de Cordon
	0.130	0.003		A572-50 0.03515
OK	1352	13	☐	Placa de union
	0.548	0.009		A572-50 0.03515
OK	2628	15	☐	Poste Final
	0.609	0.127		A572-50 0.03515
OK	2754	16	☐	Montante Corte
	0.981	0.291		A572-50 0.03515
OK	7050	18	☐	Viga Ext doble via
	0.311	0.067		A572-50 0.03515

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

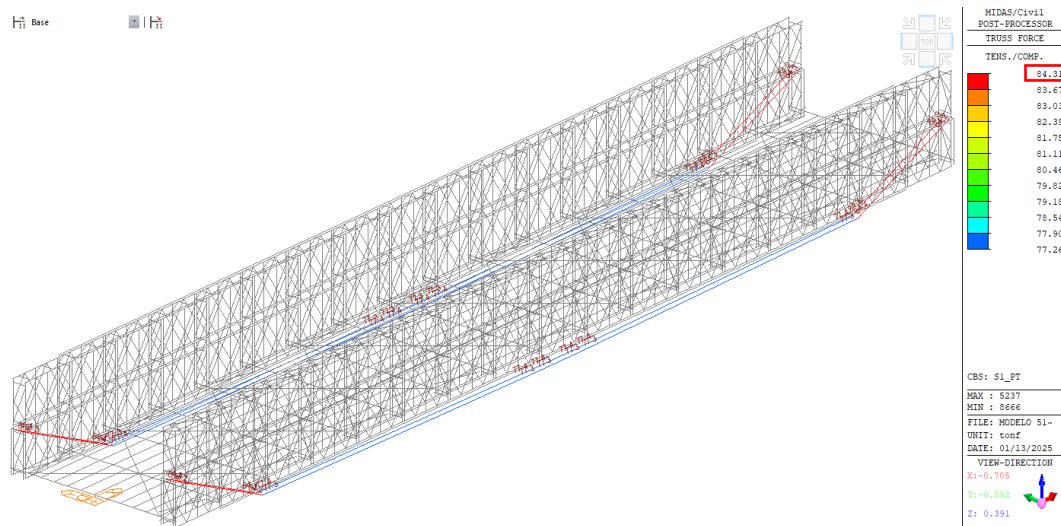
Graphic... Detail... Summary... Close

Verificación de Cable Postensado

Se hace la verificación de los cables en base a la fuerza aplicada.

Figura 106

Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p = 84.31 \text{ tonf}$.



Número de cables:	$N := 24$
Área del cable de acero:	$A_s := 1.4 \text{ cm}^2$
Resistencia a la Rotura:	$f_{pu} := 18900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Fuerza de Postensado:	$F_e := 4 \cdot 84.31 \text{ tonnef}$
Factor de Seguridad:	$FS := N \cdot A_s \cdot \frac{f_{pu}}{F_e} = 1.883$

Con la fuerza máxima producida en el postensado externo se obtuvo un factor de seguridad $FS=1.883$ en los cables, lo cual se considera adecuado.

A continuación, se calcula la fuerza inicial de tensado considerando 10% de pérdidas y embutimiento de 6mm:

Longitud Total de Cable:	$L_t := 52.82 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E := 2.004 \cdot 10^7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{e1} := \frac{F_e}{N} = 14.052 \text{ tonnef}$
Fuerza adicional por embutimiento:	$F_{emb} := A_s \cdot E \cdot 6 \frac{\text{mm}}{L_t} = 0.319 \text{ tonnef}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{i1} := F_{e1} \cdot 1.10 + F_{emb} = 15.776 \text{ tonnef}$

Puente modular de 60.96m

Figura 107

Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.

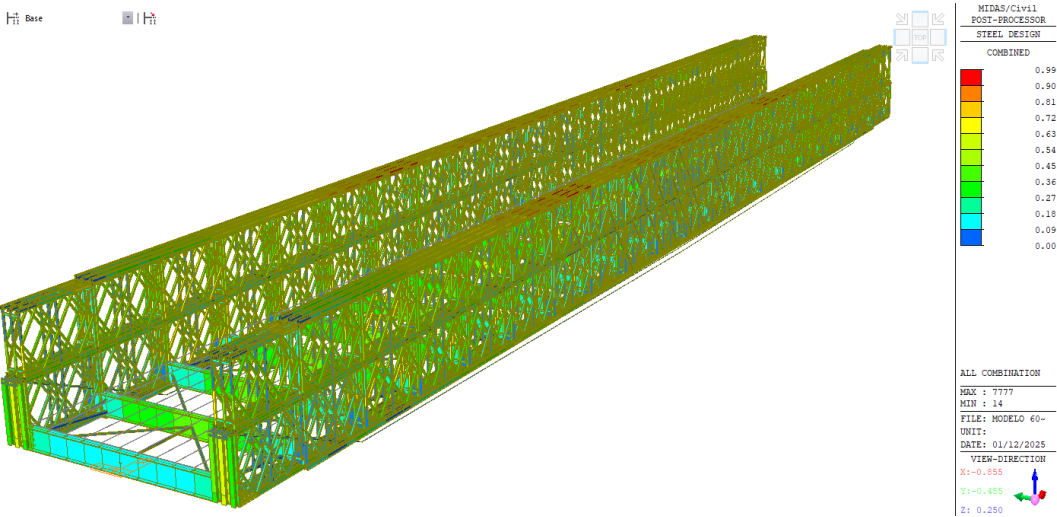


Figura 108

Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.

AASHTO-LRFD17 Code Checking Result Dialog

Code : AASHTO-LRFD17 Unit : kgf , cm

Sorted by ☐ Member ☒ Property Change... Update...

CH	MEMB	SECT	SEL	Section
K	COM	SHR		Material Fy
OK	1998	1	☐	Montante Estandar
	0.785	0.015		A572-50 3515.35
OK	11581	2	☐	Brida 4"
	0.939	0.085		A572-50 3515.35
OK	7488	3	☐	Viga doble via
	0.488	0.100		A572-50 3515.35
OK	7777	5	☐	Cordon Refuerzo
	0.994	0.041		A572-50 3515.35
OK	843	6	☐	Diagonal Estandar
	0.492	0.003		A572-50 3515.35
OK	15158	8	☐	Tornapunta
	0.580	0.002		A572-50 3515.35
OK	15220	10	☐	Diagonal de Cordon
	0.288	0.004		A572-50 3515.35
OK	7431	13	☐	Placa de union
	0.439	0.234		A572-50 3515.35
OK	13944	15	☐	Poste Final
	0.485	0.081		A572-50 3515.35
OK	2808	16	☐	Montante Corte
	0.571	0.004		A572-50 3515.35
OK	7046	18	☐	Viga Ext doble via
	0.311	0.101		A572-50 3515.35

☐ Connect Model View View Result Ratio...

Select All Unselect All Re-calculation >>

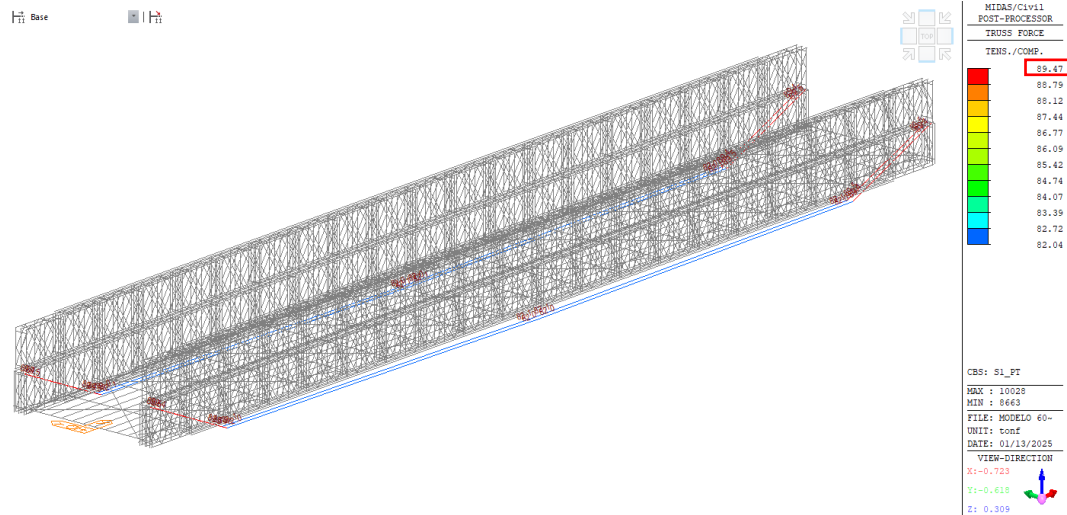
Graphic... Detail... Summary... Close

Verificación de Cable Postensado

Se hace la verificación de los cables en base a la fuerza aplicada.

Figura 109

Fuerzas máxima producida en el postensado externo (4 elementos) $F_p = 89.47 \text{ tonf}$.



Número de cables:	$N := 24$
Área del cable de acero:	$A_s := 1.4 \text{ cm}^2$
Resistencia a la Rotura:	$f_{pu} := 18900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Fuerza de Postensado:	$F_e := 4 \cdot 89.47 \text{ tonnef}$
Factor de Seguridad:	$FS := N \cdot A_s \cdot \frac{f_{pu}}{F_e} = 1.774$

Con la fuerza máxima producida en el postensado externo se obtuvo un factor de seguridad $FS=1.883$ en los cables, lo cual se considera adecuado.

A continuación, se calcula la fuerza inicial de tensado considerando 10% de pérdidas y embutimiento de 6mm:

Longitud Total de Cable:	$L_t := 61.96 \text{ m}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E := 2.004 \cdot 10^7 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{e-1} := \frac{F_e}{N} = 14.912 \text{ tonnef}$
Fuerza adicional por embutimiento:	$F_{emb} := A_s \cdot E \cdot 6 \frac{\text{mm}}{L_t} = 0.272 \text{ tonnef}$
Fuerza de Postensado Final por cable:	$F_{i-1} := F_{e-1} \cdot 1.10 + F_{emb} = 16.675 \text{ tonnef}$

4.2.3.3 Relación de Ratios y cuadros de mejora - comparativa

Puente modular de 30.48m

Tabla 4

Ratios de D/C del Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil

Tensado: 80tonf	Sin postensado	Con postensado	Mejora
MONTANTE ESTANDAR	62.9%	57.6%	5.3%
BRIDA 4"	91.2%	98.4%	-7.2%
VIGA DOBLE VIA	47.0%	46.4%	0.6%
CORDON DE REFUERZO	113.6%	98.6%	15.0%
DIAGONAL ESTANDAR	73.2%	47.4%	25.8%
TORNAPUNTA	59.5%	66.4%	-6.9%
DIAGONAL DE CORDON	25.8%	28.2%	-2.4%
PLACA DE UNION	39.4%	72.9%	-33.5%
POSTE FINAL	22.5%	39.6%	-17.1%
MONTANTE DE CORTE	46.2%	33.9%	12.3%
VIGA EXTERNA	25.5%	25.1%	0.4%

Nota: Ratios analizados para el Puente de 30.48m verificando la mejora considerable en elementos principales.

Puente modular de 36.58m

Tabla 5

Ratios de D/C del Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil

Tensado: 60tonf	Sin postensado	Con postensado	Mejora
MONTANTE ESTANDAR	74.1%	70.0%	4.1%
BRIDA 4"	95.7%	84.3%	11.4%
VIGA DOBLE VIA	47.0%	45.9%	1.1%
CORDON DE REFUERZO	119.3%	91.7%	27.6%
DIAGONAL ESTANDAR	69.7%	50.0%	19.7%
TORNAPUNTA	44.5%	49.3%	-4.8%
DIAGONAL DE CORDON	12.3%	10.8%	1.5%
PLACA DE UNION	34.8%	38.9%	-4.1%
POSTE FINAL	62.6%	44.6%	18.0%
MONTANTE DE CORTE	69.8%	66.6%	3.2%
VIGA EXTERNA	28.8%	19.7%	9.1%

Nota: Ratios analizados para el Puente de 36.58m verificando la mejora considerable en elementos principales.

Puente modular de 45.72m

Tabla 6

Ratios de D/C del Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil

Tensado: 60 tonf	Sin postensado	Con postensado	Mejora
MONTANTE ESTANDAR	78.9%	80.4%	-1.5%
BRIDA 4"	101.8%	92.7%	9.1%
VIGA DOBLE VIA	47.3%	46.2%	1.1%
CORDON DE REFUERZO	112.0%	93.9%	18.1%
DIAGONAL ESTANDAR	80.1%	58.4%	21.7%
TORNAPUNTA	45.5%	52.2%	-6.7%
DIAGONAL DE CORDON	12.8%	11.6%	1.2%
PLACA DE UNION	36.5%	37.2%	-0.7%
POSTE FINAL	65.4%	50.3%	15.1%
MONTANTE DE CORTE	83.6%	66.4%	17.2%
VIGA EXTERNA	42.5%	27.6%	14.9%

Nota: Ratios analizados para el Puente de 45.72m verificando la mejora considerable en elementos principales.

Puente modular de 51.82m

Tabla 7

Ratios de D/C del Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil

Tensado: 90 tonf	Sin postensado	Con postensado	Mejora
MONTANTE ESTANDAR	82.9%	90.9%	-8.0%
BRIDA 4"	104.0%	92.0%	12.0%
VIGA DOBLE VIA	47.1%	46.4%	0.7%
CORDON DE REFUERZO	127.9%	94.9%	33.0%
DIAGONAL ESTANDAR	87.9%	60.6%	27.3%
TORNAPUNTA	46.5%	61.4%	-14.9%
DIAGONAL DE CORDON	26.3%	13.0%	13.3%
PLACA DE UNION	44.5%	54.8%	-10.3%
POSTE FINAL	74.0%	60.9%	13.1%
MONTANTE DE CORTE	90.1%	98.1%	-8.0%
VIGA EXTERNA	54.6%	31.1%	23.5%

Nota: Ratios analizados para el Puente de 51.82m verificando la mejora considerable en elementos principales.

Puente modular de 60.96m

Tabla 8

Ratios de D/C del Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil

Tensado: 90 tonf	Sin postensado	Con postensado	Mejora
MONTANTE ESTANDAR	70%	77%	-6.2%
BRIDA 4"	102%	94%	8.1%
VIGA DOBLE VIA	47%	47%	0.3%
CORDON DE REFUERZO	118%	99%	18.3%
DIAGONAL ESTANDAR	71%	49%	22.1%
TORNAPUNTA	49%	58%	-8.8%
DIAGONAL DE CORDON	31%	29%	2.5%
PLACA DE UNION	48%	44%	4.2%
POSTE FINAL	64%	49%	15.7%
MONTANTE DE CORTE	72%	57%	15.0%
VIGA EXTERNA	59%	31%	28.0%

Nota: Ratios analizados para el Puente de 51.82m verificando la mejora considerable en elementos principales.

Como se puede observar en la variación de ratios, en el Puente de 30.48m el cual es de configuración TSR3 al tener solo un nivel de paneles el efecto del postensado externo anclado en los postes finales se comporta de manera diferente al de los siguientes puentes, es por ello por lo que se evidencia una mayor demanda en los arriostres superiores como placas de unión pero aún así estando dentro de los límites permitidos, asimismo, en las bridas de 4" debido a que el efecto va directamente hacia estos, se da una disminución en los ratios de D/C del 7.2%, esto debido a que si se disminuye la cantidad de cables o fuerza de tensado, disminuirían también los ratios de D/C de los cordones de refuerzo.

Se hizo un cuadro comparativo de acuerdo con la cantidad de tensado que se encuentra directamente proporcional a los ratios de D/C que tienen los cordones de refuerzo y las bridas superiores.

Tabla 9

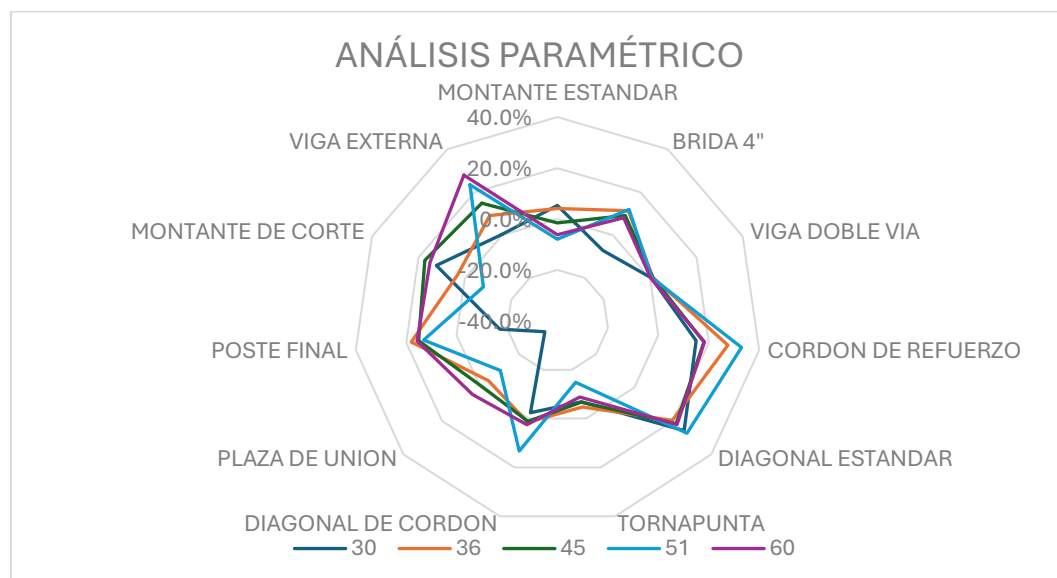
Cuadro comparativo de los Ratios de D/C del Puente Modular de GR50 con postensado en Midas Civil en la que se evidencia una mejora considerable en los elementos principales.

Configuración	TSR3	DDR2	DDR2H	DDR2H	TDR3H
Tensado	60tonf	60tonf	60tonf	90tonf	90tonf
MEJORA					
	30	36	45	51	60
MONTANTE ESTANDAR	5.3%	4.1%	-1.5%	-8.0%	-6.2%
BRIDA 4"	-7.2%	11.4%	9.1%	12.0%	8.1%
VIGA DOBLE VIA	0.6%	1.1%	1.1%	0.7%	0.3%
CORDON DE REFUERZO	15.0%	27.6%	18.1%	33.0%	18.3%
DIAGONAL ESTANDAR	25.8%	19.7%	21.7%	27.3%	22.1%
TORNAPUNTA	-6.9%	-4.8%	-6.7%	-14.9%	-8.8%
DIAGONAL DE CORDON	-2.4%	1.5%	1.2%	13.3%	2.5%
PLAZA DE UNION	-33.5%	-4.1%	-0.7%	-10.3%	4.2%
POSTE FINAL	-17.1%	18.0%	15.1%	13.1%	15.7%
MONTANTE DE CORTE	12.3%	3.2%	17.2%	-8.0%	15.0%
VIGA EXTERNA	0.4%	9.1%	14.9%	23.5%	28.0%

Nota: Ratios analizados para las diferentes luces del Puente Modular verificando la mejora considerable en elementos principales.

Figura 110

Dispersión de los Ratios de D/C del Puente Modular de GR50 con postensado en Midas Civil en la que observa la desviación en función a la variación porcentual de los ratios para las distintas luces de 30.48m hasta 60.96m.

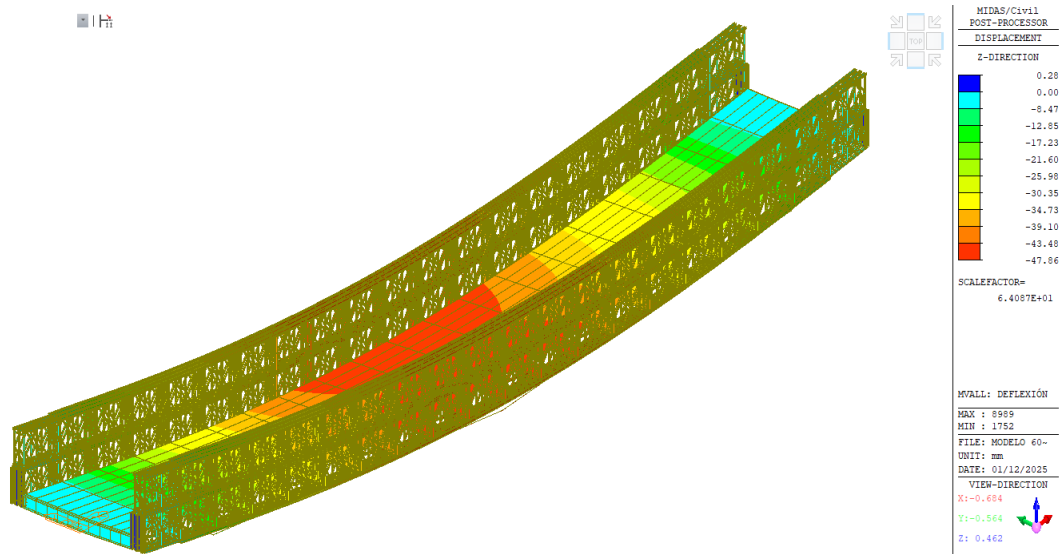


4.2.3.4 Relación de deflexiones y cuadros de mejora - comparativa

Según la AASHTO LRFD la deflexión debido a la carga vehicular se evalúan para la deflexión del puente por carga móvil según los siguientes casos.

Figura 111

Envolvente de deflexiones en la superestructura debido al 25% del camión de diseño y 100% de la carga de carril (mm).



- 100% (Camión o Tandem) $\times$ (1 + Impacto) 6
 - 25% (Camión o Tandem) $\times$ (1 + Impacto) + Carril
- $(\delta_{\max} = \downarrow 47.86 \text{ mm})$

$$\delta_{\max} = 47.86 \text{ mm} < \frac{L}{800} = 76.20 \text{ mm OK!}$$

Tabla 10

Verificación de deflexiones para cada luz de puente y su respectiva configuración.

PUENTE MODULAR	LUZ (m)	d [Deflexión (mm)]	L/800 (mm)	d < L/800
TSR3	30.48	32.69	38.10	¡Cumple!
DDR2	36.58	25.15	45.72	¡Cumple!
DDR2H	45.72	34.65	57.15	¡Cumple!
DDR2H	51.82	42.53	64.77	¡Cumple!
TDR3H	60.96	47.86	76.20	¡Cumple!

Nota: Verificación de deflexiones verificando el límite correspondiente a cada luz analizada.

Debido al efecto del postensado externo, al analizar las deflexiones en servicio se evidencia una mejora considerable

Figura 112

Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al peso propio de la estructura.

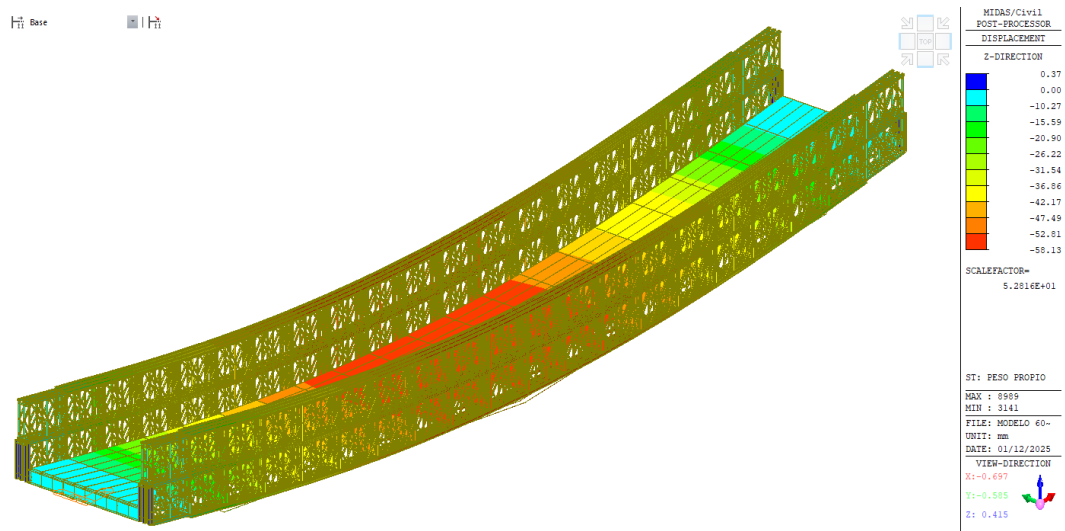


Figura 113

Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido a la sobrecarga vehicular HL93.

