UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

"EVALUACIÓN DEL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DEL PUENTE NULTI SUR"

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EDISON FERNANDO CAMPOVERDE CAMPOVERDE

TUTOR: Ing. César David Cajamarca Zúñiga, M.Sc.

Cuenca – Ecuador

2017

DECLARACIÓN

Yo, Edison Fernando Campoverde Campoverde, declaro bajo juramento que el trabajo presentado a continuación es de mi creación y responsabilidad y que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

_____

Egdo. Edison Fernando Campoverde Campoverde

CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. M.Sc. César David Cajamarca Zúñiga certifico que la presente tesis realizada por el Sr. Edison Fernando Campoverde egresado de la UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA , INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo elaborado de manera personal e inédito, bajo el tema “EVALUACIÓN DEL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NULTI SUR”

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

_____

Ing. César David Cajamarca Zúñiga, M.Sc.

DIRECTOR

AGRADECIMIENTO

A mis Padres Juan y Gladys, ejemplos de lucha esfuerzo y dedicación, que siempre han estado junto a mi dándome su cariño y apoyo incondicional en todo momento, gracias por existir papitos queridos.

A mi esposa María Eugenia, una mujer que ha sido una bendición en mi vida, tu comprensión y paciencia han sido un puntal diario para cumplir con esta meta académica, mil gracias por estar a mi lado todos estos años.

A mis hijas queridas Amelia y Victoria mi inspiración son la razón de lucha y superación diaria que me motiva a seguir cumpliendo más sueños, gracias por acompañarme con su ternura, travesuras y locuras en tantas veces que permanecí sentado trabajando por esta meta académica.

Al Ingeniero David Cajamarca Zúñiga tutor del presente trabajo que ha sido un verdadero maestro y no ha tenido empacho alguno en compartir sus conocimientos y estar dispuesto a tiempo completo para concretar esta investigación con éxito.

A mis amigos que son contados con los dedos de la mano, gracias por haber estado ahí siempre alentándome a seguir superándome y no decaer para alcanzar el título de profesional en la Ingeniería Civil.

INDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN i
CERTIFICACIÓN ii
AGRADECIMIENTO iii
INDICE DE CONTENIDO iv
INDICE DE ILUSTRACIONES vii
INDICE DE FOTOGRAFIAS ix
INDICE DE FIGURAS x
INDICE DE TABLAS xi
RESUMEN xii
ABSTRACT xiii
CAPITULO I 1
FUNDAMENTACION DEL PROBLEMA 1
1.1. Introducción 1
1.2. Antecedentes 1
1.3. Justificación del problema 2
1.4. Alcance del estudio 3
1.5. Objetivo general 3
1.5.1. Objetivos específicos 3
1.6. Metodología usada para la investigación 4
Referencias bibliográficas 5
CAPITULO II 6
NORMATIVA Y BASES TEÓRICAS 6
2.1. Normativa utilizada 6
2.2. Unidades de medida 6
2.3. Conceptos y definiciones 7
2.4. Requisitos mínimos para la evaluación estructural 11

2.4.1. Factores y combinaciones de carga 11
2.4.2. Denominación de las cargas 13
2.4.3. Superestructura 18
2.4.4. Estructuras de acero compuestas 20
Referencias bibliográficas 23
CAPITULO III 25
EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO VISUAL 25
3.1. Generalidades 25
3.2. Objetivos 25
3.3. Alcances 26
3.4. Equipos y herramientas utilizados 26
3.5. Metodología general para la recolección de información 27
3.6. Plan de visitas de inspección y evaluación 27
3.7. Informe de Evaluación Visual 29
3.7.1. Características geométricas del puente Nulti sur 29
3.7.2. Materiales usados 31
3.7.3. Nivelación y magnitud de las deflexiones 31
3.7.4. Perfiles longitudinales 32
3.7.5. Registro fotográfico de la inspección visual 42
3.8. Conclusiones 53
3.9. Recomendaciones 57
CAPITULO IV 59
MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LA SUPERESTRUCTURA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS 59
4.1. Generalidades del modelo de cálculo 59
4.2. Estimación de cargas 60
4.2.1. Geometría general del puente 60
4.2.2. Determinación del peso propio de la viga y de otras cargas permanentes 61
4.2.3. Determinación de la carga máxima vehicular 64