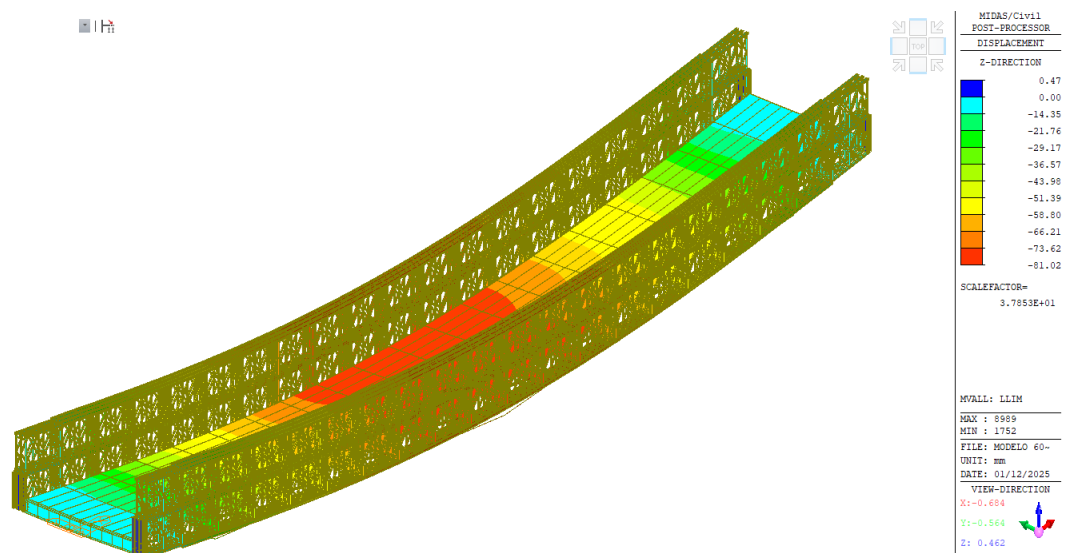


Figura 114

Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 debido al efecto del postensado externo.

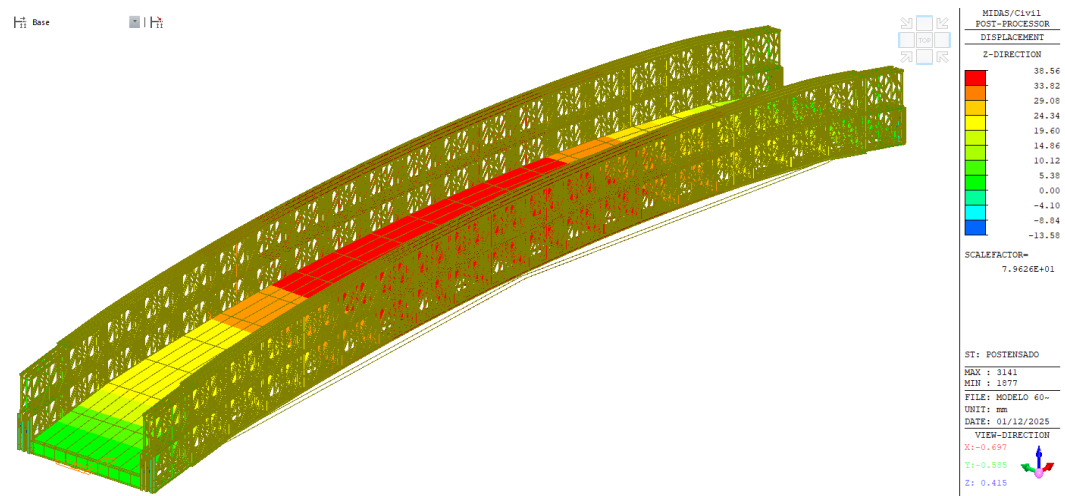


Figura 115

Deflexiones del Puente Modular de 60.96m de GR50 en servicio I.

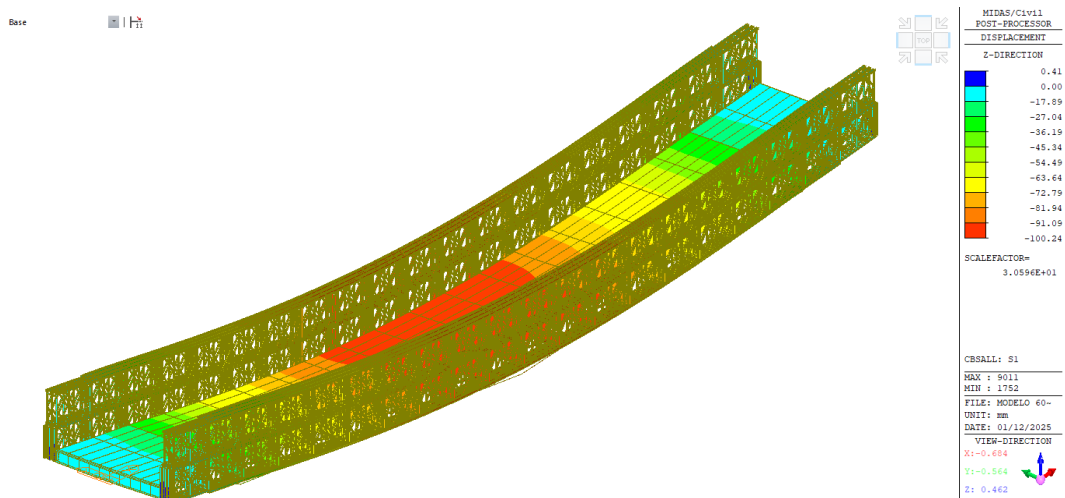


Tabla 11

Comparación de deflexiones para cada luz de puente con su respectiva configuración.

PUENTE MODULAR	LUZ (m)	d [Peso Propio (mm)]	d [LLIM (mm)]	d [Postensado (mm)]	d [Servicio (mm)]
TSR3	30.48	16.42	45.97	31.34	31.05
DDR2	36.58	14.83	36.72	20.31	31.24
DDR2H	45.72	16.42	45.97	31.34	31.05
DDR2H	51.82	38.6	71.32	40.51	69.41
TDR3H	60.96	58.13	81.02	38.56	100.59

Nota: Verificación de deflexiones verificando el límite correspondiente a cada luz analizada para cada carga.

4.2.3.5 Esfuerzos en servicio (S1)

Considerando los efectos del postensado en servicio, se evidencian mejoras considerables en elementos principales debido a una redistribución del efecto de las cargas.

Figura 116

Esfuerzos en las bridas y cordones de refuerzo en kg/cm² en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 sin postensado en Midas Civil.

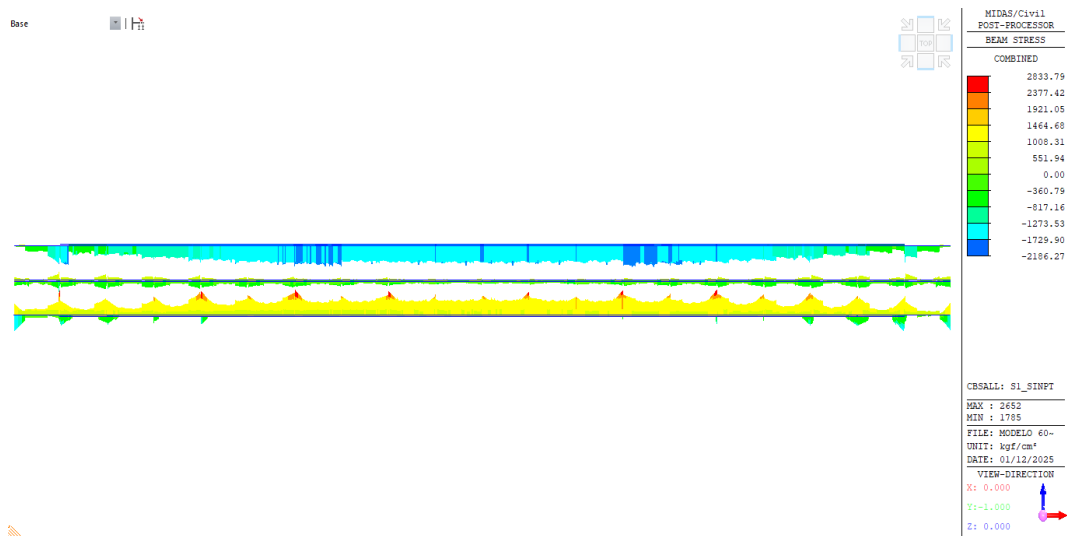


Figura 117

Esfuerzos en las bridas y cordones de refuerzo en kg/cm² en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 con postensado externo en Midas Civil.

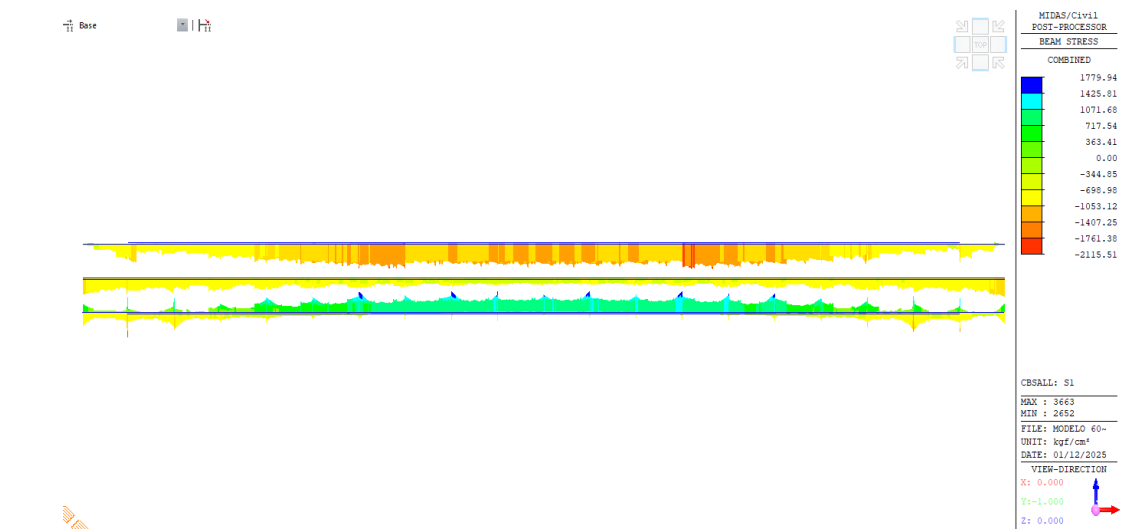


Figura 118

Esfuerzos en vigas transversales en kg/cm² en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 sin postensado externo en Midas Civil.

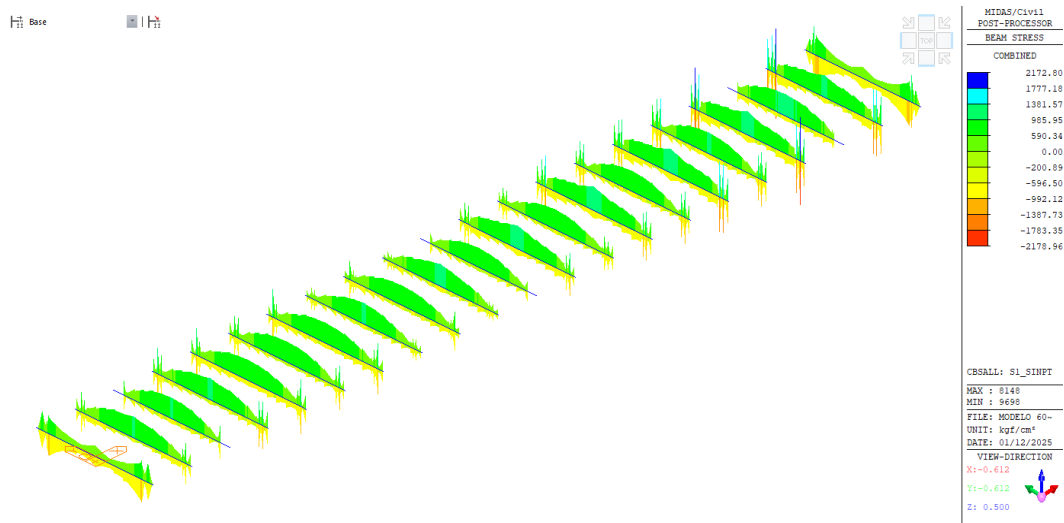
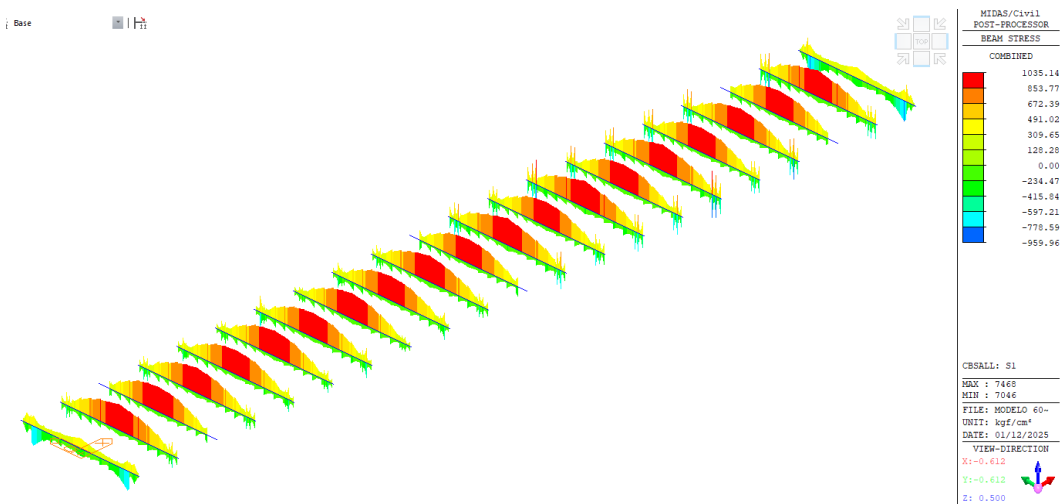


Figura 119

Esfuerzos de las vigas transversales en kg/cm² en la combinación Servicio I del puente modular de GR50 con postensado externo en Midas Civil.

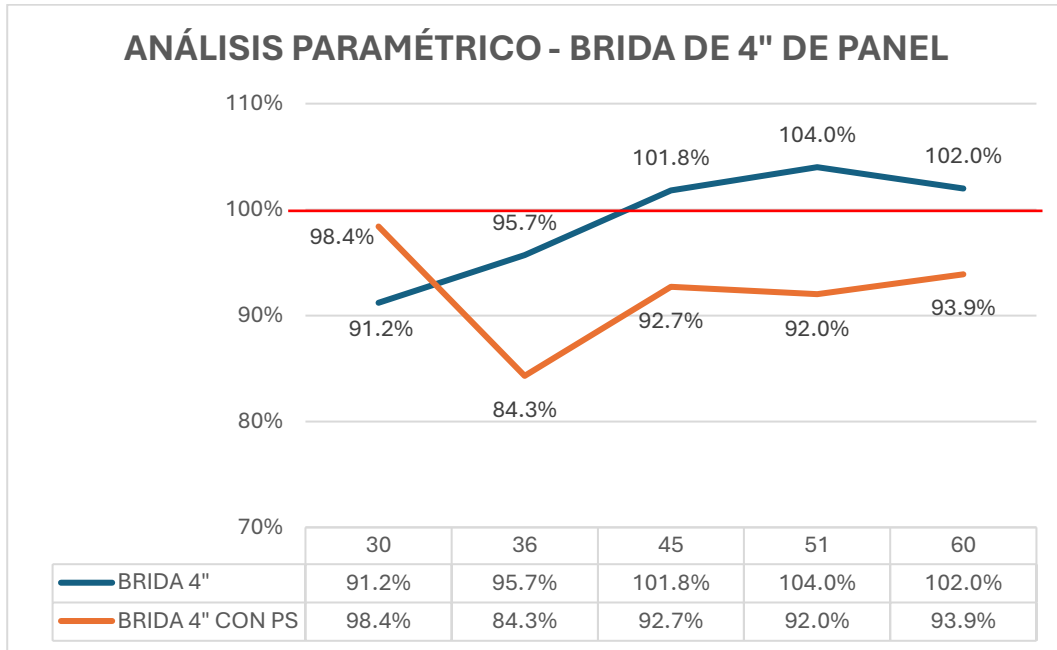


Al tener la componente vertical de la fuerza de los cables postensados, parte del peso propio se contrarresta con dicha fuerza, permitiendo que, al pasar los vehículos, estos generen menores esfuerzos en los elementos en tracción y compresión, permitiendo que los cables de manera conjunta con la estructura metálica, reciban menos esfuerzos por parte de la sobrecarga vehicular y así esta pueda mejorar las condiciones estructurales del Puente Modular.

4.2.3.6 Análisis paramétrico de Bridas

Figura 120

Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las Bridas de 4" de Panel del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.



En relación con el análisis del puente de 30.48m se evidencia un aumento en los ratios de D/C debido a que al tener una configuración TSR3 el efecto del postensado va directamente afectando a las bridas y generando esfuerzos de compresión local, mientras más era la fuerza de tensado , mayor aumentaban los ratios de D/C en las bridas , por ende se llegó a un valor intermedio en el que tanto la Brida Superior y el Cordón de refuerzo estuvieran dentro del límite permitido cumpliendo con la normativa vigente.

En relación con el análisis del puente de 36.58m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 por lo que el efecto de la fuerza de tensado externo se distribuye en la brida superior del panel inferior y en la brida inferior del panel superior, así como en toda la armadura la cual está unida por bulones teniendo una mejora del 95.7% al 84.3%

En relación con el análisis del puente de 45.72m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 101.8% por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 60tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 92.7%.

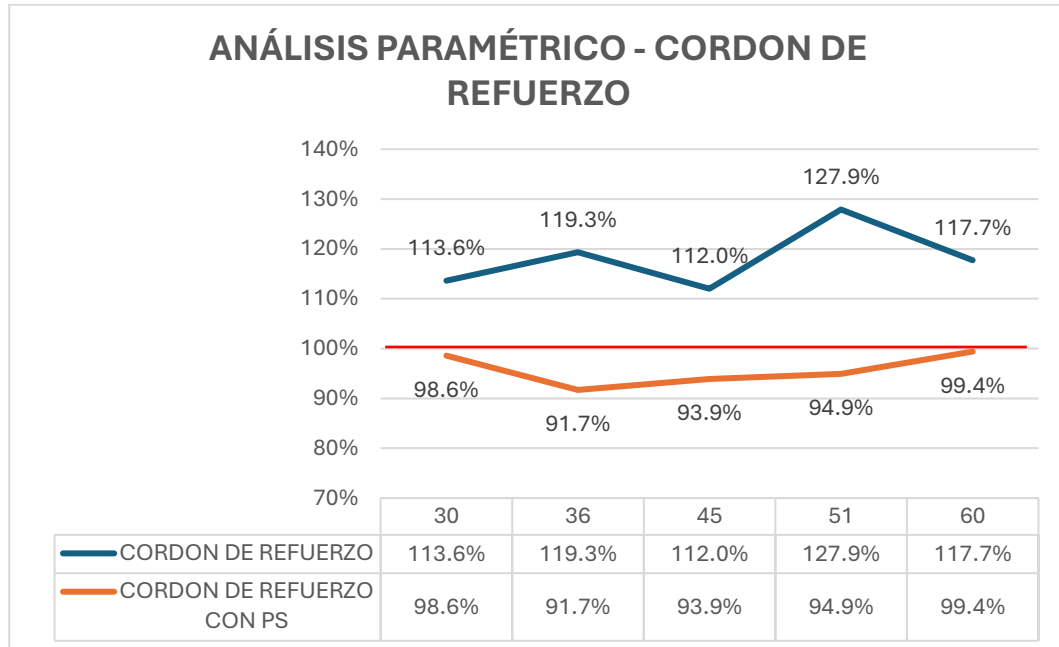
En relación con el análisis del puente de 51.82m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 104.0% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , sin embargo no son suficientes para poder cumplir con la normativa de diseño, por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 90tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 92.0%.

En relación con el análisis del puente de 60.96m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo TDR3SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 102.0% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , sin embargo no son suficientes para poder cumplir con la normativa de diseño, por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 90tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 93.9%

4.2.3.7 Análisis paramétrico de Cordones de refuerzo

Figura 121

Análisis paramétrico de los ratios de D/C de los cordones de refuerzo del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.



En relación con el análisis del puente de 30.48m se evidencia un aumento en los ratios de D/C debido a que al tener una configuración TSR3 el efecto del postensado va directamente afectando a los cordones de refuerzo y generando esfuerzos de compresión local, mientras más era la fuerza de tensado , mayor aumentaban los ratios de D/C en las bridas , por ende se llegó a un valor intermedio en el que tanto la Brida Superior y el Cordon de refuerzo estuvieran dentro del límite permitido cumpliendo con la normativa vigente teniendo una mejora del 113.6% al 98.6% en los cordones.

En relación con el análisis del puente de 36.58m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 por lo que el efecto de la fuerza de tensado externo se distribuye en la brida superior del panel inferior y en la brida inferior del panel superior, así como en toda la armadura la cual está unida por bulones teniendo una mejora del 119.3% al 91.7%

En relación con el análisis del puente de 45.72m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 112.0% por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 60tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 93.9%.

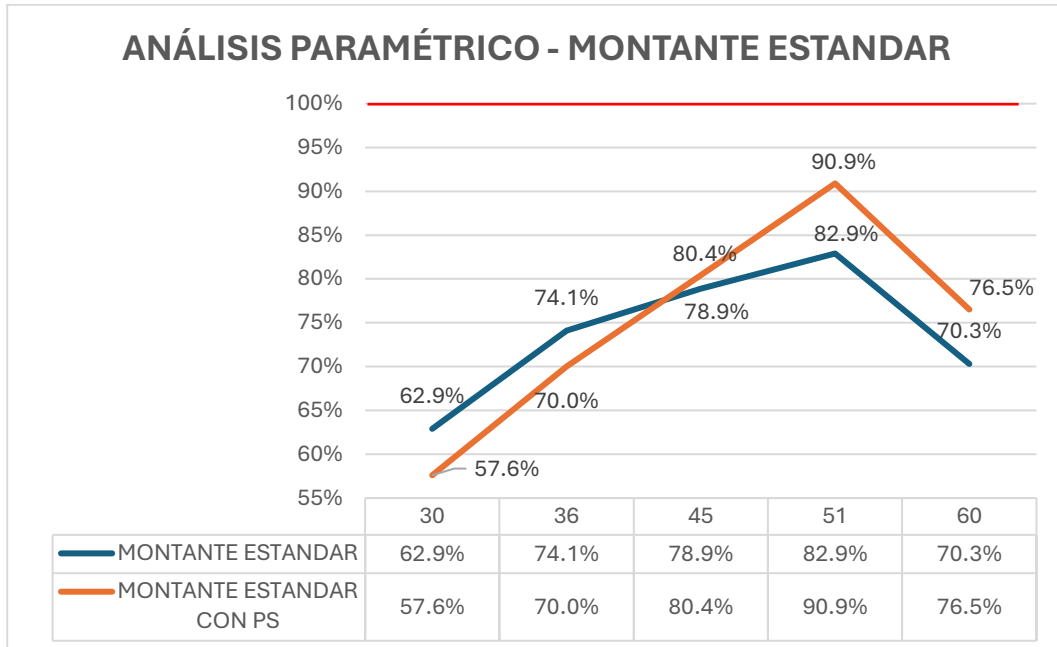
En relación con el análisis del puente de 51.82m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 112.0% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , sin embargo no son suficientes para poder cumplir con la normativa de diseño, por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 90tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 93.9%.

En relación con el análisis del puente de 60.96m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo TDR3SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C superan los límites permitidos por la AASHTO LRFD con un valor de 117.7% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , sin embargo no son suficientes para poder cumplir con la normativa de diseño, por lo que es imprescindible implementar el postensado externo, con una fuerza de tensado de 90tonf dando una mejora en los ratios de D/C al 99.4%

4.3.2.8 Análisis paramétrico de Montante de Paneles

Figura 122

Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las montantes de los paneles del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.