4.2.3.1. Análisis longitudinal..... 64
4.2.3.2. Análisis transversal 69
4.3. Cálculo manual..... 72
4.3.1. Cálculo de deformaciones y tensiones en la viga metálica debido al peso propio……..72
4.3.2. Cálculo de deformaciones y tensiones en la viga compuesta..... 75
4.4. Comprobación de los carriles que deben ser cargados para obtener el caso más crítico de solicitaciones 78
4.5 Cálculo computacional 82
4.5.1. Modelo de cálculo utilizado 82
4.5.2. Modelación del puente completo y cálculo de tensiones y deformaciones . 85
4.5.3. Interpretación de los resultados obtenidos del programa computacional ... 89
CAPÍTULO V 110
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 110
5.1. Conclusiones..... 110
5.2. Recomendaciones..... 113
BIBLIOGRAFIA..... 115

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Esquema de pasos para la Evaluación visual 27
Ilustración 2.Geometría del puente Nulti. Vista en planta 30
Ilustración 3: Esquema de la sección transversal, ubicación de vigas y bordillos de un tablero 31
Ilustración 4. Configuración de las secciones transversales cada 7 metros y de la simetría desde la mitad de la viga de 70m. 31
Ilustración 5. Ejes de nivelación en el puente Nulti Sur 32
Ilustración 6: Perfil de nivelación EJE 1 34
Ilustración 7: Perfil de nivelación EJE 2 35
Ilustración 8: Perfil de nivelación EJE 3 36
Ilustración 9: Perfil de nivelación EJE 4 37
Ilustración 10: Perfil de nivelación EJE 5 38
Ilustración 11: Perfil de nivelación EJE 6 39
Ilustración 12: Perfil de nivelación EJE 7 40
Ilustración 13: Perfil de nivelación EJE 8 41
Ilustración 14. Representación de la forma de las vigas I del puente Nulti Sur 61
Ilustración 15: Sección Transversal Puente Nulti Sur 61
Ilustración 16. Forma de la viga, obtenida con la ecuación de variación de la altura ... 63
Ilustración 17. Diagrama de momentos del peso propio de la viga metálica en Kgf-m 73
Ilustración 18. Líneas de Influencia de la reacción en cada viga 81
Ilustración 19. Modelo en 3D y vista frontal de viga metálica tipo del puente Nulti sur 83
Ilustración 20. Distintos planos de la deformación debido al peso propio de la viga metálica 83
Ilustración 21. Gráfico del campo de deformaciones verticales y rango de valores, debidas al peso propio de una viga metálica 83
Ilustración 22. Deformaciones del conjunto de 5 vigas metálicas conectadas con arriostramientos 84
Ilustración 23. (a) Esviaje de las vigas y del tablero, vista en planta. (b) Configuración de arriostramientos y vigas, vista 3D desde abajo del tablero. (c) Geometría de las vigas metálicas modeladas de acuerdo a la construcción y medición efectuadas. (d) vista 3D de tablero en dirección Cuenca-Azogues. (e) Tres carriles de circulación, definidos como carriles de diseño. 87
Ilustración 24. Visualización de las cargas actuantes en la superestructura, (a) carga peatonal, (b) carga pasamano metálico, (c) carga de bordillo cerca del parterre central, (d) carga del asfalto colocado 88

Ilustración 25. Factor de presencia múltiple como datos de entrada en CSiBridge, para el cálculo del modelo matemático 88
Ilustración 26. Reacciones sobre el puente, datos obtenidos del CSiBridge 90
Ilustración 27. (a), (b), (c).Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia I, resultados obtenidos de CSiBridge 93
Ilustración 28. (a), (b), (c).Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia II, resultados obtenidos de CSiBridge 94
Ilustración 29. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia IV, resultados obtenidos de CSiBridge 94
Ilustración 30. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Servicio I, resultados obtenidos de CSiBridge 95
Ilustración 31. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Servicio II, resultados obtenidos de CSiBridge 96
Ilustración 32. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Fatiga, resultados obtenidos de CSiBridge 97
Ilustración 33. (a)Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia I, aumentando el factor de carga para DW a 2.8 por mayor espesor de asfalto. (b) Tensiones en la viga metálica para RESISTENCIA I, con factor de carga para DW de 2.8. (c) Deformación bajo la variación del factor de carga DW a 2.8, todos los resultados son obtenidos de CSiBridge..... 99
Ilustración 34. (a)Tensiones en las vigas de acero, para el asfalto de 14 cm en la combinación SERVICIO II, (b) deformaciones en el puente, para el asfalto de 14 cm en la combinación SERVICIO II 101
Ilustración 35. Campo de colores de la tensión en las vigas metálicas, obtenido de CSiBridge 103
Ilustración 36. Deformación del puente, por la carga muerta del peso propio DC 104
Ilustración 37. Deflexión en el puente Nulti sur, debido a la carga permanente total. 104
Ilustración 38. Deflexión en el puente, combinación Servicio I 105
Ilustración 39. Deflexión en el puente, combinación Servicio II 106
Ilustración 40. Deflexión en el puente, combinación Fatiga..... 106
Ilustración 41. Deflexión en el puente con un factor de 2.8 para DW, combinación Servicio I..... 107
Ilustración 42. Deflexión en el puente con un factor de 2.8 para DW, combinación Servicio II..... 107
Ilustración 43. Deflexión en el puente para combinación de SERVICIO I y SERVICIO II causada solo por sobrecarga vehicular + impacto 109

INDICE DE FOTOGRAFIAS

Foto 1: Derrumbes del cerro Halshi que justificaron la construcción de 2 puentes en el sector de Nulti. Fuente, Autor 2
Foto 2. Superestructura mixta Nulti sur y carril de circulación Cuenca- Azogues del puente Nulti Sur. Fuente: Autor..... 2
Foto 3. Ubicación del puente Nulti Sur. Fuente, Google Maps 25
Foto 4. Evidencias visuales del puente Nulti Sur. Fuente, Autor 33
Foto 5. Fotografías que muestran la sección variable de la viga metálica. Fuente: Autor 62
Foto 6. Configuración de la contraflecha en la construcción de las vigas metálicas de los puentes de Nulti. Fuente: Autor 85
Foto 7. Rigidizadores de apoyo, con anomalías detectadas en su rigidez 91

.

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Camión de diseño. Fuente: AASHTO, figura 3.6.1.2.2-1 14
Figura 2. Camión Estándar HS-20 y carga distribuida con carga concentrada..... 15
Figura 3. CAMION - MTOP. Fuente: NEVI-12 MTOP..... 15
Figura 4. Viga con carga de camión de diseño, línea de influencia y momentos máximos 65
Figura 5.Viga con carga del tándem de diseño, línea de influencia y momentos máximos 67
Figura 6.Viga con carga del tándem de diseño, línea de influencia y momentos máximos 68
Figura 7. Ley de momentos para viga 1..... 70
Figura 8. Ley de momentos para viga 5, caso 1..... 71
Figura 9. Ley de momentos para viga 5, caso 2..... 71
Figura 10. Sección compuesta a largo plazo 75