En relación con el análisis del puente de 30.48m se evidencia un aumento en los ratios de D/C debido a que al tener una configuración TSR3 el efecto del postensado va directamente afectando a los cordones de refuerzo y generando esfuerzos de compresión local, mientras más era la fuerza de tensado, si bien las montantes no presentan mayores problemas debido a que estas ya son fabricadas por el mismo acero ASTM A572 GR50, se evidencia una mejora considerable debido al postensado y a la redistribución de esfuerzos de un 62.9% a un 57.6%

En relación con el análisis del puente de 36.58m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 por lo que el efecto de la fuerza de tensado externo se distribuye en la brida superior del panel inferior y en la brida inferior del panel superior, así como en toda la armadura la cual está unida por bulones teniendo una mejora del 74.1% al 70.0%

En relación con el análisis del puente de 45.72m se evidencia que debido a que la configuración es de tipo DDR2 y al aumentar la luz a esta longitud mencionada el efecto del postensado hace que en las zonas donde se ubica el desviador, este se genere un poco más de esfuerzos locales y los ratios de D/C aumenten de un 78.9% a un 80.4%, sin embargo, se encuentra muy por debajo de los límites de diseño.

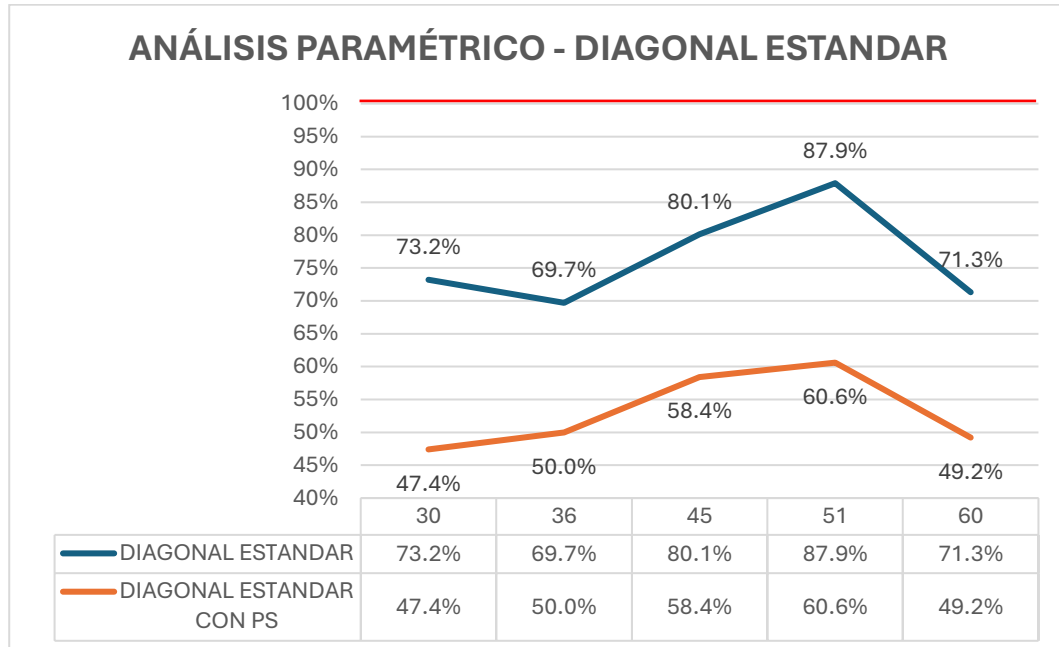
En relación con el análisis del puente de 51.82m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2SH, pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C aumentan de un 82.9% a un 90.9%, adicional a ello, esta configuración contiene elementos de cordones de refuerzo Super Heavy, estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura.

En relación con el análisis del puente de 60.96m se evidencia un debido a que la configuración es de tipo TDR3SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C aumentan de un 70.3 a un 76.5% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , adicional al ser una configuración de 3 paneles aguas arriba , la distribución de la carga se da de una mejor manera con respecto al puente de 51.82m.

4.3.2.9 Análisis paramétrico de Diagonales de Paneles

Figura 123

Análisis paramétrico de los ratios de D/C de las diagonales del Panel del Puente Modular de GR50 con postensado y sin postensado externo.



En relación con el análisis del puente de 30.48m se evidencia un aumento en los ratios de D/C debido a que al tener una configuración TSR3 el efecto del postensado va directamente afectando a los cordones de refuerzo y generando esfuerzos de compresión local, mientras más era la fuerza de tensado, si bien las montantes no presentan mayores problemas debido a que estas ya son fabricadas por el mismo acero ASTM A572 GR50, se evidencia una mejora considerable debido al postensado y a la redistribución de esfuerzos de un 62.9% a un 57.6%

En relación con el análisis del puente de 36.58m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2 por lo que el efecto de la fuerza de tensado externo se distribuye en la brida superior del panel inferior y en la brida inferior del panel superior, así como en toda la armadura la cual está unida por bulones teniendo una mejora del 74.1% al 70.0%

En relación con el análisis del puente de 45.72m se evidencia que debido a que la configuración es de tipo DDR2 y al aumentar la luz a esta longitud mencionada el efecto del postensado hace que en las zonas donde se ubica el desviador, este se genere un poco más de esfuerzos locales y los ratios de D/C aumenten de un 78.9% a un 80.4%, sin embargo, se encuentra muy por debajo de los límites de diseño.

En relación con el análisis del puente de 51.82m se evidencia una mejora considerable debido a que la configuración es de tipo DDR2SH, pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C aumentan de un 82.9% a un 90.9%, adicional a ello, esta configuración contiene elementos de cordones de refuerzo Super Heavy, estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura.

En relación con el análisis del puente de 60.96m se evidencia un debido a que la configuración es de tipo TDR3SH pero al aumentar la luz a esta longitud mencionada, los ratios de D/C aumentan de un 70.3 a un 76.5% , adicional a ello , esta configuración contienen elementos de cordones de refuerzo Super Heavy , estos son más pesados y mejoran las capacidades de la misma superestructura , adicional al ser una configuración de 3 paneles aguas arriba , la distribución de la carga se da de una mejor manera con respecto al puente de 51.82m.

4.3 Análisis de fatiga

4.3.1 Análisis según Fatiga 1 y Fatiga 2

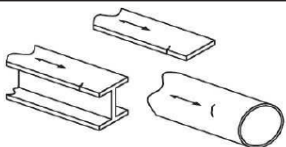
Para el análisis de fatiga se realiza el siguiente procedimiento.

Se detallan las categorías según Tabla 6.6.1.2.3-1 del código AASHTO LRFD 2020

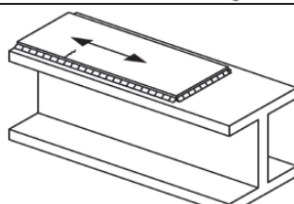
Figura 124

Categoría para estimar la constante A para el límite de fatiga.

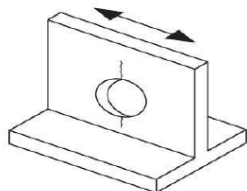
Brida sección Bruta:

Description	Category	Constant A (ksi) ³	Threshold $(\Delta F)_m$ ksi	Potential Crack Initiation Point	Illustrative Examples
Section 1—Plain Material away from Any Welding					
1.1 Base metal, except noncoated weathering steel, with rolled or cleaned surfaces. Flame-cut edges with surface roughness value of 1,000 μ -in. or less, but without re-entrant corners.	A	250×10^8	24	Away from all welds or structural connections	

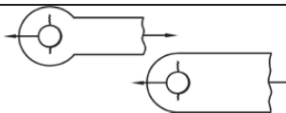
Montantes y diagonales:

3.4 Base metal and weld metal in partial length welded cover plates connected by continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress.	B	120×10^8	16	From surface or internal discontinuities in the weld away from the end of the weld	
---	---	-------------------	----	--	---

Sección neta del terminal Hembra:

1.5 Open holes in members (Brown et al., 2007).	D	22×10^8	7	In the net section originating at the side of the hole	
---	---	------------------	---	--	---

Sección neta del terminal Macho:

2.4 Base metal at the net section of eyebar heads or pin plates (Note: for base metal in the shank of eyebars or through the gross section of pin plates, see Condition 1.1 or 1.2, as applicable.)	E	11×10^8	4.5	In the net section originating at the side of the hole	
---	---	------------------	-----	--	--

Nota: fuente Tabla 6.6.1.2.3-1 del código AASHTO LRFD 2020

4.3.2 Estimación de vida útil para Puentes modulares con Postensado

Puente de 30.48m

Figura 125

Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil.

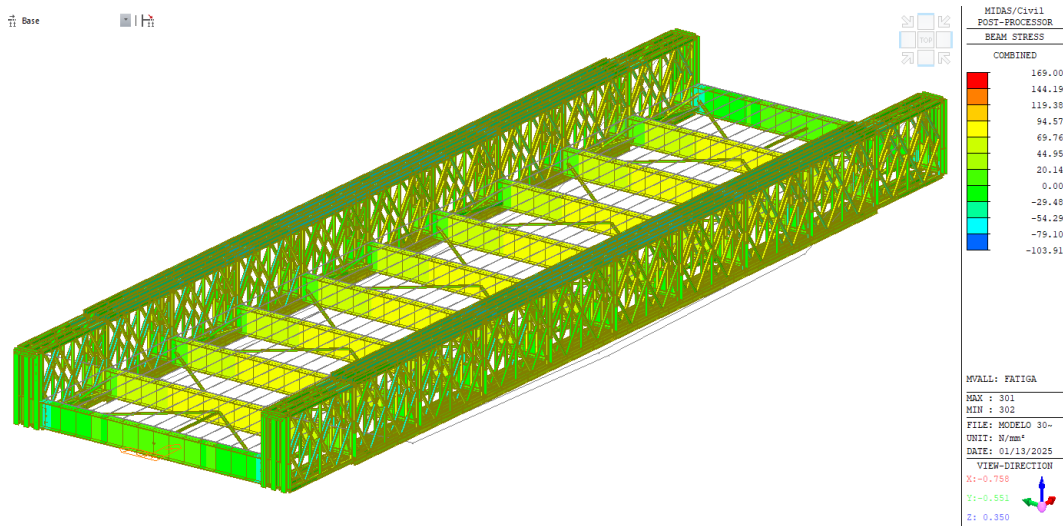


Tabla 12

Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 30.48m de GR50 con postensado en Midas Civil

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	Ac (Ksi^3)	Δ F (Ksi) Demanda	N [# de Ciclos]	N [# Ciclos > 1MM]
Montante	B	1200000 0000	9.15	15,654,906	¡Cumple!
Diagonal	B	1200000 0000	7.87	24,634,248	¡Cumple!
Brida Sección Bruta	A	2500000 0000	8.35	42,877,539	¡Cumple!
Terminal Macho	E	1100000 000	5.73	5,836,729	¡Cumple!
Terminal Hembra	D	2200000 000	6.73	7,232,171	¡Cumple!

Nota: Verificación por fatiga de los elementos que cumplen, estos son los propuestos por el nuevo diseño.

Puente de 36.58m

Figura 126

Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil.

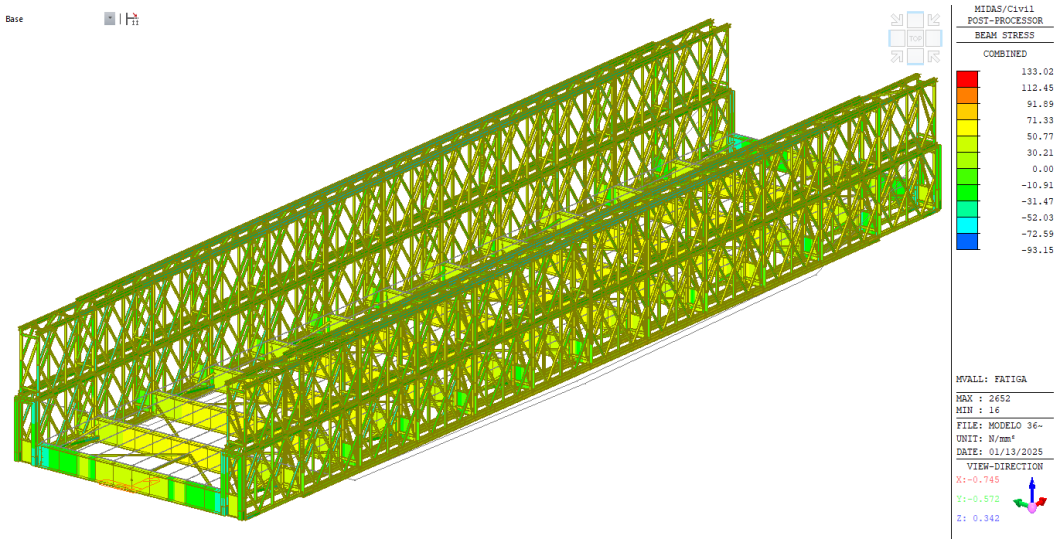


Tabla 13

Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 36.58m de GR50 con postensado en Midas Civil

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	Ac (Ksi^3)	Δ F (Ksi) Demanda	N [# de Ciclos]	N [# Ciclos > 1MM]
Montante	B	1200000 0000	10.50	10,363,891	¡Cumple!
Diagonal	B	1200000 0000	7.01	34,905,763	¡Cumple!
Brida Sección Bruta	A	2500000 0000	8.35	42,877,539	¡Cumple!
Terminal Macho	E	1100000 000	5.82	5,574,653	¡Cumple!
Terminal Hembra	D	2200000 000	6.90	6,685,888	¡Cumple!

Nota: Verificación por fatiga de los elementos que cumplen, estos son los propuestos por el nuevo diseño.

Puente de 45.72m

Figura 127

Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil.

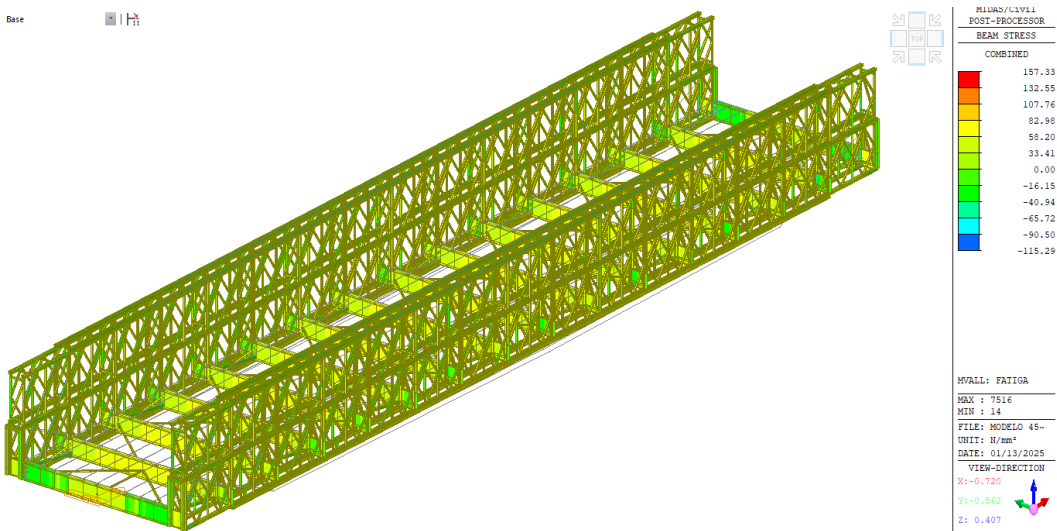


Tabla 14

Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 45.72m de GR50 con postensado en Midas Civil

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	Ac (Ksi^3)	Δ F (Ksi) Demanda	N [# de Ciclos]	N [# Ciclos > 1MM]
Montante	B	1200000 0000	11.11	8,750,890	¡Cumple!
Diagonal	B	1200000 0000	8.06	22,883,063	¡Cumple!
Brida Sección Bruta	A	2500000 0000	8.46	41,330,263	¡Cumple!
Terminal Macho	E	1100000 000	5.73	5,836,729	¡Cumple!
Terminal Hembra	D	2200000 000	6.81	6,971,893	¡Cumple!

Nota: Verificación por fatiga de los elementos que cumplen, estos son los propuestos por el nuevo diseño.

Puente de 51.82m

Figura 128

Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil.

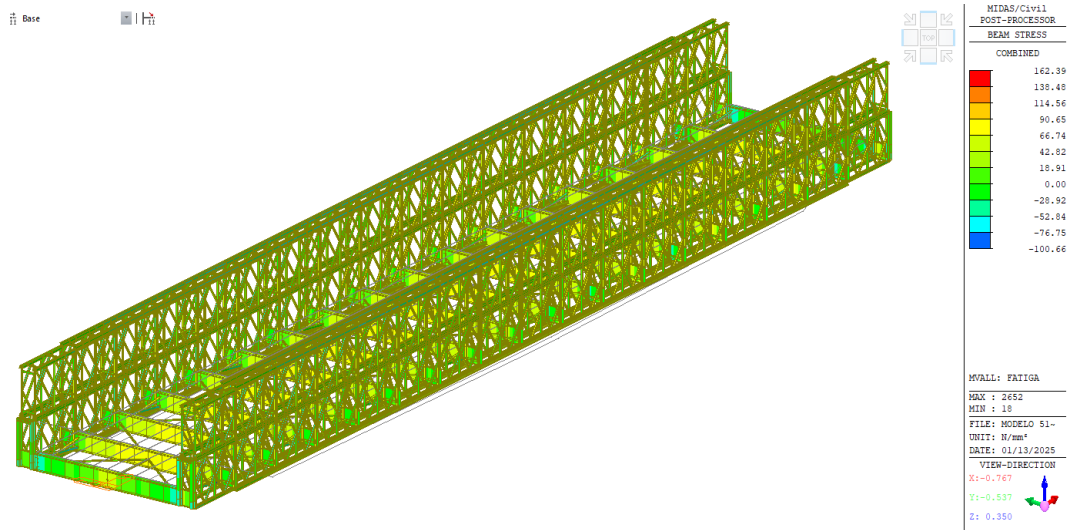


Tabla 15

Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 51.82m de GR50 con postensado en Midas Civil

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	Ac (Ksi^3)	Δ F (Ksi) Demanda	N [# de Ciclos]	N [# Ciclos > 1MM]
Montante	B	1200000 0000	10.78	9,588,973	¡Cumple!
Diagonal	B	1200000 0000	7.58	27,541,084	¡Cumple!
Brida Sección Bruta	A	2500000 0000	8.31	43,554,540	¡Cumple!
Terminal Macho	E	1100000 000	5.63	6,148,609	¡Cumple!
Terminal Hembra	D	2200000 000	6.69	7,340,864	¡Cumple!

Nota: Verificación por fatiga de los elementos que cumplen, estos son los propuestos por el nuevo diseño.

Puente de 60.96m

Figura 129

Valor máximos de esfuerzos debido al camión de fatiga Puente Modular de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil.

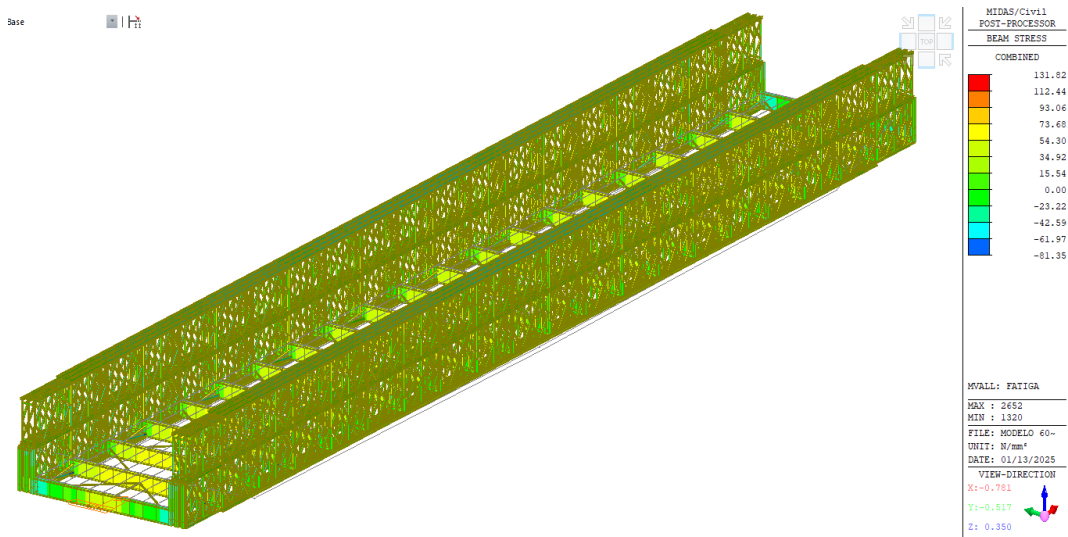


Tabla 16

Verificación por fatiga de los principales elementos del puente de 60.96m de GR50 con postensado en Midas Civil

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA	Ac (Ksi^3)	Δ F (Ksi) Demanda	N [# de Ciclos]	N [# Ciclos > 1MM]
Montante	B	1200000 0000	8.54	19,248,312	¡Cumple!
Diagonal	B	1200000 0000	5.81	61,225,307	¡Cumple!
Brida Sección Bruta	A	2500000 0000	7.32	63,624,321	¡Cumple!
Terminal Macho	E	1100000 000	4.97	8,981,496	¡Cumple!
Terminal Hembra	D	2200000 000	5.90	10,726,989	¡Cumple!

Nota: Verificación por fatiga de los elementos que cumplen, estos son los propuestos por el nuevo diseño.

4.4 **Análisis del anclaje y desviador**

Se realiza la verificación del anclaje y desviador del Puente de 60.96m con el fin de verificar dichos esfuerzos.

A continuación, se muestran los modelos del anclaje y el desviador del sistema de postensado:

Figura 130

Modelo del Anclaje.

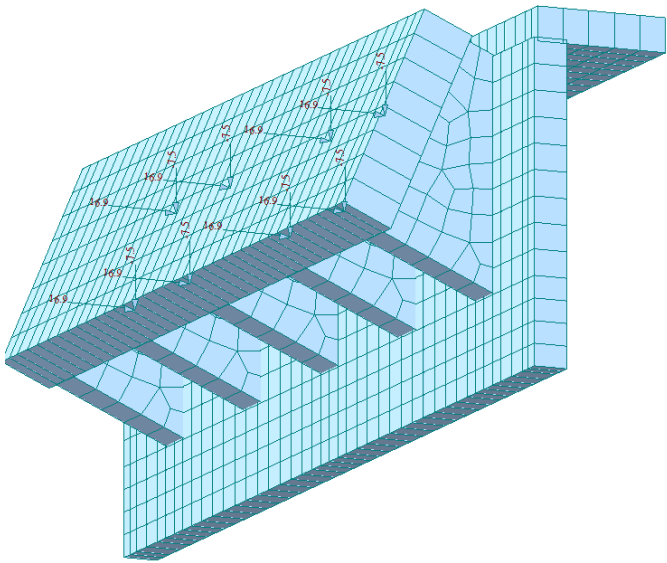


Figura 131

Modelo del Anclaje.