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Combinaciones y factores de carga. Fuente: AASHTO, tabla 3.4.1-1 13
Tabla 2. Factores de carga para cargas permanentes γp. Fuente: AASHTO, tabla 3.4.1-2 13
Tabla 3: Factor de presencia múltiple. Fuente: AASHTO, Tabla 3.6.1.1.2-1 16
Tabla 4: Factor de presencia múltiple. Fuente: AASHTO, Tabla 3.6.1.1.2-1 17
Tabla 5: Superestructuras habituales para los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. Fuente: AASHTO, Tabla 4.6.2.2.1-1. 19
Tabla 6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores y exteriores. Fuente: AASHTO, Tablas 4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.2d-1 20
Tabla 7. Límites de deflexión para puentes. Fuente: AASHTO 22
Tabla 8. Geometría y características de los materiales del Puente Nulti Sur 60
Tabla 9. Dimensiones de las Secciones de la viga metálica, Puente Nulti Sur..... 60
Tabla 10. Pesos estimados de los elementos de la viga metálica..... 63
Tabla 11. Pesos estimados de elementos que conforman la superestructura del puente Nulti Sur..... 63
Tabla 12. Momentos en diferentes secciones debido al peso propio de la viga metálica 72
Tabla 13. Deformaciones en la viga metálica debido al peso propio..... 74
Tabla 14. Tensiones por peso propio en viga metálica cálculo manual..... 74
Tabla 15. Valores obtenidos para dibujar la línea de influencia de cada viga, según Courbon..... 79
Tabla 16. Valores de combinación para un elemento que soporta dos carriles y carga peatonal, para la máxima solicitación en la viga 5 82
Tabla 17. Combinaciones de carga utilizadas para el modelo computacional del puente Nulti sur. Fuente AASHTO..... 89
Tabla 18. Valores máximos de tensiones en las vigas metálicas para las distintas combinaciones de carga, resultados obtenidos de CSiBridge..... 102

RESUMEN

El puente Nulti Sur de 70 m de luz, está localizado en el kilómetro 9 de la autopista Cuenca-Azogues y fue inaugurado el 28 de enero del 2008, su superestructura llama la atención por presentar deflexiones que son perceptibles a simple vista. En el presente trabajo se evalúa el estado actual tenso-deformacional de servicio de la superestructura del puente bajo la acción de cargas gravitacionales, mediante una valoración visual con pruebas no destructivas, la medición de flechas, determinación de anomalías estructurales y la elaboración de un modelo matemático tridimensional de cálculo con elementos finitos; cuyos resultados sirvieron para determinar el citado estado tenso-deformacional, establecer las posibles causas que produjeron las deflexiones registradas, confirmar la seguridad estructural del puente y plantear las conclusiones y recomendaciones mediante un documento técnico-científico que motive nuevas investigaciones con mayor alcance y detalle, que conlleven a plantear acciones correctivas y permitan a la autoridad competente establecer los procedimientos, reglamentos y normas tanto constructivas como de diseño para obras de similar importancia.

Palabras clave: PUENTE MIXTO, CONTROL DE DEFLEXIONES, EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, MODELO MATEMÁTICO, ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL.

ABSTRACT

The 70 m span "Nulti Sur" composite bridge is located at the kilometre 9 of the Cuenca-Azogues highway, it was inaugurated on January 2008 and Its superstructure draws attention due to the deflections that are visible to the naked eye. In the present work is evaluated the current stress-strain state of the superstructure under the action of gravitational loads, through a visual assessment with non-destructive tests, the measurement of deflections, determination of structural anomalies and the analysis of mathematical three-dimensional model with finite elements; whose results served to determine the stress-strain state of the superstructure, establish the possible causes that produced the deflections, confirm the structural safety of the bridge and present the conclusions and recommendations through a technical-scientific document that motivates further investigations with greater scope and detail that lead to propose corrective actions and permit the competent authority to establish the procedures, regulations, and standards, both constructive and design for works of similar importance.

KEY WORDS: Composite Bridge, deflection control, structural evaluation, mathematical model, stress-strain state

CAPITULO I

FUNDAMENTACION DEL PROBLEMA

1.1. Introducción

Un puente es aquella estructura civil capaz de atravesar un río, quebrada u otro obstáculo con el fin de contribuir en la conexión, desarrollo social y económico del lugar o región en donde se emplaza, por tanto los puentes deben garantizar el flujo vehicular y/o peatonal, el paso de una tubería, de las conexiones o ductos que requieran una continuidad, brindando servicio en condiciones confiables, seguras y óptimas.

Si nos ubicamos en la Autopista Cuenca-Azogues en el km 9, frente a los deslizamientos del cerro Halshi, ahí vamos a encontrar al puente Nulti Sur cuyas condiciones de flujo vehicular se desarrollan sobre una superestructura con deformaciones visualmente perceptibles. Este puente cuyas deformaciones son evidentes han motivado a realizar el presente trabajo de investigación con el propósito de conocer el estado tenso-deformacional de su superestructura.

Para el diseño y construcción de cualquier estructura civil juegan un papel importante la concepción teórica adecuada de un modelo estructural, las cargas estimadas para el cálculo, el conocimiento de las características físico-mecánicas de los materiales, el cumplimiento de las normas y recomendaciones de los manuales de diseño, por lo tanto para esta evaluación se llevó a cabo un proceso sistemático de levantamiento de información con el propósito de conocer el estado actual de la superestructura y sus componentes constructivos, establecer las posibles causas de las deformaciones y contar con las recomendaciones técnicas pertinentes.

1.2. Antecedentes

Mediante decreto ejecutivo N°165 en suplemento del registro oficial N° 28 del 31 de mayo del 2005 se declara en Emergencia Vial al Azuay y entre algunos proyectos consta el “Nuevo Diseño de la vía en el sector Nulti” que consistía en una variante definitiva a través de dos puentes que permitiesen el tráfico fluido, sin los riesgos de los derrumbes del cerro Halshi (*Foto 1*) y que cruzara el río Cuenca. El MTOP fue la entidad encargada de contratar los diseños definitivos de dos puentes, pero para el análisis de este trabajo se enfocarán las observaciones solo a la superestructura del puente “Nulti Sur”.

El puente Nulti Sur es una estructura vial de primer orden que tiene las siguientes características: 2 superestructuras para cada sentido de circulación enlazadas por una losa de parterre simplemente apoyada, cada superestructura tiene una luz de 70 metros; sección mixta conformada por una losa de hormigón armado y 5 vigas tipo I de acero; esviaje en los apoyos de 40°; circulación vehicular de tres carriles y una vereda peatonal, carga vehicular de tipo y tamaño variable. (*Foto 2*).

Foto 1: Derrumbes del cerro Halshi que justificaron la construcción de 2 puentes en el sector de Nulti. Fuente, Autor

Foto 2. Superestructura mixta Nulti sur y carril de circulación Cuenca- Azogues del puente Nulti Sur. Fuente: Autor

1.3. Justificación del problema

Las estructuras civiles que se diseñan y construyen tienen un propósito y función específica, por lo que deberían cumplir con requerimientos y normativas establecidas. La teoría y los principios del diseño estructural obligan a que cualquier estructura cumpla con tres principios fundamentales: rigidez, resistencia y estabilidad, además de otros criterios como los de factibilidad económica y constructiva, para garantizar el uso confiable y seguro de la misma.

El puente Nulti Sur forma parte de la autopista Cuenca-Azogues, conexión regional entre provincias de la Costa, Sierra y Oriente, por donde diariamente circulan

vehículos livianos y pesados. En la actualidad este puente está funcionando con deformaciones en la superestructura que evidencian problemas de rigidez sin alguna razón aparente que explique su origen. Este fenómeno que es notorio motiva a realizar un estudio investigativo que permita determinar las causas de las deformaciones y verificar si éstas están dentro de los límites permitidos por la norma, además el estudio permitirá obtener información matemática sobre las tensiones generadas en los elementos estructurales para comprobar que las mismas se desarrollen dentro de los límites admisibles de acuerdo a las propiedades físico-mecánicas de los materiales.