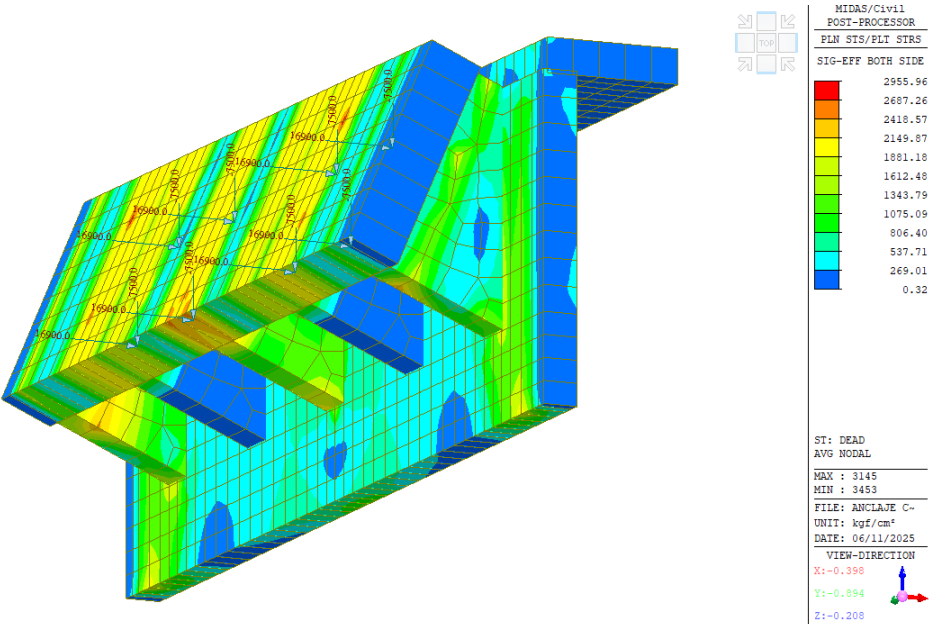
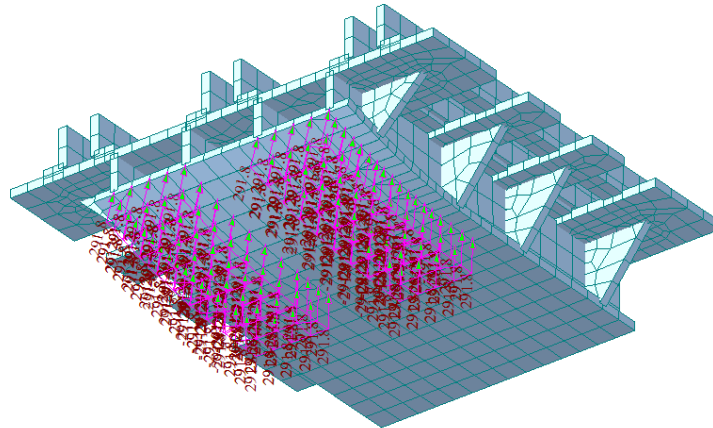


Figura 132

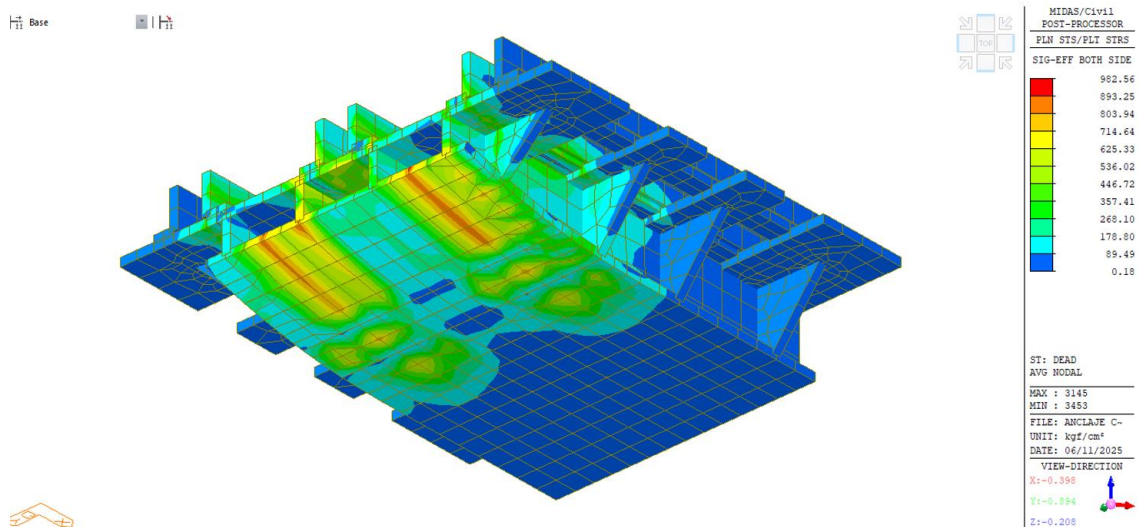
Modelo del Desviador.



Se procede a realizar el análisis y verificación de esfuerzos de los dispositivos de postensado.

Figura 133

Esfuerzos en el dispositivo de desviación de cables $\sigma_{\max}=982.6 \text{ kgf/cm}^2$.



De lo anterior se obtienen esfuerzos máximos de 2955 kgf/cm² en los dispositivos de sistema de postensado, siendo menores al 84%F_y del material que se usa en su fabricación por lo que se considera aceptable.

Capítulo V. Discusión de resultados

El análisis paramétrico realizado en esta investigación proporciona una visión detallada y cuantitativa sobre la viabilidad de utilizar perfiles de acero GR50, de producción nacional, en la fabricación de puentes modulares tipo Bailey para luces de 30 a 60 metros, sometidos a la sobrecarga vehicular HL93. La discusión de los resultados se articula en torno a los ejes de resistencia, servicio y vida útil, contrastando el comportamiento de las estructuras con y sin el refuerzo de postensado externo propuesto.

A pesar que en algunas ocasiones la misma brida como elemento si cumplía sin la necesidad del postensado, la mejora considerable se da directamente en el beneficio en conjunto del sistema y de la necesidad de utilizarlo para mejorar los ratios de D/C en los cordones de refuerzo.

Discusión sobre el Estado Límite de Resistencia

El punto de partida del análisis fue la verificación de los puentes modulares con acero GR50 sin ningún tipo de refuerzo. Los resultados fueron contundentes: para todas las luces analizadas, desde 30.48 m hasta 60.96 m, los elementos principales sometidos a flexión y tracción, específicamente los cordones de refuerzo y las bridas inferiores, fallaron en cumplir los requisitos del estado límite de Resistencia I de la norma AASHTO LRFD 2020. Se registraron ratios de Demanda/Capacidad (D/C) que alcanzaron valores de hasta 119.3% en el puente de 36.58 m y 127.9% en el de 51.82 m, lo que en la práctica significa una falla estructural. Este hallazgo confirma de manera irrefutable la problemática central de la tesis: la insuficiencia del acero GR50 por sí solo para las exigencias de diseño actuales.

La implementación del postensado externo modificó radicalmente este panorama. La introducción de una fuerza de compresión en la parte inferior de la estructura y una componente vertical en los puntos de desvío de los cables generó un momento flector negativo que contrarrestó eficazmente los momentos positivos inducidos por la carga muerta y la carga viva. Este efecto de "inversión de esfuerzos" se tradujo en una redistribución de las cargas, aliviando la demanda sobre los elementos más críticos. La mejora más notable se observó, como era de esperar, en los cordones de refuerzo, donde los ratios D/C se redujeron a valores seguros por debajo del 100% en todos los casos, con mejoras que oscilaron entre el 15.0% y el 33.0%. Estos resultados están en plena concordancia con las conclusiones de estudios previos como los de Da Rocha Almeida et

al. y El-Sisi et al., que, aunque en vigas compuestas, también reportaron un aumento significativo de la capacidad portante gracias al postensado.

Es importante discutir el comportamiento de las diferentes configuraciones. En el puente de 30.48 m, con una configuración TSR3 (Triple Simple Reforzado), el efecto del postensado, si bien beneficioso para el cordón de refuerzo, incrementó ligeramente la compresión en la brida superior del panel. Esto evidencia que para configuraciones de menor peralte (un solo nivel de paneles), la fuerza de tesado debe ser calibrada con precisión para no inducir esfuerzos excesivos en otros componentes. Se encontró un valor óptimo de 80 tonf que equilibraba la mejora en el cordón sin comprometer la brida. En contraste, en las configuraciones de mayor peralte como la DDR2 (Doble-Doble Reforzado), la fuerza de postensado se distribuye de manera más eficiente entre los dos niveles de paneles, logrando mejoras significativas tanto en los cordones como en las bridas simultáneamente.

Discusión sobre el Estado Límite de Servicio y la Propuesta de Mejora

Desde la perspectiva del estado límite de servicio, la principal variable analizada fue la deflexión. Los términos de referencia para la compra de estos puentes exigen un límite de deflexión por carga viva de $L/800$. Los resultados muestran que todos los diseños reforzados con postensado cumplen holgadamente con este requisito. El postensado introduce una contraflecha que contrarresta la deflexión por peso propio y una parte de la deflexión por carga viva. Esto no solo garantiza la seguridad y confort del usuario, sino que también mejora el comportamiento a largo plazo de la estructura al reducir las deformaciones cíclicas.

Además, los resultados validan la "Propuesta de Mejora al Diseño" planteada en la sección 4.1.3. La decisión de utilizar perfiles tubulares para las diagonales y montantes (Prioridad 01) demostró, en el análisis comparativo, una reducción de los ratios D/C de hasta un 8.5% en diagonales y un 5.4% en montantes con respecto a los perfiles de canal C tradicionales. La reubicación de las vigas transversales para que se apoyen sobre los nodos de unión de los paneles (Prioridad 02) evita la concentración de esfuerzos y las fallas por fisura en las vigas que se han documentado en puentes existentes, permitiendo el uso de perfiles de sección uniforme y más eficientes.

Discusión sobre el Estado Límite de Fatiga y la Vida Útil

Quizás el hallazgo más significativo de la investigación reside en el análisis de fatiga. La justificación del estudio expuso casos reales, como el del Puente Huaycoloro,

que cumplió su vida útil de diseño de un millón de ciclos en apenas seis meses debido al intenso tráfico. Esto resalta la importancia crítica de la durabilidad. Los resultados del análisis de fatiga para los puentes diseñados e implementados con postensado son excepcionales. En todos los casos, la vida útil estimada para cada detalle crítico (bridas, montantes, diagonales, terminales macho/hembra) supera con creces el millón de ciclos. Por ejemplo, para el puente más largo (60.96 m), se estimó una vida útil para las montantes de más de 19 millones de ciclos y para las conexiones de las bridas de más de 8 millones de ciclos. Esto implica que, al implementar el diseño de nuevos elementos que tengan un mejor comportamiento estructural, permite que la estructura no solo cumpla con el requisito mínimo, sino que ofrece una robustez y durabilidad muy superiores, lo que se traduce en mayor seguridad a largo plazo y menores costos de mantenimiento y reemplazo.

Capítulo VI. Contrastación de la hipótesis

Se realiza la verificación formal de las hipótesis de investigación a la luz de la evidencia recopilada y discutida.

Hipótesis General: "Al diseñar puentes modulares tipo Bailey fabricados con perfiles de acero GR50 utilizando postensado externo se logrará un incremento de la capacidad resistente en los estados límites de resistencia y servicio para la sobrecarga vehicular HL93 según el código AASHTO LRFD 2020 aumentando así su vida útil".

- **Contraste: CONFIRMADA Y VALIDADA.** La investigación demuestra de manera concluyente que la hipótesis es cierta.
 1. **Incremento de Capacidad Resistente:** Los análisis muestran que los ratios D/C para el estado límite de Resistencia I, que eran inaceptables (>1.0), se redujeron a valores seguros (<1.0) tras aplicar el postensado.
 2. **Cumplimiento en Servicio:** Se cumplió el límite de deflexión $L/800$ en todos los casos.
 3. **Aumento de Vida Útil:** El análisis de fatiga proyecta una vida útil muy superior al millón de ciclos requerido por la normativa y los términos de compra.

Hipótesis Específica 1: "Existe una relación relevante en el diseño de diferentes patentes de Puentes modulares tipo Bailey la cual se podría estimar un modelo híbrido el cual mejore la integridad estructural de la superestructura."

- **Contraste: CONFIRMADA.** El estudio analizó las fallas comunes y las características de diseño de patentes como Bailey, Acrow y Mabey para proponer un diseño mejorado (híbrido). Este diseño, que incorpora secciones tubulares y una disposición optimizada de las vigas, fue la base del exitoso análisis estructural, demostrando que la síntesis de las mejores características de diseños existentes conduce a una mejora tangible de la integridad estructural.

Hipótesis Específica 2: "Existen una relación relevante al realizar el análisis paramétrico de los límites de resistencia y servicio para sobrecarga HL93 en puentes modulares tipo Bailey o similar implementando el postensado externo y puentes sin el postensado fabricado con perfiles metálicos de GR50 de 30 m a 60 m."

- **Contraste: CONFIRMADA.** La relación es directa, cuantificable y crítica. Las tablas comparativas de ratios D/C demuestran que existe una correlación inversa entre la aplicación del postensado y la magnitud de la demanda en los elementos estructurales. La relación es tan relevante que define la viabilidad del diseño: sin postensado, el diseño falla; con postensado, el diseño cumple.

Hipótesis Específica 3: "Se estima que al implementar el postensado externo en los puentes modulares tipo Bailey de luces de 30m a 60m se logre aumentar la vida útil de la estructura y superar el millón de ciclos para el cual fue diseñado para el estado límite de fatiga de la AASHTO LRFD 2020".

- **Contraste: CONFIRMADA.** Los resultados del análisis de fatiga no solo confirman la hipótesis, sino que superan las expectativas. Para todos los componentes y en todas las luces estudiadas, el número de ciclos admisible fue de varios millones, asegurando una longevidad estructural que excede con creces los estándares mínimos de diseño.

Conclusiones

1. Se concluye de manera definitiva que es técnicamente viable y seguro diseñar puentes modulares tipo Bailey utilizando perfiles de acero ASTM A572 GR50 para luces de 30 a 60 metros y sobrecarga HL93, a condición de que se implemente un sistema de refuerzo con postensado externo. Esto resuelve el problema principal de la investigación sobre el uso de acero de producción nacional.
2. El análisis estructural demostró que los diseños de puentes modulares con acero GR50 sin postensado no cumplen con los estados límite de resistencia de la norma AASHTO LRFD 2020. Elementos críticos como los cordones de refuerzo presentaron ratios de Demanda/Capacidad (D/C) de hasta 127.9%, lo que los hace estructuralmente inaceptables.
3. El postensado externo es una técnica altamente eficaz para aumentar la capacidad resistente, especialmente en los elementos sometidos a tracción por flexión. Se lograron mejoras de hasta un 33.0% en la reducción del ratio D/C de los cordones de refuerzo, elemento que consistentemente resultó ser el más crítico en los diseños sin refuerzo.
4. La implementación del postensado externo no extiende la vida útil de la estructura como tal, sino el diseño óptimo y la adecuada estructuración es la que permite límites por encima del millón de ciclos de fatiga como el puente de 60.96 m, se estimaron vidas de fatiga superiores a los 19 millones de ciclos para las montantes y de 8 millones de ciclos para las uniones de paneles, abordando directamente el problema de deterioro acelerado observado en puentes reales.
5. Todos los diseños de puentes reforzados con postensado cumplen satisfactoriamente con el límite de deflexión por carga viva de $L/800$. La contraflecha inducida por el postensado contribuye a controlar las deformaciones, asegurando la funcionalidad y el confort para los usuarios.
6. El modelo de puente analizado, que constituye una propuesta de mejora con características híbridas (perfiles tubulares, vigas sobre nodos), demostró ser estructuralmente eficiente. El uso de perfiles tubulares mejora el comportamiento a compresión de las diagonales y montantes, y la ubicación de las vigas evita fallas por fatiga documentadas en diseños anteriores.
7. La configuración de los paneles (TSR3, DDR2, etc.) es un factor determinante en la eficacia del postensado. Las configuraciones de mayor peralte, como las de doble y triple configuración de paneles, permiten una redistribución más eficiente de la fuerza de tesado, beneficiando a un mayor número de componentes simultáneamente.
8. No existe una única fuerza de postensado válida para todos los casos. Se concluye que la magnitud de la fuerza de tesado es un parámetro de diseño que debe ser optimizado

para cada combinación de luz y configuración, buscando un balance que alivie los elementos a tracción sin sobrecargar los elementos a compresión.

9. El análisis paramétrico permitió identificar consistentemente que los cordones de refuerzo y las bridas inferiores son los componentes más demandados bajo la sobrecarga HL93, y por lo tanto, los principales beneficiarios del sistema de postensado.

10. El postensado provoca una redistribución global de esfuerzos que puede incrementar ligeramente la demanda en ciertos elementos secundarios, como placas de unión o tornapuntas. Sin embargo, se concluye que estos incrementos son marginales y los elementos se mantienen holgadamente dentro de sus límites de capacidad.

11. El software de análisis elaborado en Midas Civil 2020 demostró ser una herramienta poderosa y adecuada para realizar el complejo análisis paramétrico de una estructura de puente modular con la interacción del postensado externo, permitiendo una verificación detallada de múltiples estados límite.

12. La investigación concluye ofreciendo una solución de ingeniería concreta y validada a una problemática nacional: la escasez de puentes modulares, los altos costos de importación y la necesidad de utilizar materiales disponibles localmente para atender emergencias y conectar comunidades.

13. El postensado externo es una técnica de refuerzo altamente eficiente que incrementa la capacidad resistente de la estructura, particularmente en los cordones inferiores y de refuerzo, que son los elementos más críticos bajo flexión. La mejora en los ratios de Demanda/Capacidad en estos elementos fue de entre 15% y 33%, lo que representa la diferencia entre un diseño fallido y uno que cumple con la normativa AASHTO LRFD 202

Recomendaciones

1. Se recomienda a las empresas de consultoría y diseño de ingeniería en Perú que incorporen el diseño de puentes modulares de acero GR50 con postensado externo en su portafolio de soluciones, como una alternativa segura, económica y alineada con la normativa AASHTO LRFD.
2. Se recomienda encarecidamente a las entidades gubernamentales como Provias Nacional, Provias Descentralizado y gobiernos regionales que actualicen sus bases de licitación y términos de referencia para aceptar esta solución de diseño. Esto fomentará la competencia y la producción nacional.
3. Se recomienda crear manuales técnicos, tablas y ábacos de diseño basados en los resultados de este análisis paramétrico. Estas herramientas facilitarían a los ingenieros la rápida pre-dimensión y selección de la configuración y fuerza de postensado adecuadas para diferentes luces.
4. Se recomienda al MTC la implementación de un proyecto piloto para construir, instrumentar y monitorear un puente basado en este diseño. Esto permitiría validar en campo los resultados del modelo numérico y generar confianza en la tecnología.
5. Se recomienda realizar un estudio económico detallado que compare el costo de ciclo de vida completo (adquisición, montaje, mantenimiento, durabilidad) de un puente importado de GR65 versus un puente de GR50 postensado de fabricación nacional.
6. Se recomienda realizar un censo y evaluación de los puentes modulares de acero GR50 o similar actualmente en servicio en la red vial nacional, para identificar candidatos potenciales a ser rehabilitados y repotenciados mediante esta técnica de postensado externo.
7. Se recomienda la elaboración de un manual de mantenimiento específico para estas estructuras, que incluya protocolos de inspección visual y no destructiva (NDT) para el sistema de postensado (cables, anclajes, ductos y lechada), con frecuencias y umbrales de aceptación definidos.

Referencias bibliográficas

- AASHTO. (1944). *Standard specifications for highway bridges: HS20-44 loading*. AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO LRFD. (2020). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aceros Arequipa. (2020). *Hoja técnica del acero estructural*. https://acerosarequipa.com//sites/default/files/fichas/2020-11/6.%20AF_HOJA%20TECNICA-CANALES.pdf?fv=BCfvfNNh
- ACROW PRESS. 8 SOUTH WHARF. (1970). *Manual Bailey Uniflote*. Hazell Watson & Viney Ltd, Aylesbury, Bucks.
- Acrow, B. (2012). *Listado de Componentes Puente Acrow*. Acrow Bridge.
- Alavi, A. H., & Gholhaki, M. (2020). Optimization of steel bridges using advanced reliability-based design optimization. *Journal of Constructional Steel Research*(105944), 166. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.105944>
- Ambroziak, A., Sobczak, K., & Rządowski, A. (2024). Bridge load testing and numerical analysis of a folding Bailey bridge over the Tuga River in Żelichowo. *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 19(1), 1-14. <https://doi.org/https://doi.org/10.7250/bjrbe.2024-19.661>
- Andina. (2011). Cusco: colapso de puente bailey en Urcos deja dos heridos. *Andina*. <https://andina.pe/agencia/noticia-cusco-colapso-puente-bailey-urcos-deja-dos-heridos-742164.aspx>
- Aranis, C. (2018). *Soluciones integradoras en acero*. Perú Construye.
- Chang, K. C., You, Y., & Lee, H. (2020). Strengthening the weak links of bridges using external post-tensioning technique. *Journal of Bridge Engineering*, 25(10), 04020116. <https://doi.org/04020116>.
- Crítica. (2019). Concretera cae en el río y termina de ladito al colapsar viejo puente. *CRÍTICA*. <https://www.critica.com.pa/nacional/concretera-cae-en-el-rio-y-termina-de-ladito-al-colapsar-viejo-puente-556618>
- El-Sisi, A. A., Hassanin, A. I., Shabaan, H. F., & Elsheikh, A. I. (2021). Effect of external post-tensioning on steel–concrete composite beams with partial connection. *Effect of external post-tensioning on steel–concrete composite beams with partial connection. Engineering Structures*, 28(113130), 247. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113130>
- Embaby, M., & El Naggar, M. H. (2024). Experimental and analytical investigation for modular double-truss bridge. *Engineering Structures*, 322, 119087. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119087>

- Embaby, M., & El Naggar, M. H. (2024). Experimental and numerical investigation for steel shear panels of modular bridge. *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108743. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108743>
- Fernández-Gómez, A., Lantsoght, E. O., & Pérez, L. (2018). Effect of HL93 truck loading on the reliability of existing prestressed concrete bridges in Colombia. *Engineering Structures*, 167, 346-354.
- Flores, M. (2022). *Evaluación y diseño estructural, rehabilitación del puente Bailey Huaycoloro, autopista Ramiro Prialé, distritos Lurigancho-San Juan de Lurigancho, Lima*. Universidad Cesar Vallejo, Lima.
- Gläser, C., & Löffler, K. (2018). Post-tensioning Systems for the Strengthening of Structures. *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, 1994-2003. https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_228
- Harzone, B. (2010). *Manual HARZONE*. CHINA HARZONE INDUSTRY CORP. LTD.
- Hemeroteca PL. (2016). Derrumbes de puentes desnudan fragilidad vial. *Hemeroteca PL*. <https://www.prensalibre.com/hemeroteca/derrumbes-de-puentes-han-perjudicado-transito-en-carreteras/>
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación. 6ta Edición Sampieri. Soriano, RR (1991). Guía para realizar investigaciones sociales. Plaza y Valdés. 6ta Edición Sampieri. Soriano.*
- IVERMET. (2022). <https://www.invermet.gob.pe/gp/>
- Joiner, Colonel John Herbert. (2010). The story of the Bailey bridge. *Institution of Civil Engineers, ssue EH2(164)*, 65-72. <https://doi.org/10.1680/ehah.10.00002>
- Kong, Y., Jiang, S., Zhang, X., & Yang, C. (2019). Parametric analysis of a steel arch bridge based on finite element method. *Advances in Mechanical Engineering*, 4(289-298), 24. <https://doi.org/https://doi.org/10.1177/1687814019845248>
- La Nación. (2012). Puente bailey colapsa por paso de grúa en General Cañas. *La Nación*. <https://www.nacion.com/archivo/puente-bailey-colapsa-por-paso-de-grua-en-general-canas/C6VFHZ5MWJHVMVJOJ3P6EUTQHRA/story/>
- Liu, J., Yan, X., & Chen, Z. (2018). Research on optimization of steel arch bridge construction technology and design method. *Journal of Civil Engineering and Management*, 24(4), 289-298. <https://doi.org/https://doi.org/10.3846/jcem.2018.6138>
- Liu, Y., Wu, C., & Wang, H. (2019). Study on the design method of bearing capacity limit state of orthotropic steel deck based on the stress–strain curve of steel. *Journal of Constructional Steel Research*, 24(4), 289-298. <https://doi.org/doi:10.1016/j.jcsr.2019.01.008>
- Mabey, B. (1994). *Bridging the World*. Mabey Bridge.

- Martínez, L. G., Silva, L. R., & De La Llera, J. C. (2021). Use of High-Strength Steel in Bridges: A Review. *Journal of Bridge Engineering*, 26(1), 04020106. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001712](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001712)
- Miao, R., Li, W., & Li, C. (2019). Bridge structural design under extreme events. *Advances in Civil Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1155/2019/2692525>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*.
- Park, J., Jang, D., & Kim, K. (2018). Structural behavior of a modular steel bridge under live loads. *Engineering Structures*, 170, 420-429.
- Park, Y., Han, S., Kim, T., & Shin, M. (2019). Evaluation of external post-tensioning effect on load-carrying capacity and fatigue life of existing bridge girder. *Advances in Structural Engineering*, 22(9), 1949-1963.
- Patil, N., Sharma, A., & Pandey, B. (2018). Fatigue Limit State of Structural Steel Members. A Review. *Procedia Engineering*, 212, 650-657. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.proeng.2018.01.085>
- Pinkney, B., Dagenais, M. A., & Wight, G. (2022). Dynamic load testing of a modular truss bridge using military vehicles. *Engineering Structures*, 8(113822), 254. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113822>
- Prabhakar, A., Kumar, A., & Jayakumar, T. (2019). Fatigue analysis of Steel bridges: A review. *Journal of Constructional Steel Research*, 254, 113822. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.03.020>
- Prokop, J., Odrobiňák, J., Farbák, M., & Novotný, V. (2022). Load-Carrying Capacity of Bailey Bridge in Civil Applications. *Applied Sciences*, 12(3788), 19. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/app12083788>
- Provias Nacional. (2018). *Informe de evaluación del plan operativo institucional 2017 al II semestre*.
- Provias Nacional. (2019). *Solicitud de cotización Adquisición de estructuras de puentes metálicos modulares*. Provias Nacional. <https://www.pvn.gob.pe/wp-content/uploads/2019/06/tdr-para-cotizacion-de-adquisicion-de-puentes.pdf>
- Rocha M, M. M., de Souza, A. S. C., de Albuquerque, A. T., & Rossi, A. (2022). Parametric analysis of steel-concrete composite beams prestressed with external tendons. *Journal of Constructional Steel Research*, 189(107087), 21. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.107087>.
- SEACE. (2019). *Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal en el puente ramiro priale, cruce autopista ramiro priale con el rio huaycoloro del distrito de Lurigancho, Lima, CUI 249091*.
- Tang, J., Su, Q., Su, H., & Casas, J. R. (2023). Experimental and Numerical Study on the Mechanical Behavior of Prestressed Continuous Composite I-Girder Bridges with

- Partial Connection. *ournal of Bridge Engineering*, 3(04022154), 28.
<https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG>
- Tonchigüe, A. (2016). Puente se hunde y volqueta cae al vacío. *Tonchigüe al día*.
<https://tonchigue.blogspot.com/2016/02/puente-se-hunde-y-volqueta-cae-al-vacio.html>
- Torres, R., Díaz, M., Marcial, D. (2023). Propuesta de reforzamiento y corrección de patologías de puentes de concreto mediante técnicas de pretensión exterior. *Universidad Central de Venezuela*].
- Valderrama, S. (2019). *Pasos para elaborar proyectos de investigación científica cualitativa, cuantitativa y mixta*. (2. Edición, Trad.) Lima, Lima, Perú: Editorial San Marcos.
- Wang, H., He, Y., Sun, W., Liu, H., & Li, D. (2019). Reliability-based fatigue evaluation of orthotropic steel deck pavement with temperature effect. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 19(7), 1950092.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1142/s0219>
- Washington, U. S. (1943). *Fixed Steel Panel Bridge Bailey Type*. War Departament Technical Manual.
- Wiesse P. & Saravia G. (2018). La fatiga de los puentes. *Revista IDEELE*, 279.
<https://doi.org/https://www.revistaideele.com/2020/11/06/la-fatiga-de-los-puentes/>
- Xue, W., Li, H., Zhao, X., & Lu, X. (2017). Field measurement and analysis of a high steel bridge under heavy traffic. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(5), 04017050. <https://doi.org/04017050>.
- Zou, G., Chen, H., Yang, S., & Zhang, C. (2021). Practical methods for calculation of minimum flexural strength for structural steel members in AASHTO LRFD specifications. *Journal of Bridge Engineering*, 31(5), 04017050. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.000](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.000)

Anexos

Anexo 1: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 30.48m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020	1
Anexo 2: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 36.58m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020	19
Anexo 3: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 45.72m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020	36
Anexo 4: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 51.82m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020	53
Anexo 5: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 60.96m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020	70

Anexo 1: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de 30.48m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO LRFD 2020

VERIFICACIÓN DE LA MONTANTE ESTANDAR

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

• Member : 4899

2. Material

(1) Material Name : A572-50
 (2) F_y : 345MPa
 (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 0.189m
 (2) L_z : 0.189m
 (3) L_b : 0.189m
 (4) K_y : 0.440
 (5) K_z : 0.440

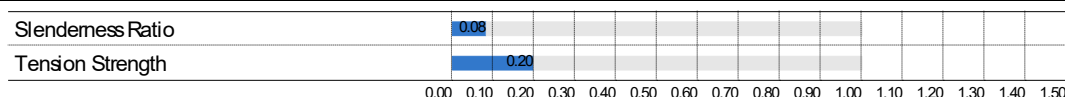
4. Section

(1) Shape : B (Built Up)
 (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
1,356mm ²	600mm ²	900mm ²	25.00mm	37.50mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
25,760mm ³	19,727mm ³	32,607mm ³	24,132mm ³	978,828mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
26.69mm	19.07mm	965,997mm ⁴	493,172mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	9.910	120	0.0826	
Tension Strength (kN)	-88.14	444	0.198	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

• $L/r = 9.910 < 120.0 \rightarrow O.K$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

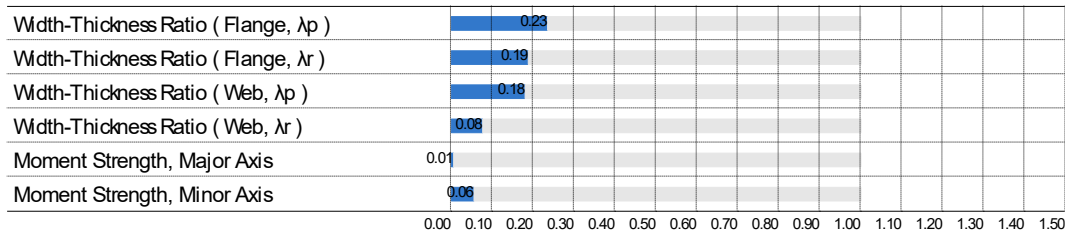
• Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$

• $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 444\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)

• $P_u / P_r = 0.198 < 1.000 \rightarrow O.K$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.333	26.97	0.235	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.333	33.72	0.188	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	10.50	58.28	0.180	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	10.50	137	0.0765	Compact
Moment Strength, Major Axis ($kN \cdot m$)	-0.0627	11.24	0.00558	
Moment Strength, Minor Axis ($kN \cdot m$)	-0.460	8.319	0.0553	



(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$

- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 6.333 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $DTR = 10.50 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_y = 11.24 kN \cdot m$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 11.24 kN \cdot m$

- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$

- $M_{ry} = 11.24 kN \cdot m$

- $M_{uy} / M_{ry} = 0.00558 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$

- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 10.50 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

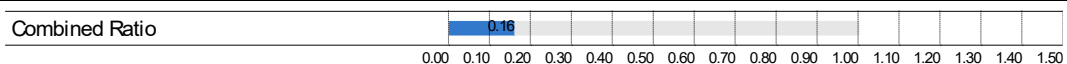
(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $DTR = 6.333 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$
- (5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)
 - $M_{n1} = M_p = F_y Z_x = 8.319 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- (6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)
 - COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied
- (7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)
 - COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied
- (8) Calculate flexural strength about minor axis
 - $M_{ny} = M_{n1} = 8.319 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 - Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
 - $M_{rz} = 8.319 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 - $M_{uz} / M_{rz} = 0.0553 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+Twp
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.160	1.000	0.160	



- (2) Calculate interaction ratio of combined strength
- $P_u / P_r < 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
 - $\text{ComRat} = \frac{P_u}{2 P_r} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.160 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-1.621	91.18	0.0178	

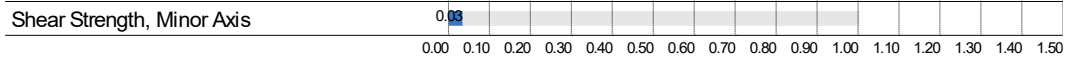


- (2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)
- $k_v = 1.200$ (for rectangular HSS and box members)
- (3) Calculate the web shear coefficient (C_v)
- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
 - $D / t_w = 6.333 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
 - $C_v = 1.000$
- (4) Calculate shear strength in local-y direction
- $A_w = 2 h t = 456 \text{ mm}^2$
 - $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 91.18 \text{ kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uy} = -1.621 \text{ kN}$
 - $V_{ry} = 91.18 \text{ kN}$
 - $V_{uy} / V_{ry} = 0.0178 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-5.032	151	0.0333	



(2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
- $D / t_w = 10.50 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
- $C = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 378 \text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 151 \text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -5.032 \text{kN}$
- $V_{rz} = 151 \text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0333 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

• Member : 5095

2. Material

(1) Material Name : A572-50
 (2) F_y : 345MPa
 (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 0.525m
 (2) L_z : 0.525m
 (3) L_b : 0.525m
 (4) K_y : 1.000
 (5) K_z : 1.000

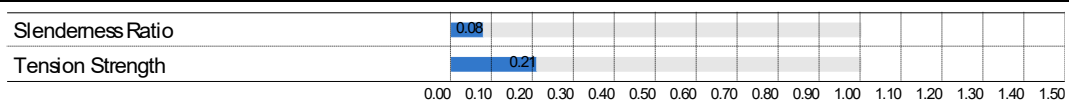
4. Section

(1) Shape : H (Built Up)
 (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
21,831mm ²	9,597mm ²	10,935mm ²	133mm	381mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
5,309,452mm ³	513,218mm ³	6,116,989mm ³	804,842mm ³	2,518,628mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
304mm	55.99mm	2.022901e+9m ⁴	68,437,662mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	9.377	120	0.0781	
Tension Strength (kN)	-1,492	7,150	0.209	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

• $L/r = 9.377 < 120.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

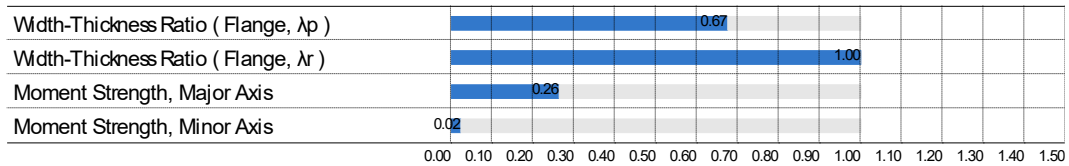
• Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$

• $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 7,150\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)

• $P_u / P_r = 0.209 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.176	9.152	0.675	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.176	6.176	1.000	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	482	1,830	0.263	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	-6.478	277	0.0233	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 50.09 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 6.176 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 10.50 \geq D/6 = 4.717 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.850 \geq 1.1t_w = 0.621 \rightarrow \text{O.K}$

- $I_{zc} = 34,130,327 \text{ mm}^4$

- $I_{zt} = 34,130,327 \text{ mm}^4$

- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b

- $R_b = 1.000$

- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627 \text{ mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56 \text{ mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b

- Calculation of Stress C6.4.10

- $C_b = 1.000$ (user input)

- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)

- $f_l = M_{uz} / S_l = -12.62 \text{ MPa}$

- Check

- $L_b = 525 \text{ mm}$

- $L_b' = \min \left(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}} \right) = \min(3,804 \text{ mm}, 3,804 \text{ mm}) = 3,804 \text{ mm}$

- $L_b \leq L_b'$

- $f_l = f_{l1} = -12.62 \text{ MPa}$

- $f_l = -12.62 \text{ MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)

- $f_{bu} = 90.80 \text{ MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)

- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 6.176$

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$

- Web Load-Shedding Factor, R_b

- $R_b = 1.000$

- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$

- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345 \text{ MPa}$

- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -95.01\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 6.176 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 277\text{kN}\cdot\text{m}$

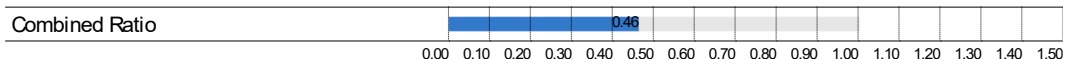
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0233 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+MY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.464	1.000	0.464	



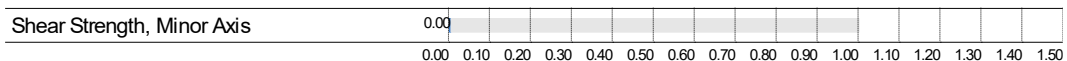
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.464 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	9.184	2,303	0.00399	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels

- $D / t_w = 6.176 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

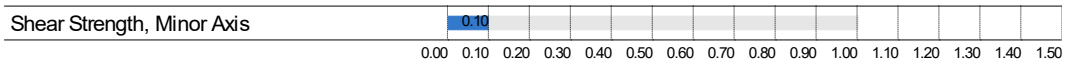
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 11,516 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C = 2,303 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 9.184 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 2,303 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00399 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-204	2,062	0.0991	



(2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
- $D / t_w = 50.09 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
- $C = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 10,315 \text{ mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 2,062 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -204 \text{ kN}$
- $V_{rz} = 2,062 \text{ kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0991 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA BRIDA DE PANEL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 306

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.726m
- (2) L_z : 0.726m
- (3) L_b : 0.726m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

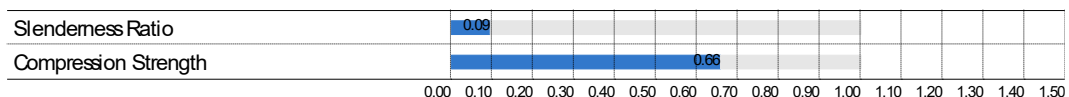
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	18.99	200	0.0950	
Compression Strength (kN)	471	717	0.657	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 18.99 < 200.0 \rightarrow O.K$

- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
- $BTR = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_r = 102mm$
- $DTR = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 15,222kN$

- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

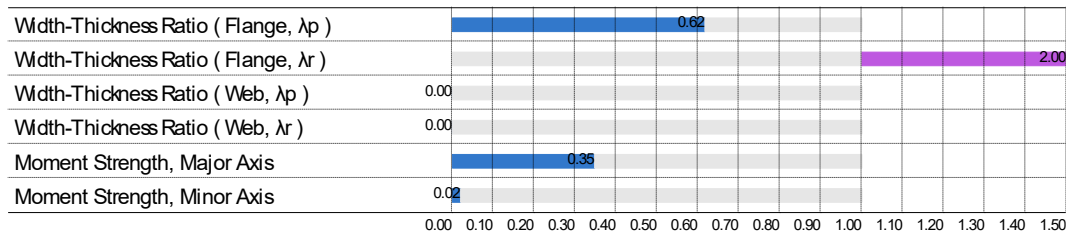
- Doubly symmetric shape
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 726 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 1,677 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 959 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 1.748 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 755 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 717 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.657 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	7.933	22.84	0.347	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.008	50.10	0.0201	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow \text{N.G}$

- $I_{zc} = 66,107 \text{ mm}^4$

- $I_{zt} = 66,107 \text{ mm}^4$

- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282 \text{ mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Elastic Lateral Torsional Buckling Stress, F_{cr} (6.10.8.2.3)
- $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} = 514\text{MPa}$
- $C_b = 1.000$
- $R_b = 1.000$
- $L_b = 726\text{mm}$
- $r_t = 11.71\text{mm}$
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 726\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(631\text{mm}, 631\text{mm}) = 631\text{mm}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 99.26\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,059\text{mm}$
- $L_p < L_b \leq L_r$
- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 286\text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 286\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 286\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -99.26\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 286\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

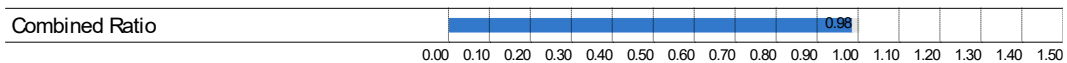
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0201 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.984	1.000	0.984	



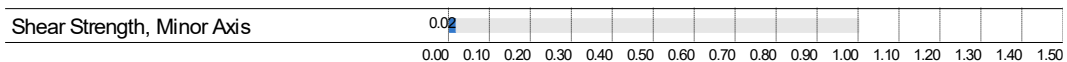
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.984 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	4.982	300	0.0166	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

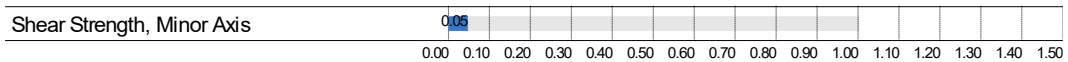
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,500 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 4.982 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 300 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.0166 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-14.14	306	0.0463	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528\text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -14.14\text{kN}$
- $V_{rz} = 306\text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0463 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN DE REFUERZO

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 2622

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 1.136m
- (2) L_z : 1.136m
- (3) L_b : 1.136m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

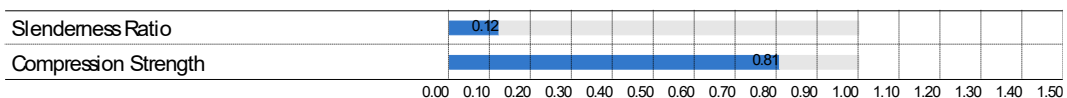
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
3,382mm ²	1,322mm ²	2,065mm ²	86.10mm	63.50mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
116,949mm ³	111,779mm ³	143,773mm ³	174,231mm ³	75,551mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
46.86mm	53.34mm	7,426,281mm ⁴	9,624,154mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	24.24	200	0.121	
Compression Strength (kN)	662	822	0.806	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 24.24 < 200.0 \rightarrow O.K$

- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$

- $BTR = b_f / t_f = 5.811 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$

- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_r = 127mm$

- $DTR = D_{web} / t_w = 13.59 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 11,356kN$

- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

- Doubly symmetric shape

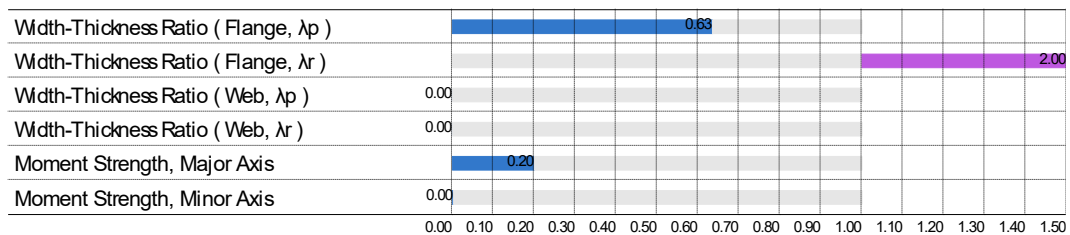
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 1,136 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 1,633 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 1,166 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 1.401 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 865 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 822 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.806 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.811	9.152	0.635	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.811	2.906	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	13.59	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	13.59	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	4.992	24.93	0.200	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.148	60.06	0.00247	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 13.59 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.906 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 1.890 \geq D/6 = 0.725 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.325 < 1.1t_w = 0.352 \rightarrow \text{N.G}$
- $I_{zc} = 76,124 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 76,124 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 284 \text{ mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.81 \text{ mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Elastic Lateral Torsional Buckling Stress, F_{cr} (6.10.8.2.3)
- $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} = 213\text{MPa}$
- $C_b = 1.000$
- $R_b = 1.000$
- $L_b = 1,136\text{mm}$
- $r_t = 11.81\text{mm}$
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 1,136\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}} , 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(970\text{mm}, 970\text{mm}) = 970\text{mm}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 42.68\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.906$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 284\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.81\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,068\text{mm}$
- Elastic Lateral Torsional Buckling Stress, F_{cr} (6.10.8.2.3)
- $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} = 213\text{MPa}$
- $C_b = 1.000$
- $R_b = 1.000$
- $L_b = 1,136\text{mm}$
- $r_t = 11.81\text{mm}$
- $L_b > L_r$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{cr} , R_b R_h F_{yc}) = 213\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)} , F_{nc(LTB)}) = 213\text{MPa}$

- $f_{bu} + 1/3 f_t = -42.68 \text{ MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 213 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 5.811 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 60.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$

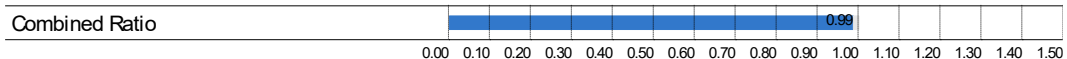
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 60.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 60.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00247 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.986	1.000	0.986	



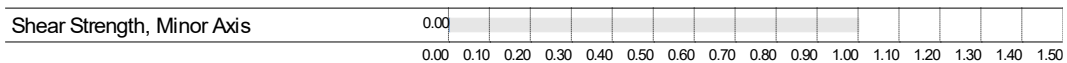
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.986 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.504	317	0.00159	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.811 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

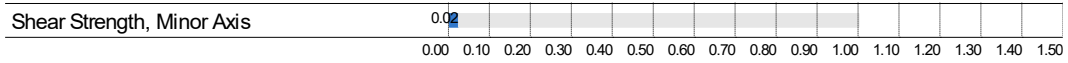
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,586 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 317 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 0.504 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 317 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00159 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-9.167	413	0.0222	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 13.59 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 2,065 \text{ mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 413 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -9.167 \text{ kN}$
- $V_{rz} = 413 \text{ kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0222 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

**Anexo 2: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de
36.58m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO
LRFD 2020**

VERIFICACIÓN DE LA MONTANTE ESTANDAR

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

• Member : 1982

2. Material

(1) Material Name : A572-50
(2) F_y : 345MPa
(3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 1.093m
(2) L_z : 1.093m
(3) L_b : 1.093m
(4) K_y : 1.000
(5) K_z : 1.000

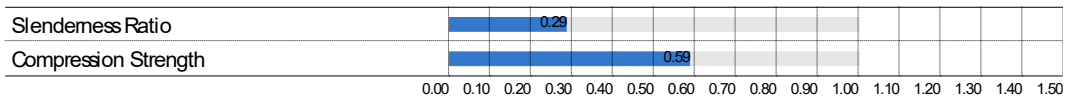
4. Section

(1) Shape : B (Built Up)
(2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
1,438mm ²	625mm ²	975mm ²	25.00mm	37.90mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
26,507mm ³	20,697mm ³	34,171mm ³	25,484mm ³	1,019,352mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
26.44mm	18.97mm	1,004,669mm ⁴	517,432mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	57.58	200	0.288	
Compression Strength (kN)	218	369	0.589	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

• $L_c / r = 57.58 < 200.0 \rightarrow O.K$

(2) Check width-thickness ratio of flange of box (BTR) about x-axis (Square and rectangular section)

• $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

• $DTR_{flg} = D_{flg} / t_f = 6.167 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(3) Check width-thickness ratio of web of box (DTR) about x-axis (Square and rectangular section)

• $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

• $DTR_{web} = D_{web} / t_w = 9.692 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

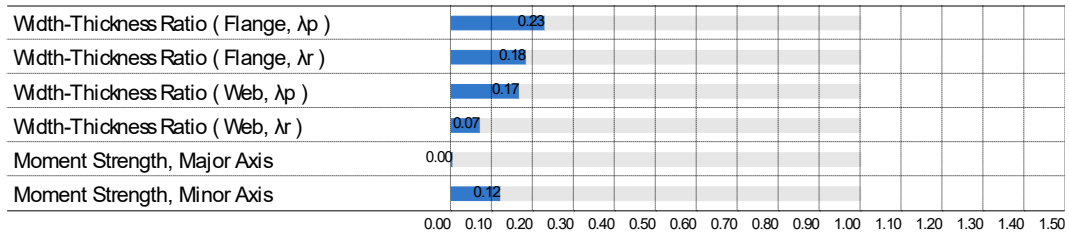
• $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 856kN$

(5) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 496\text{kN}$
- $P_e / P_0 = 1.726 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 389\text{kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 369\text{kN}$
- $P_u / P_r = 0.589 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.167	26.97	0.229	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.167	33.72	0.183	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	9.692	58.28	0.166	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	9.692	137	0.0706	Compact
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	0.0457	11.78	0.00388	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.060	8.785	0.121	



(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 6.167 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $\text{DTR} = 9.692 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_y = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{ry} = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uy} / M_{ry} = 0.00388 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 9.692 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow$ Compact

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $DTR = 6.167 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow$ Compact

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_x = 8.785 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

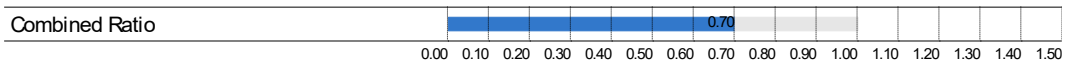
(8) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 8.785 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 8.785 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.121 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.700	1.000	0.700	