1.4. Alcance del estudio

Este trabajo tiene como alcance la evaluación visual y diagnóstico del estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti por el efecto de cargas gravitacionales, principalmente se enfocará en las vigas de acero que conforman la superestructura, para lo cual se limitará a cumplir los objetivos planteados, sin realizar pruebas destructivas ni alteraciones en la geometría del puente. El análisis, además, determinará las razones que pudieron haber causado la deflexión en las vigas bajo la acción de diferentes combinaciones de carga, el proceso servirá para determinar únicamente los valores de tensiones y deformaciones, no se verificará la estabilidad del alma, patines, diafragmas y riostras.

Finalmente, después de esta evaluación es posible obtener criterios técnicos que serán herramientas importantes para los diseños, construcción y evaluación de futuros puentes. Los resultados obtenidos dejarán abierta la posibilidad de desarrollar nuevas investigaciones con mayor alcance y detalle.

1.5. Objetivo general

Realizar la evaluación y diagnóstico del estado tenso-deformacional de la superestructura del Puente Nulti Sur bajo el efecto de cargas gravitacionales.

1.5.1. Objetivos específicos

- Realizar la nivelación del puente Nulti Sur para cuantificar las deflexiones observadas y compararlas con los valores permisibles.
- Elaborar el diagnóstico y evaluación visual del Puente Nulti Sur y redactar el respectivo informe técnico.

- Elaborar el modelo matemático que permita conocer el estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti Sur para determinar las tensiones en los elementos e identificar las potenciales causas de las deflexiones.
- Establecer criterios técnicos al final de la investigación a través de las conclusiones, observaciones y recomendaciones.

1.6. Metodología usada para la investigación

Para desarrollar el presente trabajo, delimitamos todo el proceso dentro del tipo de investigación no experimental, en donde “los fenómenos se observan tal como se dan en su contexto natural, para posteriormente analizarlos” (Sampieri, 2010). Es decir realizaremos el estudio de un hecho particular sin incidir en él, sin manipularlo, el objetivo es evaluar la situación real y describirla para inferir las causas que lo originaron. El estudio del estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti Sur no alterará las características de los componentes porque para esta investigación no se usarán pruebas destructivas en ningún momento, solo se ejecutarán observaciones, mediciones e inspecciones in situ, que serán registradas y documentadas para el posterior ingreso de los datos en un modelo de cálculo que idealice lo más exacto posible a la estructura objeto de este estudio.

La evaluación que se plantea, se efectuó en el periodo comprendido de noviembre/2016 a Agosto/2017, se procedió de forma organizada y sistemática cumpliendo con las siguientes etapas:

- revisión de información bibliográfica, consulta de artículos científicos, libros, normas, manuales y tesis relacionadas con el tema de evaluación estructural de puentes.
- búsqueda de la información técnica del puente, (planos estructurales, memorias de cálculo, estudios, etc.) a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas Zona 6 MTOP, entidad encargada de la contratación de los diseños y construcción del Puente Nulti Sur.
- reconocimiento del lugar de emplazamiento del puente Nulti Sur y la posterior evaluación e inspección visual de los elementos de la superestructura para identificar, localizar y detallar patologías existentes,
- medición de las deflexiones en la superestructura,

- registro de la geometría y las características de los materiales usados en la construcción de la superestructura, datos que serán utilizados para elaborar el modelo de cálculo,
- estimación de las cargas actuantes y modelación matemática de la superestructura para conocer su estado tenso-deformacional.

Con la formulación teórica de la revisión bibliográfica inicial, se realizará la modelación y evaluación propuesta, basada en los principios del análisis estructural, de la mano con las recomendaciones técnicas que las normas proponen, finalmente con el proceso de análisis e interpretación de resultados se dará cumplimiento a los objetivos planteados.