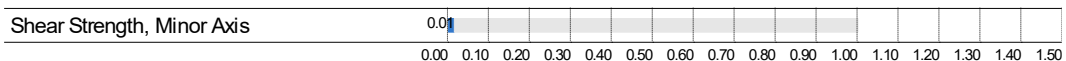
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow$ Formula
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.700 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-1.357	92.48	0.0147	



(2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- $k_v = 1.200$ (for rectangular HSS and box members)

(3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

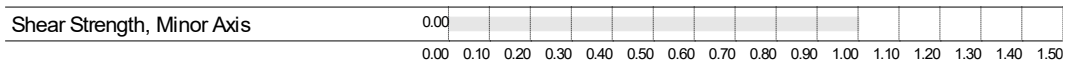
- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.167 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$

- $C_v = 1.000$
- (4) Calculate shear strength in local-y direction
 - $A_w = 2 h t = 463\text{mm}^2$
 - $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 92.48\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uy} = -1.357\text{kN}$
 - $V_{ry} = 92.48\text{kN}$
 - $V_{uy} / V_{ry} = 0.0147 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.0611	162	0.000376	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C)
 - for all other H-Shape members and channels
 - k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
 - $D / t_w = 9.692 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
 - $C = 1.000$
- (3) Calculate shear strength in local-z direction
 - $A_w = 406\text{mm}^2$
 - $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 162\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uz} = 0.0611\text{kN}$
 - $V_{rz} = 162\text{kN}$
 - $V_{uz} / V_{rz} = 0.000376 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 5039

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.735m
- (2) L_z : 0.735m
- (3) L_b : 0.735m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

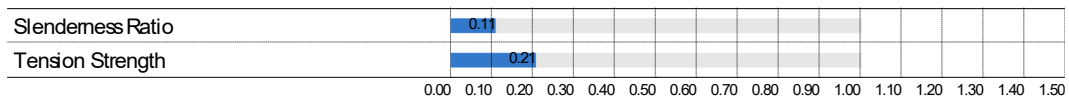
4. Section

- (1) Shape : H (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
21,831mm ²	9,597mm ²	10,935mm ²	133mm	381mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
5,309,452mm ³	513,218mm ³	6,116,989mm ³	804,842mm ³	2,518,628mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
304mm	55.99mm	2.022901e+9m ⁴	68,437,662mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	13.13	120	0.109	
Tension Strength (kN)	-1,483	7,150	0.207	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

- $L/r = 13.13 < 120.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

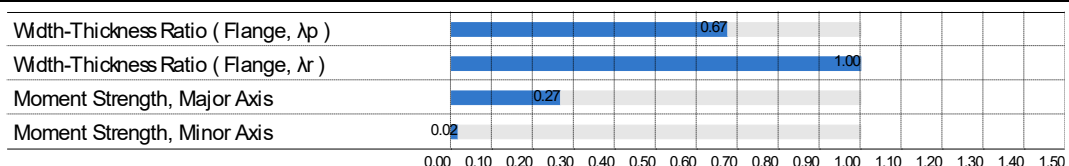
- Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$

- $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 7,150\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)

- $P_u / P_r = 0.207 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.176	9.152	0.675	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.176	6.176	1.000	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	488	1,830	0.267	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	-4.552	277	0.0164	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 50.09 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 6.176 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$

- $b_f = 10.50 \geq D/6 = 4.717 \rightarrow \text{O.K}$

- $t_f = 0.850 \geq 1.1t_w = 0.621 \rightarrow \text{O.K}$

- $I_{zc} = 34,130,327\text{mm}^4$

- $I_{zt} = 34,130,327\text{mm}^4$

- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b

- $R_b = 1.000$

- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = -8.869\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 735\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(3,780\text{mm}, 3,780\text{mm}) = 3,780\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = -8.869\text{MPa}$
- $f_l = -8.869\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 91.96\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 6.176$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -94.92\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

- (1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
 - $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)
 - $\text{BTR} = 6.176 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$
- (3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

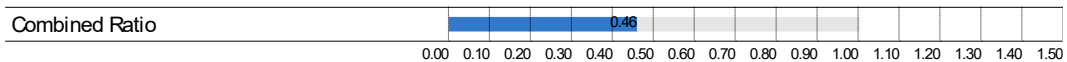
- $M_n = M_p = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0164 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+MY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.459	1.000	0.459	



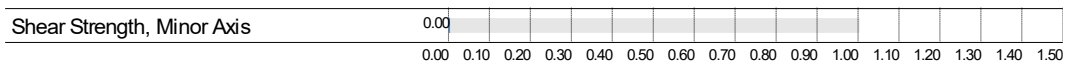
- (2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.459 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	5.405	2,303	0.00235	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.176 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

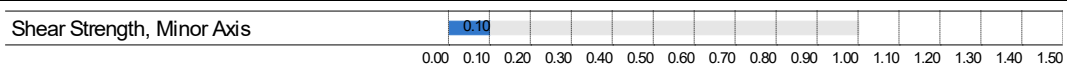
- (3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 11,516\text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C = 2,303\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 5.405\text{kN}$
- $V_{ry} = 2,303\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00235 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-207	2,062	0.101	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000

- $D / t_w = 50.09 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
 - $C = 1.000$
- (3) Calculate shear strength in local-z direction
- $A_w = 10,315\text{mm}^2$
 - $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 2,062\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uz} = -207\text{kN}$
 - $V_{rz} = 2,062\text{kN}$
 - $V_{uz} / V_{rz} = 0.101 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA BRIDA DE PANEL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 1745

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.328m
- (2) L_z : 0.328m
- (3) L_b : 0.328m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

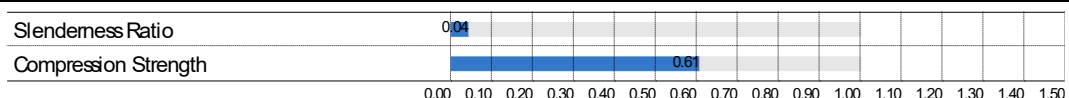
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	8.587	200	0.0429	
Compression Strength (kN)	504	830	0.607	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 8.587 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

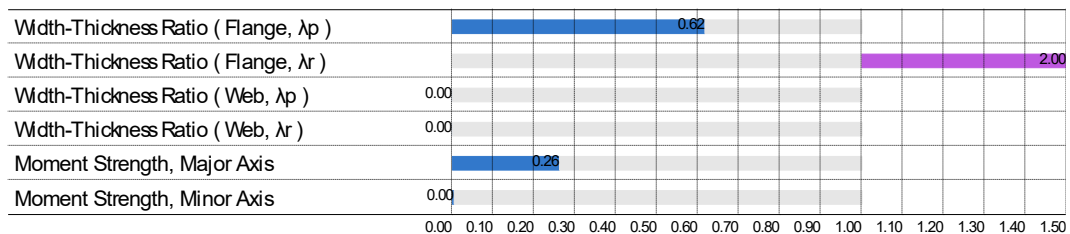
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$

- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
 - $BTR = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender
- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)
- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
 - $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 102\text{mm}$
 - $DTR = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender
- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)
- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 74,475\text{kN}$
- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance
- Doubly symmetric shape
 - $G_s = 76,980\text{MPa}$
 - $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
 - $L = 328\text{mm}$
 - $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 4,303\text{kN}$
- (6) Calculate axial compressive strength (P_r)
- $P_0 = F_y A_g = 959\text{kN}$
 - $P_e / P_0 = 4.486 \geq 0.440$
 - $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 874\text{kN}$
 - Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
 - $P_r = 830\text{kN}$
 - $P_u / P_r = 0.607 < 1.000 \rightarrow$ O.K

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	7.079	27.06	0.262	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.210	50.10	0.00418	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow$ O.K

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow$ O.K
- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow$ O.K
- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow$ N.G
- $I_{zc} = 66,107\text{mm}^4$

- $I_{zt} = 66,107\text{mm}^4$
 - $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$
- (3) Flange Lateral bending Stress
- Web Load-Shedding Factor, R_b
 - $R_b = 1.000$
 - Limiting Unbraced Length, L_p
 - $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
 - $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
 - Moment Gradient Modifier, C_b
 - Calculation of Stress C6.4.10
 - $C_b = 1.000$ (user input)
 - Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
 - $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
 - Check
 - $L_b = 328\text{mm}$
 - $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}} , 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(668\text{mm}, 668\text{mm}) = 668\text{mm}$
 - $L_b \leq L_b'$
 - $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$
 - $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
 - Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
 - $f_{bu} = 88.57\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
 - Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
 - $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
 - Web Load-Shedding Factor, R_b
 - $R_b = 1.000$
 - $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
 - $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
 - Limiting Unbraced Length, L_p
 - $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
 - $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
 - $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,059\text{mm}$
 - $L_p < L_b \leq L_r$
 - $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 339\text{MPa}$
 - $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)} , R_b R_h F_{yc}) = 339\text{MPa}$
 - $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)} , F_{nc(LTB)}) = 339\text{MPa}$

- $f_{bu} + 1/3 f_l = -88.57\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 339\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 50.10\text{kN}\cdot\text{m}$

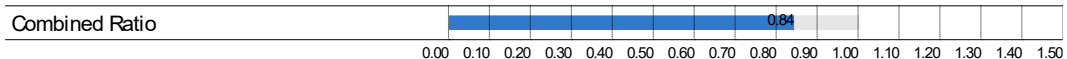
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00418 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.843	1.000	0.843	



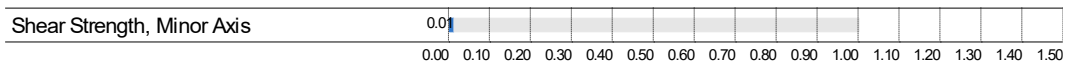
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.843 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	3.319	300	0.0111	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

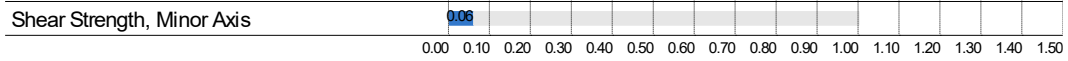
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,500\text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 3.319\text{kN}$
- $V_{ry} = 300\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.0111 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	18.13	306	0.0593	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528 \text{ mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 18.13 \text{ kN}$
- $V_{rz} = 306 \text{ kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0593 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN DE REFUERZO

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

• Member : 5309

2. Material

(1) Material Name : A572-50
 (2) F_y : 345MPa
 (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 0.568m
 (2) L_z : 0.568m
 (3) L_b : 0.568m
 (4) K_y : 1.000
 (5) K_z : 1.000

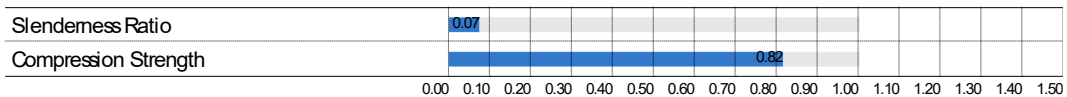
4. Section

(1) Shape : 2C (Built Up)
 (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	14.87	200	0.0743	
Compression Strength (kN)	614	753	0.816	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

• $L_c / r = 14.87 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

• $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
 • $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
 • $BTR = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

• $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
 • $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 102\text{mm}$
 • $DTR = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

• $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 24,835\text{kN}$

(5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

• Doubly symmetric shape

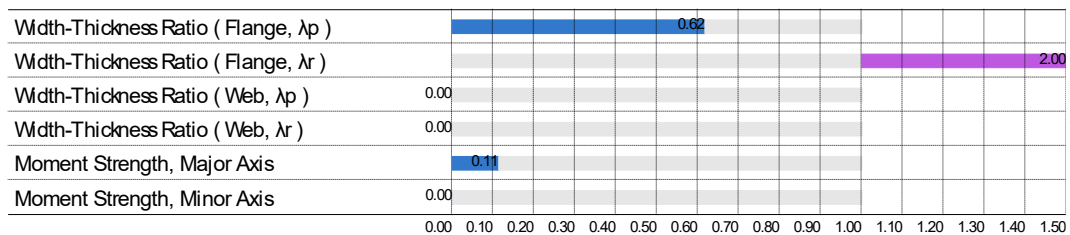
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 568 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 2,103 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 959 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 2.192 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 793 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 753 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.816 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	2.781	24.51	0.113	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.0311	50.10	0.000620	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow \text{N.G}$
- $I_{zc} = 66,107 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 66,107 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282 \text{ mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71 \text{ mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 568\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,066\text{mm}, 1,066\text{mm}) = 1,066\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 34.79\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,059\text{mm}$
- $L_p < L_b \leq L_r$
- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 307\text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 307\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 307\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -34.79\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 307\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

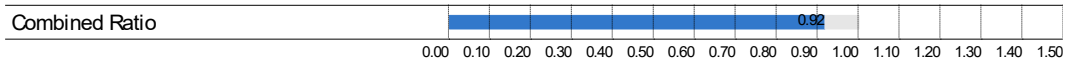
- (1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
 - $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)
 - $\text{BTR} = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$
- (3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)
 - $M_n = M_p = 50.10\text{kN}\cdot\text{m}$
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.000620 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.917	1.000	0.917	



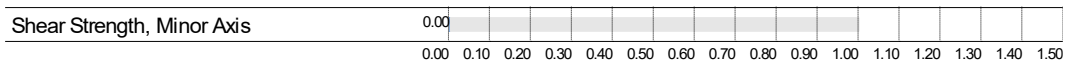
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.917 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-0.482	300	0.00161	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

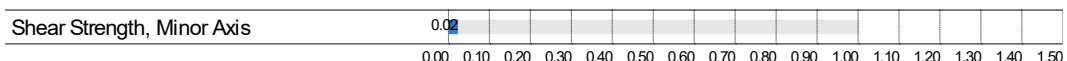
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,500 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = -0.482 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 300 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00161 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	6.698	306	0.0219	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528\text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 6.698\text{kN}$
- $V_{rz} = 306\text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0219 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

**Anexo 3: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de
45.72m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO
LRFD 2020**

VERIFICACIÓN DE LA MONTANTE ESTANDAR

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

• Member : 1998

2. Material

(1) Material Name : A572-50
(2) F_y : 345MPa
(3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 1.093m
(2) L_z : 1.093m
(3) L_b : 1.093m
(4) K_y : 1.000
(5) K_z : 1.000

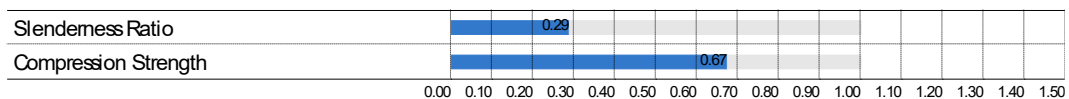
4. Section

(1) Shape : B (Built Up)
(2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
1,438mm ²	625mm ²	975mm ²	25.00mm	37.90mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
26,507mm ³	20,697mm ³	34,171mm ³	25,484mm ³	1,019,352mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
26.44mm	18.97mm	1,004,669mm ⁴	517,432mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	57.58	200	0.288	
Compression Strength (kN)	249	369	0.674	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

• $L_c / r = 57.58 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Check width-thickness ratio of flange of box (BTR) about x-axis (Square and rectangular section)

• $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

• $DTR_{flg} = D_{flg} / t_f = 6.167 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(3) Check width-thickness ratio of web of box (DTR) about x-axis (Square and rectangular section)

• $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

• $DTR_{web} = D_{web} / t_w = 9.692 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

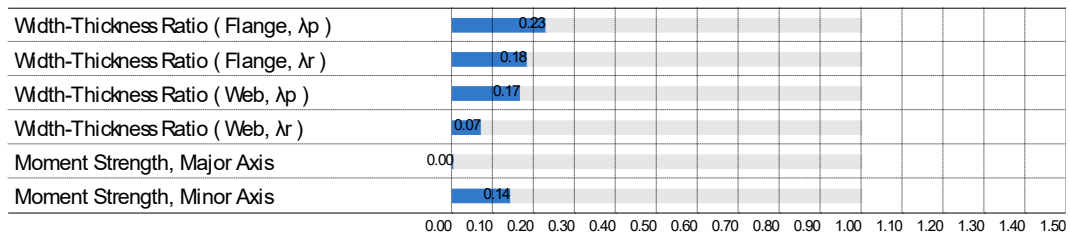
• $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 856\text{kN}$

(5) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 496\text{kN}$
- $P_e / P_0 = 1.726 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 389\text{kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 369\text{kN}$
- $P_u / P_r = 0.674 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.167	26.97	0.229	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.167	33.72	0.183	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	9.692	58.28	0.166	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	9.692	137	0.0706	Compact
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.0438	11.78	0.00371	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.252	8.785	0.143	



(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 6.167 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $\text{DTR} = 9.692 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_y = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{ry} = 11.78\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uy} / M_{ry} = 0.00371 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

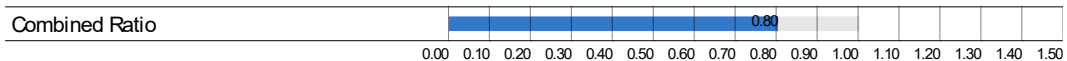
(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
 - $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$
- (2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure
- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
 - $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$
- (3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)
- $BTR = 9.692 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$
- (4) Check width-thickness ratio of web (DTR)
- $DTR = 6.167 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$
- (5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)
- $M_{n1} = M_p = F_y Z_x = 8.785 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- (6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)
- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied
- (7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)
- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied
- (8) Calculate flexural strength about minor axis
- $M_{ny} = M_{n1} = 8.785 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
 - $M_{rz} = 8.785 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 - $M_{uz} / M_{rz} = 0.143 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.804	1.000	0.804	



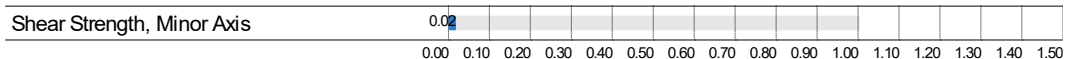
- (2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.804 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-1.600	92.48	0.0173	



- (2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- $k_v = 1.200$ (for rectangular HSS and box members)

- (3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.167 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

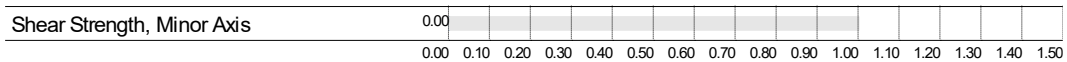
- (4) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 2 h t = 463\text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 92.48\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = -1.600\text{kN}$
- $V_{ry} = 92.48\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.0173 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-0.0572	162	0.000352	



(2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
- $D / t_w = 9.692 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
- $C = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 406\text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 162\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -0.0572\text{kN}$
- $V_{rz} = 162\text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.000352 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 5043

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.735m
- (2) L_z : 0.735m
- (3) L_b : 0.735m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

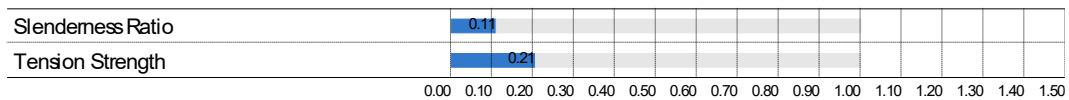
4. Section

- (1) Shape : H (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
21,831mm ²	9,597mm ²	10,935mm ²	133mm	381mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
5,309,452mm ³	513,218mm ³	6,116,989mm ³	804,842mm ³	2,518,628mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
304mm	55.99mm	2.022901e+9m ⁴	68,437,662mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	13.13	120	0.109	
Tension Strength (kN)	-1,468	7,150	0.205	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

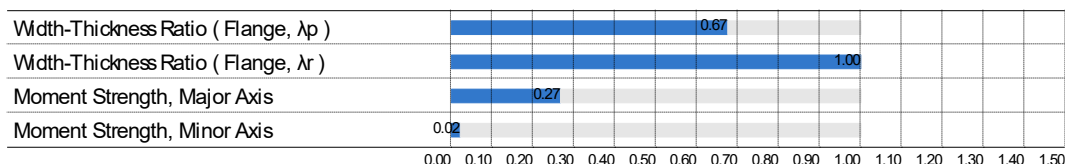
- $L/r = 13.13 < 120.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

- Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$
- $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 7,150\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)
- $P_u / P_r = 0.205 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.176	9.152	0.675	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.176	6.176	1.000	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	488	1,830	0.267	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	-6.063	277	0.0219	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 50.09 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 6.176 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 10.50 \geq D/6 = 4.717 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.850 \geq 1.1t_w = 0.621 \rightarrow \text{O.K}$
- $I_{zc} = 34,130,327\text{mm}^4$
- $I_{zt} = 34,130,327\text{mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = -11.81\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 735\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(3,782\text{mm}, 3,782\text{mm}) = 3,782\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = -11.81\text{MPa}$
- $f_l = -11.81\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 91.89\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 6.176$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -95.83\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

- (1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
 - $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 6.176 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$
- (3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$

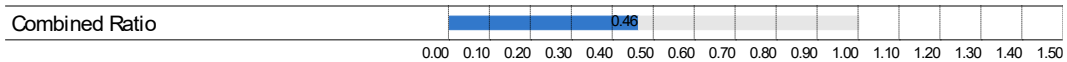
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0219 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+MY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.462	1.000	0.462	



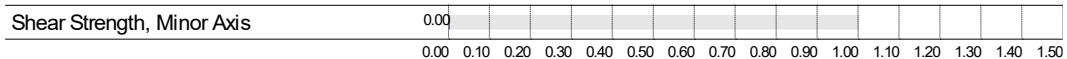
- (2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.462 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	6.386	2,303	0.00277	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.176 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

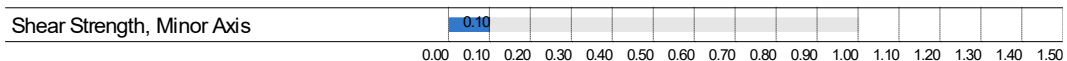
- (3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 11,516 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C = 2,303 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 6.386 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 2,303 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00277 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-207	2,062	0.101	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C)
- for all other H-Shape members and channels
 - k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
 - $D / t_w = 50.09 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
 - C = 1.000
- (3) Calculate shear strength in local-z direction
- $A_w = 10,315\text{mm}^2$
 - $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 2,062\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uz} = -207\text{kN}$
 - $V_{rz} = 2,062\text{kN}$
 - $V_{uz} / V_{rz} = 0.101 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA BRIDA DE PANEL

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 3931

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
 (2) F_y : 345MPa
 (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.496m
 (2) L_z : 0.496m
 (3) L_b : 0.496m
 (4) K_y : 1.000
 (5) K_z : 1.000

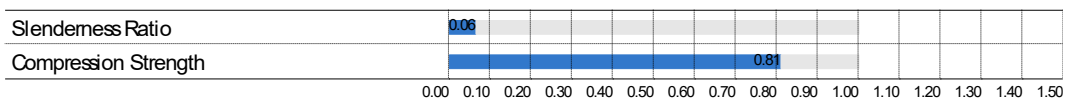
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
 (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	12.98	200	0.0649	
Compression Strength (kN)	626	773	0.810	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 12.98 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
- $\text{BTR} = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 102\text{mm}$
- $\text{DTR} = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 32,568\text{kN}$

(5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

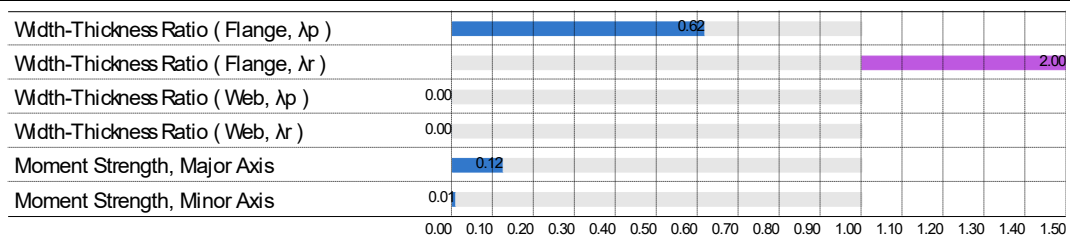
- Doubly symmetric shape
- $G_s = 76,980\text{MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 496\text{mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 2,446\text{kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 959\text{kN}$
- $P_e / P_0 = 2.550 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 814\text{kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 773\text{kN}$
- $P_u / P_r = 0.810 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	3.133	25.28	0.124	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.419	50.10	0.00837	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$

- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow \text{O.K}$

- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow \text{N.G}$

- $I_{zc} = 66,107\text{mm}^4$

- $I_{zt} = 66,107\text{mm}^4$

- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b

- $R_b = 1.000$

- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b

- Calculation of Stress C6.4.10

- $C_b = 1.000$ (user input)

- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)

- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$

- Check

- $L_b = 496\text{mm}$

- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,004\text{mm}, 1,004\text{mm})$
 $= 1,004\text{mm}$

- $L_b \leq L_b'$

- $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$

- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)

- $f_{bu} = 39.20\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)

- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$

- Web Load-Shedding Factor, R_b

- $R_b = 1.000$

- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$

- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$

- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$

- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,059\text{mm}$

- $L_p < L_b \leq L_r$

- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 316 \text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 316 \text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 316 \text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -39.20 \text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 316 \text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 50.10 \text{kN}\cdot\text{m}$

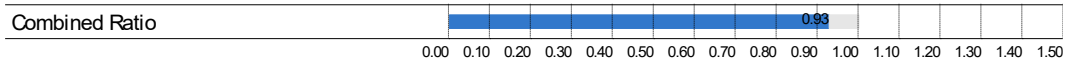
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10 \text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10 \text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00837 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.927	1.000	0.927	



(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.927 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	1.413	300	0.00471	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-y direction

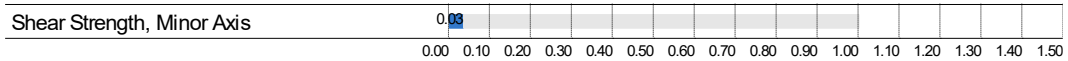
- $A_w = 1,500 \text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300 \text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$

- $V_{uy} = 1.413\text{kN}$
- $V_{ry} = 300\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00471 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-10.56	306	0.0345	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528\text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -10.56\text{kN}$
- $V_{rz} = 306\text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0345 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

•

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN DE REFUERZO

■ Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 2618

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.568m
- (2) L_z : 0.568m
- (3) L_b : 0.568m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

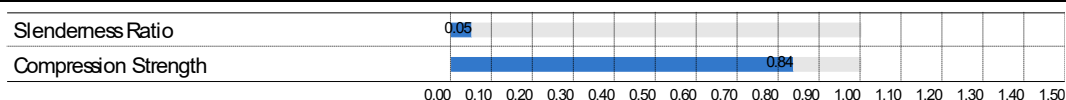
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
4,704mm ²	2,030mm ²	2,655mm ²	92.96mm	76.20mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
201,930mm ³	163,221mm ³	245,914mm ³	255,908mm ³	154,341mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
57.19mm	56.79mm	15,387,091mm ⁴	15,172,990mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	10.00	200	0.0500	
Compression Strength (kN)	1,146	1,372	0.835	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 10.00 < 200.0 \rightarrow O.K$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
- $BTR = b_f / t_f = 4.942 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_r = 152mm$
- $DTR = D_{web} / t_w = 14.95 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 92,809kN$

(5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

- Doubly symmetric shape

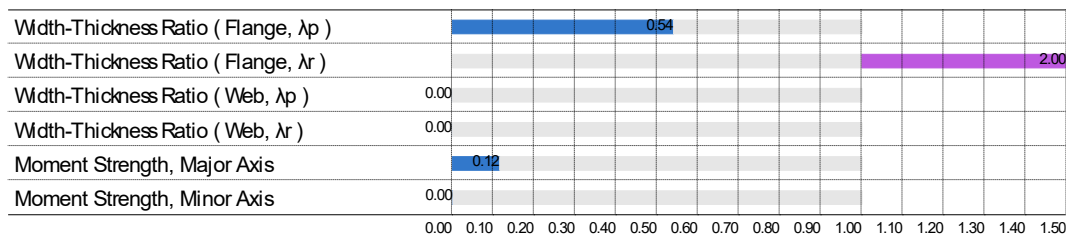
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 568 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 5,869 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 1,622 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 3.619 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 1,445 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 1,372 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.835 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	4.942	9.152	0.540	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	4.942	2.471	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	14.95	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	14.95	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	7.436	64.27	0.116	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.0908	88.22	0.00103	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 14.95 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.471 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 2.160 \geq D/6 = 0.854 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.437 \geq 1.1t_w = 0.377 \rightarrow \text{O.K}$
- $I_{zc} = 152,725 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 152,725 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333 \text{ mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.83 \text{ mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 568\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,223\text{mm}, 1,223\text{mm}) = 1,223\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 36.83\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.471$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.83\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,251\text{mm}$
- $L_p < L_b \leq L_r$
- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 318\text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 318\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 318\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -36.83\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 318\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

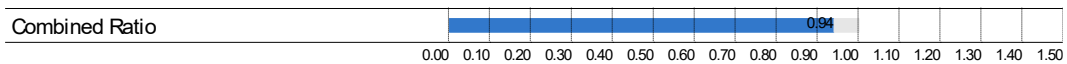
- (1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
 - $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)
 - $\text{BTR} = 4.942 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$
- (3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)
 - $M_n = M_p = 88.22\text{kN}\cdot\text{m}$
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 88.22\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 88.22\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00103 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.939	1.000	0.939	



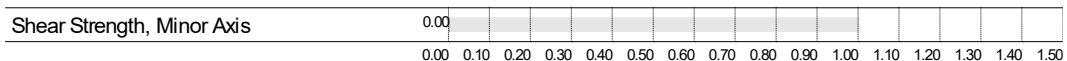
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.939 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-0.670	487	0.00138	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 4.942 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

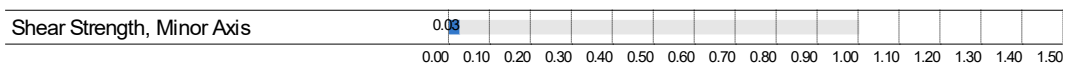
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 2,436\text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 487\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = -0.670\text{kN}$
- $V_{ry} = 487\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00138 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	13.68	531	0.0258	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 14.95 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 2,655\text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 531\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 13.68\text{kN}$
- $V_{rz} = 531\text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0258 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

**Anexo 4: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de
51.82m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO
LRFD 2020**

VERIFICACIÓN DE LA MONTANTE ESTANDAR

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 1998

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 1.093m
- (2) L_z : 1.093m
- (3) L_b : 1.093m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

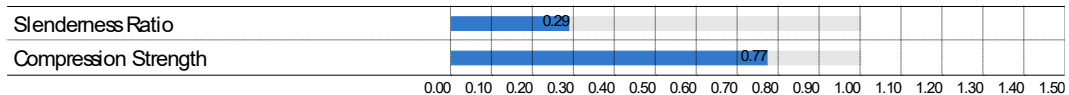
4. Section

- (1) Shape : B (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
1,466mm ²	655mm ²	982mm ²	25.00mm	37.50mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
27,427mm ³	20,883mm ³	34,966mm ³	25,804mm ³	1,035,542mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
26.49mm	18.87mm	1,028,494mm ⁴	522,078mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	57.89	200	0.289	
Compression Strength (kN)	291	376	0.773	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 57.89 < 200.0 \rightarrow O.K$

(2) Check width-thickness ratio of flange of box (BTR) about x-axis (Square and rectangular section)

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$
- $DTR_{flg} = D_{flg} / t_f = 5.634 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(3) Check width-thickness ratio of web of box (DTR) about x-axis (Square and rectangular section)

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$
- $DTR_{web} = D_{web} / t_w = 9.450 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

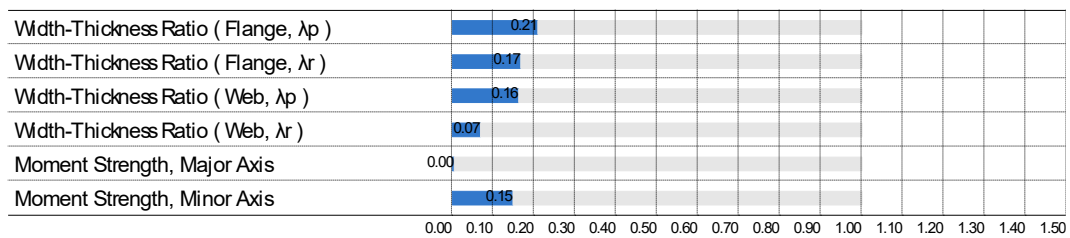
$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 863\text{kN}$$

(5) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 505\text{kN}$
- $P_e / P_0 = 1.708 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 396\text{kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 376\text{kN}$
- $P_u / P_r = 0.773 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.634	26.97	0.209	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.634	33.72	0.167	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	9.450	58.28	0.162	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	9.450	137	0.0688	Compact
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.0546	12.05	0.00453	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.317	8.896	0.148	



(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 5.634 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $\text{DTR} = 9.450 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_y = 12.05\text{kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 12.05\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{ry} = 12.05\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_{uy} / M_{ry} = 0.00453 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$

- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 9.450 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $\text{DTR} = 5.634 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_x = 8.896 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 8.896 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$

- $M_{rz} = 8.896 \text{ kN}\cdot\text{m}$

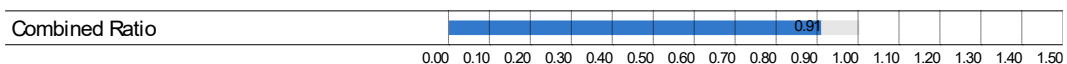
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.148 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX

- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.909	1.000	0.909	



(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$

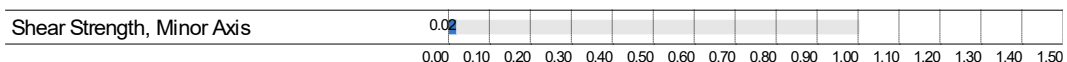
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.909 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY

- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-1.726	96.65	0.0179	



(2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- $k_v = 1.200$ (for rectangular HSS and box members)

(3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels

- $D / t_w = 5.634 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$

- $C_v = 1.000$

(4) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 2 h t = 483\text{mm}^2$

- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 96.65\text{kN}$

- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$

- $V_{uy} = -1.726\text{kN}$

- $V_{ry} = 96.65\text{kN}$

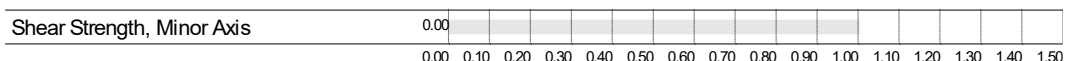
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.0179 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ

- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-0.0910	162	0.000561	



(2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels

- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000

- $D / t_w = 9.450 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$

- $C = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 405\text{mm}^2$

- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 162\text{kN}$

- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$

- $V_{uz} = -0.0910\text{kN}$

- $V_{rz} = 162\text{kN}$

- $V_{uz} / V_{rz} = 0.000561 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 5051

2. Material

(1) Material Name : A572-50

(2) F_y : 345MPa

(3) E_s : 199,948MPa

3. Length

(1) L_y : 0.735m

(2) L_z : 0.735m

(3) L_b : 0.735m

(4) K_y : 1.000

(5) K_z : 1.000

4. Section

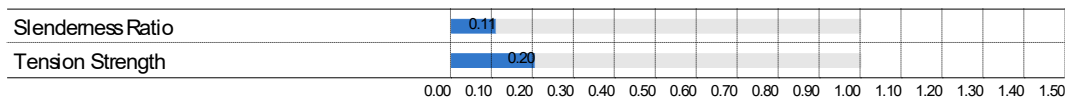
(1) Shape : H (Built Up)

(2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
21,831mm ²	9,597mm ²	10,935mm ²	133mm	381mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
5,309,452mm ³	513,218mm ³	6,116,989mm ³	804,842mm ³	2,518,628mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
304mm	55.99mm	2.022901e+9m ⁴	68,437,662mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	13.13	120	0.109	
Tension Strength (kN)	-1,463	7,150	0.205	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

• $L/r = 13.13 < 120.0 \rightarrow O.K$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

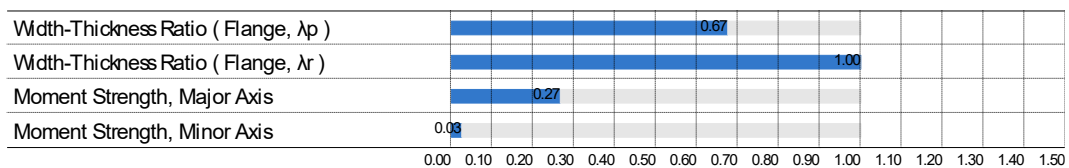
• Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$

• $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 7,150\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)

• $P_u / P_r = 0.205 < 1.000 \rightarrow O.$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.176	9.152	0.675	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.176	6.176	1.000	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	487	1,830	0.266	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	-7.039	277	0.0254	



(1) Web Proportions

• $D / t_w = 50.09 \leq 150 \rightarrow O.K$

(2) Flange Proportions

• $b_f / 2t_f = 6.176 \leq 12.0 \rightarrow O.K$

• $b_f = 10.50 \geq D/6 = 4.717 \rightarrow O.K$

• $t_f = 0.850 \geq 1.1t_w = 0.621 \rightarrow O.K$

• $I_{zc} = 34,130,327\text{mm}^4$

• $I_{zt} = 34,130,327\text{mm}^4$

• $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

• Web Load-Shedding Factor, R_b

• $R_b = 1.000$

- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = -13.72\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 735\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(3,786\text{mm}, 3,786\text{mm}) = 3,786\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = -13.72\text{MPa}$
- $f_l = -13.72\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 91.69\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 6.176$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -96.26\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 6.176 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$
- (3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$

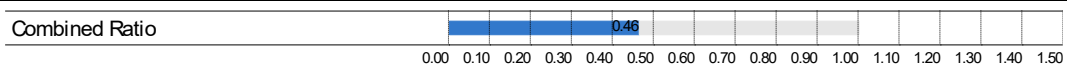
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0254 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+MY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.464	1.000	0.464	



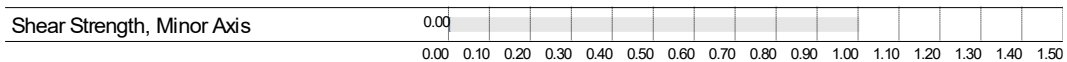
- (2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.464 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	7.543	2,303	0.00328	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.176 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

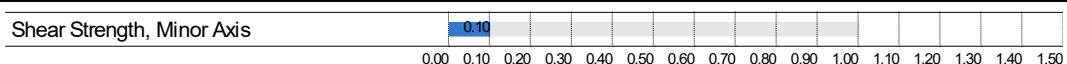
- (3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 11,516 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C = 2,303 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 7.543 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 2,303 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00328 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-207	2,062	0.101	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000

- $D / t_w = 50.09 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
 - $C = 1.000$
- (3) Calculate shear strength in local-z direction
- $A_w = 10,315\text{mm}^2$
 - $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 2,062\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uz} = -207\text{kN}$
 - $V_{rz} = 2,062\text{kN}$
 - $V_{uz} / V_{rz} = 0.101 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA BRIDA DE PANEL

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 397

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.231m
- (2) L_z : 0.231m
- (3) L_b : 0.231m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

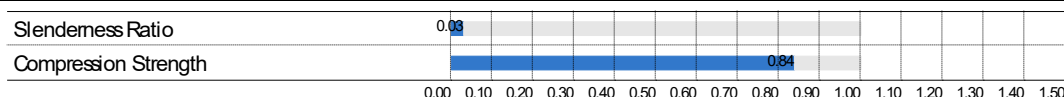
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	6.034	200	0.0302	
Compression Strength (kN)	725	865	0.838	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 6.034 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

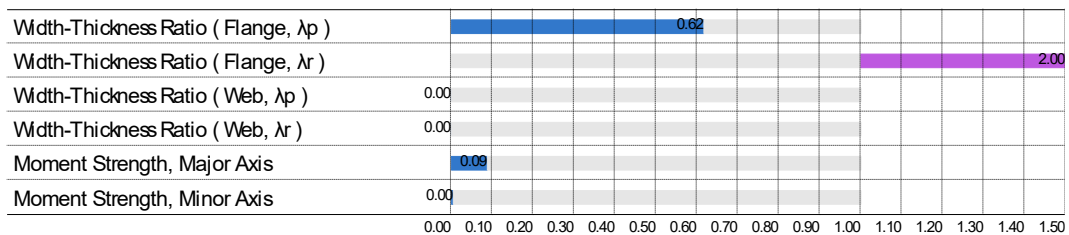
- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$

- $BTR = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender
- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)
- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
 - $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 102\text{mm}$
 - $DTR = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender
- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)
- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 150,805\text{kN}$
- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance
- Doubly symmetric shape
 - $G_s = 76,980\text{MPa}$
 - $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
 - $L = 231\text{mm}$
 - $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 7,685\text{kN}$
- (6) Calculate axial compressive strength (P_r)
- $P_0 = F_y A_g = 959\text{kN}$
 - $P_e / P_0 = 8.012 \geq 0.440$
 - $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 910\text{kN}$
 - Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
 - $P_r = 865\text{kN}$
 - $P_u / P_r = 0.838 < 1.000 \rightarrow$ O.K

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-2.422	27.55	0.0879	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	0.242	50.10	0.00483	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow$ O.K

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow$ O.K
- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow$ O.K
- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow$ N.G
- $I_{zc} = 66,107\text{mm}^4$
- $I_{zt} = 66,107\text{mm}^4$

- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$
- (3) Flange Lateral bending Stress
 - Web Load-Shedding Factor, R_b
 - $R_b = 1.000$
 - Limiting Unbraced Length, L_p
 - $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
 - $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
 - Moment Gradient Modifier, C_b
 - Calculation of Stress C6.4.10
 - $C_b = 1.000$ (user input)
 - Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
 - $f_l = M_{uz} / S_l = 2.510\text{MPa}$
 - Check
 - $L_b = 231\text{mm}$
 - $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,142\text{mm}, 1,142\text{mm}) = 1,142\text{mm}$
 - $L_b \leq L_b'$
 - $f_l = f_{l1} = 2.510\text{MPa}$
 - $f_l = 2.510\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
 - Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
 - $f_{bu} = 30.30\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
 - Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
 - $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$
 - $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
 - Web Load-Shedding Factor, R_b
 - $2 D_c / t_w = 11.34 \leq \lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{E / F_{yc}} = 137$
 - $R_b = 1.000$
 - $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
 - $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
 - Limiting Unbraced Length, L_p
 - $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
 - $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
 - Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
 - $L_b \leq L_p$
 - $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
 - $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
 - $f_{bu} + 1/3 f_l = -31.14\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

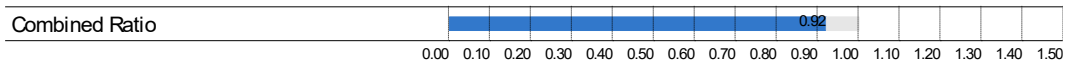
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00483 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.920	1.000	0.920	



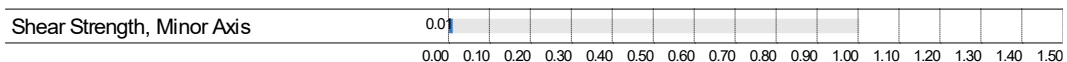
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.920 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	2.783	300	0.00928	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

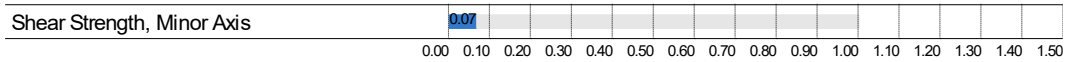
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,500 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 2.783 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 300 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00928 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-20.46	306	0.0670	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528 \text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306 \text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = -20.46 \text{kN}$
- $V_{rz} = 306 \text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0670 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN DE REFUERZO

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 6954

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.568m
- (2) L_z : 0.568m
- (3) L_b : 0.568m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

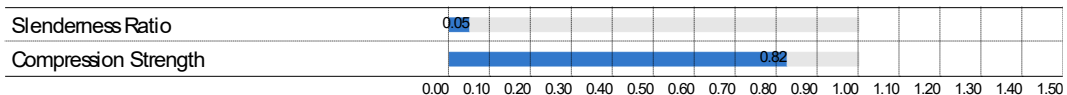
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
4,697mm ²	2,030mm ²	2,648mm ²	92.96mm	76.00mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
201,182mm ³	163,095mm ³	244,987mm ³	255,629mm ³	154,172mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
57.05mm	56.82mm	15,289,796mm ⁴	15,161,922mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	9.997	200	0.0500	
Compression Strength (kN)	1,130	1,370	0.825	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 9.997 < 200.0 \rightarrow \text{O.K}$

- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
- $BTR = b_f / t_f = 4.943 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 152\text{mm}$
- $DTR = D_{web} / t_w = 14.90 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 92,742\text{kN}$

- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

- Doubly symmetric shape

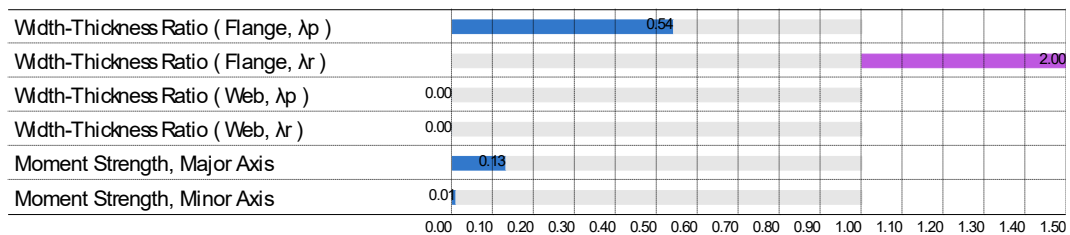
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 568 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 5,854 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 1,619 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 3.615 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 1,442 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 1,370 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.825 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	4.943	9.152	0.540	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	4.943	2.471	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	14.90	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	14.90	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	8.366	64.04	0.131	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	0.769	88.13	0.00872	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 14.90 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.471 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 2.160 \geq D/6 = 0.852 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.437 \geq 1.1t_w = 0.377 \rightarrow \text{O.K}$
- $I_{zc} = 152,758 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 152,758 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333 \text{ mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.84 \text{ mm}$

- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 568\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,152\text{mm}, 1,152\text{mm}) = 1,152\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 41.58\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.471$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.84\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,252\text{mm}$
- $L_p < L_b \leq L_r$
- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 318\text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 318\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 318\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -41.58\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 318\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 4.943 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 88.13\text{kN}\cdot\text{m}$

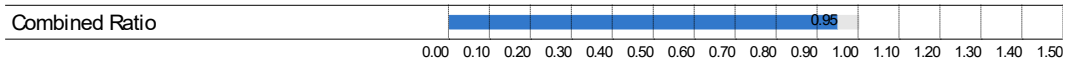
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 88.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 88.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00872 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.949	1.000	0.949	



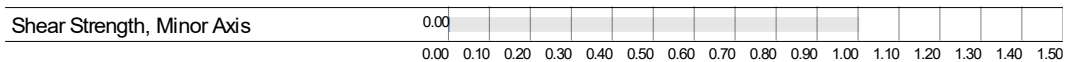
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.949 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.870	487	0.00179	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 4.943 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

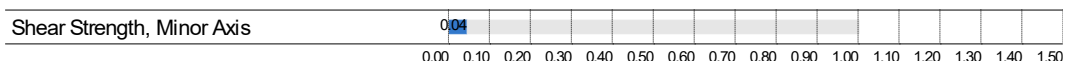
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 2,436 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 487 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = 0.870 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 487 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00179 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	23.04	529	0.0435	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 14.90 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 2,648 \text{ mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 529 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 23.04 \text{ kN}$
- $V_{rz} = 529 \text{ kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0435 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

**Anexo 5: Verificación de Elementos Principales del Puente Modular tipo Bailey de
60.96m con postensado externo para sobrecarga HL93 según el código AASHTO
LRFD 2020**

VERIFICACIÓN DE LA MONTANTE ESTANDAR

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 1998

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 1.093m
- (2) L_z : 1.093m
- (3) L_b : 1.093m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

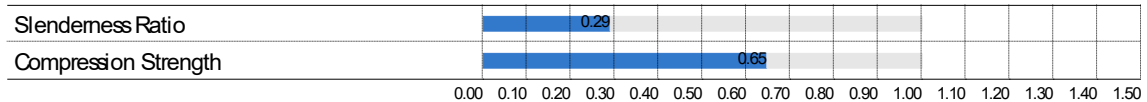
4. Section

- (1) Shape : B (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
1,456mm ²	650mm ²	975mm ²	25.00mm	37.50mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
27,279mm ³	20,782mm ³	34,756mm ³	25,656mm ³	1,030,588mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
26.51mm	18.89mm	1,022,968mm ⁴	519,543mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	57.84	200	0.289	
Compression Strength (kN)	241	373	0.646	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 57.84 < 200.0 \rightarrow O.K$