Referencias bibliográficas

Sampieri, R. (2010). *Metodología de la Investigacion* (QUINTA EDICION ed.). MEXICO: McGRAW-HILL / Interamericana editores SADCV. Obtenido de www.freelibros.com

CAPITULO II

NORMATIVA Y BASES TEÓRICAS

2.1. Normativa utilizada

Las normas establecen recomendaciones y criterios técnicos que deberán cumplirse en los procesos de diseño, evaluación y/o construcción de cualquier estructura y su utilización no reemplazará el criterio y capacidad del especialista técnico, al final puede ser que un diseño más complejo requiera rebasar estos requisitos mínimos.

Las normas que se consideran para realizar la presente evaluación del estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti Sur son:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - SE – RE, NEC - SE – AC, NEC-SE-HM).
- MTOP, Norma ecuatoriana vial NEVI-12 – MINISTERÍO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR, volumen N°2 – LIBRO B, Norma para Estudios y Diseño Vial.
- AASHTO 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials), para el diseño y evaluación de puentes es común su utilización.
- Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero.

2.2. Unidades de medida

Para el desarrollo y comprensión de los datos presentados en el presente trabajo nos basaremos en el Sistema Internacional de Medidas SI y el sistema MKS (metro, kilogramo, segundo) por lo que se deberá tomar en cuenta que varios de los cálculos y resultados serán indicados en los sistemas mencionados. Dado que en la memoria de cálculo del puente Nulti Sur los diseñadores hacen uso de unidades MKS y de que las normativas referidas en el apartado anterior usan el SI, será necesario realizar conversiones de valores de un sistema a otro.

Se utilizaran las siguientes unidades:

- Alturas, espesores, distancias, flechas: *m; cm ; mm*
- Áreas: m^2; cm^2

- Masa: *kg*
- Fuerza y cargas: *kN; kN/m; kN/m^2; kgf: kgf/m; kgf/m^2*
- Momentos: *kgf-m; kN-m*
- Peso específico: *kg/m^3; kN/m^3*
- Resistencia, tensión: *kgf/cm^2; Pa; kPa: MPa; GPa*

2.3. Conceptos y definiciones

Estructura

Una estructura es, para un ingeniero civil, cualquier tipo de construcción que está constituido por uno o varios elementos enlazados entre sí y que forman un sistema ordenado cuya función es llegar a soportar la acción de una serie de fuerzas aplicadas sobre ellos. La estructura estará contemplada para resistir y dar la seguridad necesaria en el uso para la que fue diseñada.

Puente

"El término puente se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc." (Otero, 2010). Por lo tanto los Puentes son estructuras consideradas como esenciales para la circulación y necesitan de "una vía apta (expedita y en perfectas condiciones estéticas) para el tráfico de vehículos y/o peatones u otras cargas móviles" (MTOP, 2013).

Inspección

Inspección es "el conjunto de actuaciones técnicas realizadas conforme a un plan previo, que facilitan los datos necesarios para conocer en un instante dado el estado de conservación de un puente" (Ministerio de Fomento, 2012). Inspección principal será aquella que contemple minuciosidad visual del estado de todos los elementos del puente, se trata de un auscultación detallada, no será necesario el uso de medios extraordinarios, dando como resultado final un reporte de evaluación de la estructura, de naturaleza visual.

Evaluación

"La evaluación es el proceso de determinar si una estructura o uno de sus componentes son adecuados para el uso pretendido, mediante el análisis sistemático de la información y los datos recolectados a partir de la revisión de la

documentación existente, la inspección de campo, las condiciones de servicio, […]. Este proceso de investigación no se puede generalizar y estandarizar en una serie bien definida de pasos ya que el número y tipo de pasos varía dependiendo del propósito especificado de la investigación, el tipo y las condiciones físicas de la estructura, la información disponible sobre el diseño y la construcción, la resistencia y calidad de los materiales de construcción.