- (2) Check width-thickness ratio of flange of box (BTR) about x-axis (Square and rectangular section)

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$
- $DTR_{flg} = D_{flg} / t_f = 5.692 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

- (3) Check width-thickness ratio of web of box (DTR) about x-axis (Square and rectangular section)

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$
- $DTR_{web} = D_{web} / t_w = 9.538 < \lambda_r \rightarrow \text{Not Slender}$

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

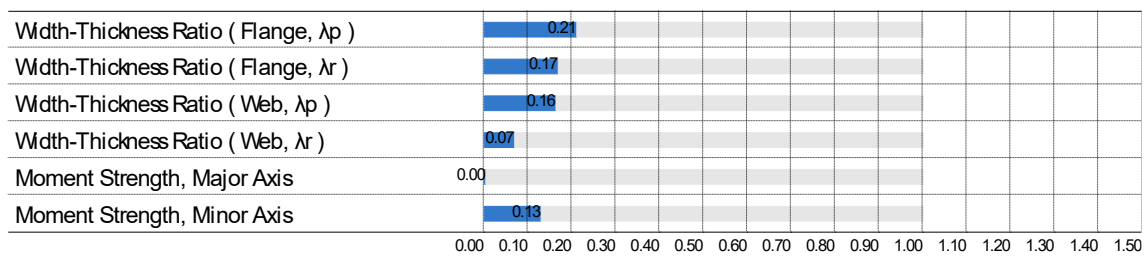
$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 859\text{kN}$$

(5) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 502\text{kN}$
- $P_e / P_0 = 1.711 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 393\text{kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 373\text{kN}$
- $P_u / P_r = 0.646 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.692	26.97	0.211	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.692	33.72	0.169	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	9.538	58.28	0.164	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	9.538	137	0.0695	Compact
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-0.0440	11.98	0.00367	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.147	8.844	0.130	



(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$
- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$
- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 5.692 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $DTR = 9.538 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_y = 11.98\text{kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 11.98\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{ry} = 11.98\text{kN}\cdot\text{m}$

- $M_{uy} / M_{ry} = 0.00367 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_p = 1.12 \sqrt{E / F_y} = 26.97$

- $\lambda_r = 1.40 \sqrt{E / F_y} = 33.72$

(2) Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure

- $\lambda_p = 2.42 \sqrt{E / F_y} = 58.28$

- $\lambda_r = 5.70 \sqrt{E / F_y} = 137$

(3) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 9.538 < \lambda_p = 26.97 \rightarrow \text{Compact}$

(4) Check width-thickness ratio of web (DTR)

- $\text{DTR} = 5.692 < \lambda_p = 58.28 \rightarrow \text{Compact}$

(5) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_{n1} = M_p = F_y Z_x = 8.844 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(6) Calculate nominal flexural strength for Flange local buckling (FLB)

- COMPACT flange $\rightarrow$ the limit state of flange local buckling is not applied

(7) Calculate nominal flexural strength for Web local buckling (WLB)

- COMPACT web $\rightarrow$ the limit state of web local buckling is not applied

(8) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{ny} = M_{n1} = 8.844 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$

- $M_{rz} = 8.844 \text{ kN}\cdot\text{m}$

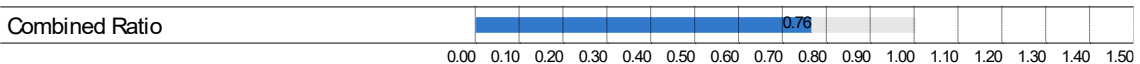
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.130 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FY

- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.765	1.000	0.765	



(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$

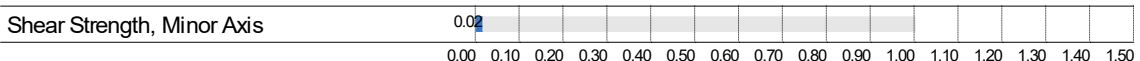
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.765 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+MZ

- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-1.482	96.17	0.0154	



(2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- $k_v = 1.200$ (for rectangular HSS and box members)

(3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels

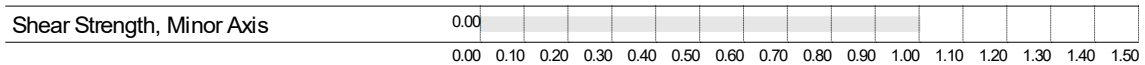
- $D / t_w = 5.692 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$

- $C_v = 1.000$
- (4) Calculate shear strength in local-y direction
 - $A_w = 2 h t = 481\text{mm}^2$
 - $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 96.17\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uy} = -1.482\text{kN}$
 - $V_{ry} = 96.17\text{kN}$
 - $V_{uy} / V_{ry} = 0.0154 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-0.0507	161	0.000315	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C)
 - for all other H-Shape members and channels
 - k (the web plate buckling coefficient) = 5.000
 - $D / t_w = 9.538 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
 - $C = 1.000$
- (3) Calculate shear strength in local-z direction
 - $A_w = 403\text{mm}^2$
 - $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 161\text{kN}$
 - Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
 - $V_{uz} = -0.0507\text{kN}$
 - $V_{rz} = 161\text{kN}$
 - $V_{uz} / V_{rz} = 0.000315 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA TRANSVERSAL

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 7468

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.735m
- (2) L_z : 0.735m
- (3) L_b : 0.735m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

4. Section

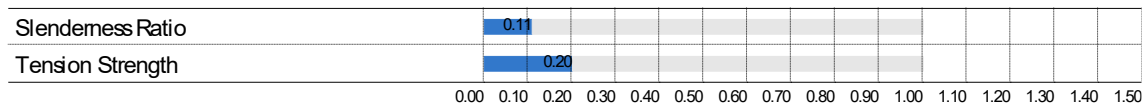
- (1) Shape : H (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
-------	----------	----------	-----------	-----------

21,831mm ²	9,597mm ²	10,935mm ²	133mm	381mm
S _y	S _z	Z _y	Z _z	J
5,309,452mm ³	513,218mm ³	6,116,989mm ³	804,842mm ³	2,518,628mm ⁴
r _y	r _z	I _y	I _z	I _{yz}
304mm	55.99mm	2.022901e+9m ⁴	68,437,662mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	13.13	120	0.109	
Tension Strength (kN)	-1,438	7,150	0.201	



(1) Slenderness ratio of axial tension member (L/r)

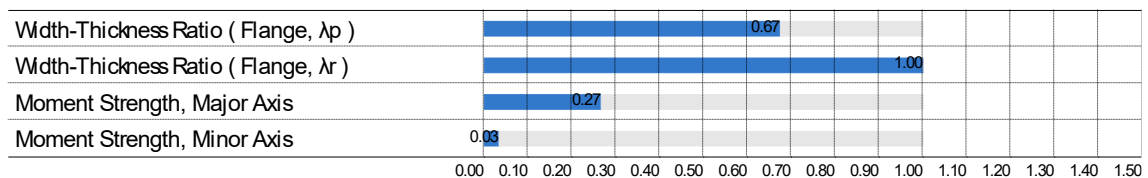
- $L/r = 13.13 < 120.0 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Calculate axial tensile strength (P_r)

- Resistance factor for tension : $\phi = 0.950$
- $\phi P_n = \phi F_y \text{ Area} = 7,150\text{kN}$ (Fracture resistance should be checked separately by the user)
- $P_u / P_r = 0.201 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	6.176	9.152	0.675	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	6.176	6.176	1.000	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	488	1,830	0.267	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	-9.373	277	0.0338	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 50.09 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 6.176 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 10.50 \geq D/6 = 4.717 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.850 \geq 1.1t_w = 0.621 \rightarrow \text{O.K}$
- $I_{zc} = 34,130,327\text{mm}^4$
- $I_{zt} = 34,130,327\text{mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p

- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = -18.26\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 735\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(3,782\text{mm}, 3,782\text{mm}) = 3,782\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = -18.26\text{MPa}$
- $f_l = -18.26\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 91.90\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 6.176$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 1,627\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 67.56\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -97.99\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 6.176 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 277\text{kN}\cdot\text{m}$

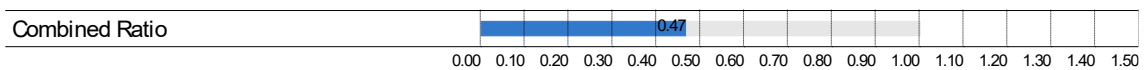
(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 277\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0338 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1+MY
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.468	1.000	0.468	



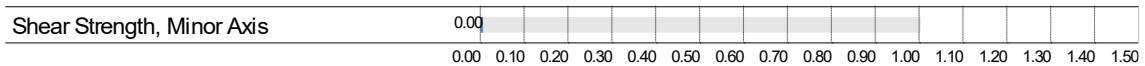
(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.468 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-FY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-10.93	2,303	0.00475	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 6.176 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

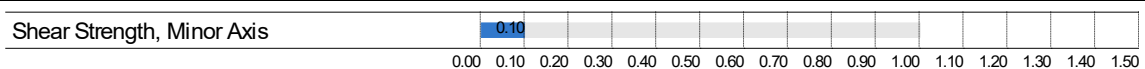
(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 11,516\text{mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C = 2,303\text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = -10.93\text{kN}$
- $V_{ry} = 2,303\text{kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00475 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	207	2,062	0.100	



(2) Calculate the web shear coefficient (C)

- for all other H-Shape members and channels
- k (the web plate buckling coefficient) = 5.000

- $D / t_w = 50.09 < 1.12 \sqrt{E k / F_y} = 60.31$
- $C = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 10,315 \text{ mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C = 2,062 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 207 \text{ kN}$
- $V_{rz} = 2,062 \text{ kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.100 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

VERIFICACIÓN DE LA BRIDA DE PANEL

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 11581

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.230m
- (2) L_z : 0.230m
- (3) L_b : 0.230m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

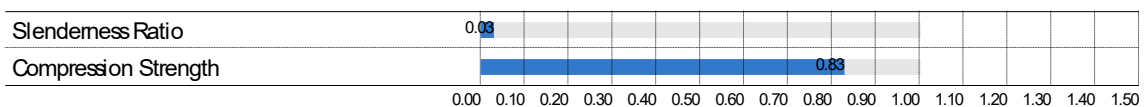
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
2,783mm ²	1,250mm ²	1,528mm ²	84.10mm	50.80mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
79,924mm ³	96,514mm ³	97,427mm ³	145,328mm ³	56,982mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
38.20mm	54.01mm	4,060,148mm ⁴	8,116,792mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	6.034	200	0.0302	
Compression Strength (kN)	717	865	0.829	



(1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 6.034 < 200.0 \rightarrow O.K$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$

- $BTR = b_f / t_f = 5.644 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_f = 102mm$
- $DTR = D_{web} / t_w = 11.34 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

(4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 150,805kN$

(5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

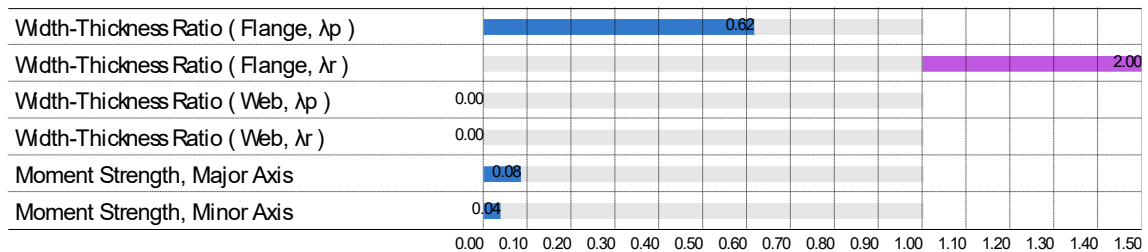
- Doubly symmetric shape
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 230 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 7,685 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 959 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 8.012 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 910 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 865 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.829 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	5.644	9.152	0.617	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	5.644	2.822	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	11.34	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	11.34	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	2.337	27.55	0.0848	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	-1.928	50.10	0.0385	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 11.34 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.822 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 1.811 \geq D/6 = 0.560 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.321 < 1.1t_w = 0.326 \rightarrow \text{N.G}$

- $I_{zc} = 66,107 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 66,107 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282 \text{ mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = -19.98\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 230\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,162\text{mm}, 1,162\text{mm}) = 1,162\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = -19.98\text{MPa}$
- $f_l = -19.98\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 29.25\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.822$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 282\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 11.71\text{mm}$
- Lateral-Torsional Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $L_b \leq L_p$
- $F_{nc(LTB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 345\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -35.90\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $\text{BTR} = 5.644 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

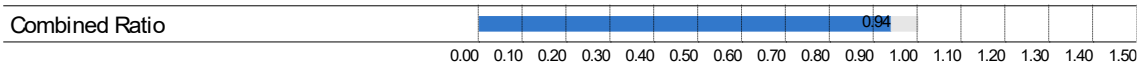
- $M_n = M_p = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- (4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$
- $M_{rz} = 50.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.0385 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX
- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.939	1.000	0.939	



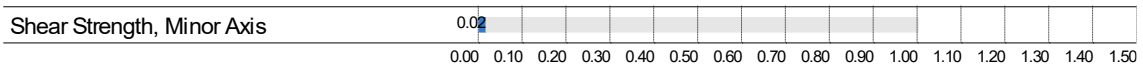
- (2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.939 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1-MY
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	-4.683	300	0.0156	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 5.644 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$
- $C_v = 1.000$

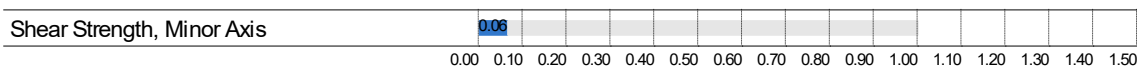
- (3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 1,500 \text{ mm}^2$
- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 300 \text{ kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uy} = -4.683 \text{ kN}$
- $V_{ry} = 300 \text{ kN}$
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.0156 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1-MZ
- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	19.83	306	0.0649	



- (2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels

- $D / t_w = 11.34 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 1,528 \text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 306 \text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 19.83 \text{kN}$
- $V_{rz} = 306 \text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0649 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-

VERIFICACIÓN DEL CORDÓN DE REFUERZO

Member Design Detail Report AASHTO(8th)-LRFD17 [User's Unit : N, mm]

1. Member Information

- Member : 7777

2. Material

- (1) Material Name : A572-50
- (2) F_y : 345MPa
- (3) E_s : 199,948MPa

3. Length

- (1) L_y : 0.568m
- (2) L_z : 0.568m
- (3) L_b : 0.568m
- (4) K_y : 1.000
- (5) K_z : 1.000

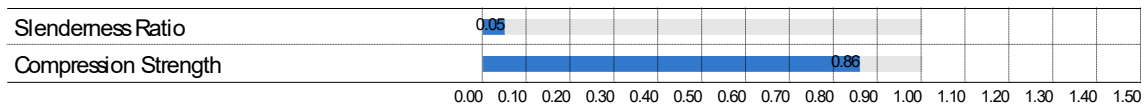
4. Section

- (1) Shape : 2C (Built Up)
- (2) Section Property

A_s	A_{sy}	A_{sz}	Y_{bar}	Z_{bar}
4,697mm ²	2,030mm ²	2,648mm ²	92.96mm	76.00mm
S_y	S_z	Z_y	Z_z	J
201,182mm ³	163,095mm ³	244,987mm ³	255,629mm ³	154,172mm ⁴
r_y	r_z	I_y	I_z	I_{yz}
57.05mm	56.82mm	15,289,796mm ⁴	15,161,922mm ⁴	0.000mm ⁴

5. Check Axial Strength

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	9.997	200	0.0500	
Compression Strength (kN)	1,177	1,370	0.859	



- (1) Check slenderness ratio of axial compression member

- $L_c / r = 9.997 < 200.0 \rightarrow O.K$

- (2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} = 0.760$
- $\lambda_r = 0.64 \sqrt{E k_c / F_y} = 13.44$
- $BTR = b_f / t_f = 4.943 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (3) Check depth-thickness ratio of web (DTR)

- $\lambda_r = 1.49 \sqrt{E / F_y} = 35.88$
- $D_{web} = H - t_{f1} - t_{f2} - 2w_r = 152mm$
- $DTR = D_{web} / t_w = 14.90 < \lambda_r \rightarrow$ Not Slender

- (4) Elastic Flexural Buckling Resistance (P_e)

- $P_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} A_g = 92,742kN$

- (5) Torsional and flexural-torsional buckling resistance

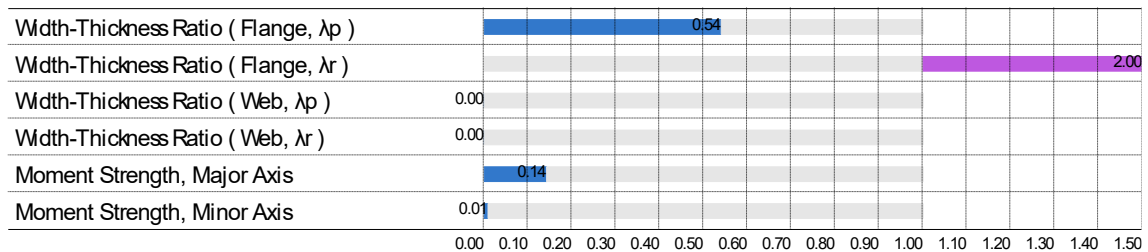
- Doubly symmetric shape
- $G_s = 76,980 \text{ MPa}$
- $K_x = 1.00$ (Conservatively taken value)
- $L = 568 \text{ mm}$
- $P_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_x L)^2} + G_s J \right) \frac{A_g}{I_y + I_z} = 5,854 \text{ kN}$

(6) Calculate axial compressive strength (P_r)

- $P_0 = F_y A_g = 1,619 \text{ kN}$
- $P_e / P_0 = 3.615 \geq 0.440$
- $P_n = (0.658^{P_0/P_e}) P_0 = 1,442 \text{ kN}$
- Resistance factor for compression : $\phi = 0.950$
- $P_r = 1,370 \text{ kN}$
- $P_u / P_r = 0.859 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

6. Check Flexural Strength About Major Axis (Y)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_p)	4.943	9.152	0.540	
Width-Thickness Ratio (Flange, λ_r)	4.943	2.471	2.000	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λ_p)	14.90	0.000	0.000	
Width-Thickness Ratio (Web, λ_r)	14.90	0.000	0.000	-
Moment Strength, Major Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	9.109	64.04	0.142	
Moment Strength, Minor Axis ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	0.776	88.13	0.00881	



(1) Web Proportions

- $D / t_w = 14.90 \leq 150 \rightarrow \text{O.K}$

(2) Flange Proportions

- $b_f / 2t_f = 2.471 \leq 12.0 \rightarrow \text{O.K}$
- $b_f = 2.160 \geq D/6 = 0.852 \rightarrow \text{O.K}$
- $t_f = 0.437 \geq 1.1t_w = 0.377 \rightarrow \text{O.K}$
- $I_{zc} = 152,758 \text{ mm}^4$
- $I_{zt} = 152,758 \text{ mm}^4$
- $0.1 \leq I_{zc} / I_{zt} = 1.000 \leq 10.0$

(3) Flange Lateral bending Stress

- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333 \text{ mm}$

- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.84\text{mm}$
- Moment Gradient Modifier, C_b
- Calculation of Stress C6.4.10
- $C_b = 1.000$ (user input)
- Second-order elastic compression-flange Lateral bending stress (6.10.1.6)
- $f_l = M_{uz} / S_l = 0.000\text{MPa}$
- Check
- $L_b = 568\text{mm}$
- $L_b' = \min(1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}, 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}) = \min(1,104\text{mm}, 1,104\text{mm}) = 1,104\text{mm}$
- $L_b \leq L_b'$
- $f_l = f_{l1} = 0.000\text{MPa}$
- $f_l = 0.000\text{MPa} \leq 0.6 F_{yf} = 207\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Flexural Resistance based on Continuously Braced Tension Flange (6.10.8)
- $f_{bu} = 45.28\text{MPa} \leq \Phi_f R_h F_{yt} = 345\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- Local Buckling Resistance based on Discretely Braced Compression Flange (6.10.8.2.2)
- $\lambda_f = b_{fc} / 2 t_{fc} = 2.471$
- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yc}} = 9.152$
- Web Load-Shedding Factor, R_b
- $R_b = 1.000$
- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$
- $F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = 345\text{MPa}$
- Limiting Unbraced Length, L_p
- $L_p = 1.0 r_t \sqrt{E / F_{yc}} = 333\text{mm}$
- $r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 13.84\text{mm}$
- $L_r = \pi r_t \sqrt{E / F_{yr}} = 1,252\text{mm}$
- $L_p < L_b \leq L_r$
- $F_{nc1(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] R_b R_h F_{yc} = 318\text{MPa}$
- $F_{nc(LTB)} = \min(F_{nc1(LTB)}, R_b R_h F_{yc}) = 318\text{MPa}$
- $F_{nc} = \min(F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = 318\text{MPa}$
- $f_{bu} + 1/3 f_l = -45.28\text{MPa} \leq \Phi_f F_{nc} = 318\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$

7. Check Flexural Strength About Minor Axis (Z)

(1) Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure

- $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_{yf}} = 9.152$
- $\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{E / F_{yf}} = 19.99$

(2) Check width-thickness ratio of flange (BTR)

- $BTR = 4.943 < \lambda_p = 9.152 \rightarrow \text{Compact}$

(3) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_n = M_p = 88.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(4) Calculate flexural strength about minor axis

- $M_{nz} = M_n = 88.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- Resistance factor for flexure : $\phi = 1.000$

- $M_{rz} = 88.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

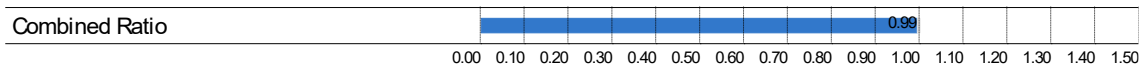
- $M_{uz} / M_{rz} = 0.00881 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

8. Check Interaction of Combined Strength

- Load Combination Name : 1-FX

- Position : I

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.994	1.000	0.994	



(2) Calculate interaction ratio of combined strength

- $P_u / P_r \geq 0.2 \rightarrow \text{Formula}$

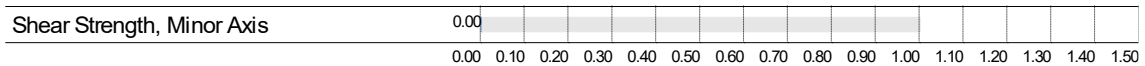
- $\text{ComRat} = \frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{M_{ry}} + \frac{M_{uz}}{M_{rz}} \right) = 0.994 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

9. Check Shear Strength (Y)

- Load Combination Name : 1+FY

- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.836	487	0.00172	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels

- $D / t_w = 4.943 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 29.55$

- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-y direction

- $A_w = 2,436 \text{ mm}^2$

- $V_{ny} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 487 \text{ kN}$

- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$

- $V_{uy} = 0.836 \text{ kN}$

- $V_{ry} = 487 \text{ kN}$

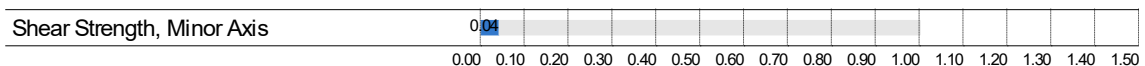
- $V_{uy} / V_{ry} = 0.00172 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$

10. Check Shear Strength (Z)

- Load Combination Name : 1+FZ

- Position : J

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	21.54	529	0.0407	



(2) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $D / t_w = 14.90 < 1.12 \sqrt{k_v E / F_y} = 60.31$
- $C_v = 1.000$

(3) Calculate shear strength in local-z direction

- $A_w = 2,648 \text{mm}^2$
- $V_{nz} = 0.58 F_y A_w C_{v2} = 529 \text{kN}$
- Resistance factor for shear : $\phi = 1.000$
- $V_{uz} = 21.54 \text{kN}$
- $V_{rz} = 529 \text{kN}$
- $V_{uz} / V_{rz} = 0.0407 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
-