La evaluación estructural debe desarrollarse con el fin de determinar la capacidad para soportar cargas de todos los elementos estructurales críticos y de la estructura como un todo. Se debe considerar la capacidad de la estructura para soportar todas las cargas presentes y previstas, de acuerdo con los requerimientos de los códigos estructurales vigentes. Cuando no se cumplan las exigencias de los códigos en la condición actual de la estructura, se debe entrar a considerar las técnicas y los métodos para un adecuado reforzamiento". (Cindy Alejandra Contreras, 2014).

Criterios básicos que deberán cumplir las estructuras

Desde el punto de vista ingenieril toda estructura debería cumplir con los siguientes requisitos (Miguel Cervera Ruiz, 2002):

- funcionalidad: toda estructura debe servir para el propósito o fin para la que fue ideada, diseñada y construida,
- seguridad: toda estructura deberá tener la capacidad de resistir las cargas a las que se ve sometida durante todo su permanencia en el tiempo,
- economía: toda estructura deberá ser viable con los recursos disponibles para aprovecharlos de forma óptima y sustentable, y
- estética: toda estructura tendrá un aspecto armonioso a contemplarse.

En el proceso creativo del diseño de un puente se definen entre otros elementos: el tipo de estructura principal, los materiales que se usarán, el modelo de cálculo, las condiciones de tránsito vehicular, topografía y geología local, etc. Es aquí donde el Ingeniero diseñador hace uso de los conceptos de análisis estructural, de sus criterios analíticos teórico-técnicos, paralelamente realiza consultas de manuales de diseño, de las normas, códigos y especificaciones y finalmente de la experiencia adquirida como profesional del diseño (Piralla, 2000). Como resultado final se presenta la propuesta que cumpla satisfactoriamente los requerimientos normativos, técnicos, económicos y sociales.

Sección transversal mixta

Hay que tener claro el funcionamiento estructural de la sección transversal mixta en un puente y sus ventajas frente a otras posibilidades de sección transversal. Se sabe que la sección transversal mixta que se obtiene logrará trabajar de forma conjunta frente a las cargas y solicitaciones, solo si existe una total transferencia de corte en la unión de los dos elementos yuxtapuestos y conectados, "los elementos principales se diseñan para resistir la carga muerta, mientras que los esfuerzos de carga viva y de los acabados del puente deberán ser resistidos por la sección compuesta formada por el tablero y las vigas" (Otero, 2010). Se obtendrá una viga compuesta solo si se logra que la unión de los dos materiales sea tal que trabajen de manera monolítica, concebida la sección transversal de esta manera podrá alcanzar el mayor provecho de las características estructurales.

"El conocimiento del comportamiento real de las estructuras y el uso de modelos adecuados en su análisis permiten detectar las posibles problemáticas inherentes a la tipología en cuestión, confirmar la bondad de una solución […] y establecer bases de diseño y construcción para lograr estructuras más eficientes." (López, 2010).

Respuesta estructural

Teniendo en cuenta las respuestas estructurales que se obtienen cuando se somete a la estructura a las cargas de construcción y a las que va a tener durante su vida útil, se entenderá como funciona y cuál será su respuesta estructural, entendiendo por esta última como "la determinación de los estados de tensión y deformación a los que la estructura va a estar sometida por efecto de los diferentes estados de carga que se consideren" (Miguel Cervera Ruiz, 2002). Existe una relación clara entre los estados de tensión y los criterios de resistencia en las estructuras, estos parámetros se encuentran en normas y la experiencia adquirida de diseñadores y constructores. Por otro lado los estados de deformación tienen que ver con los criterios de rigidez, ligado a los requisitos de funcionalidad.

Estados límites

Entendiéndose como estado límite a la "condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado" (AASHTO, Introducción, Contenido, 2004) y para el estudio de las deformaciones, fisuración y tensión se hablará específicamente del estado límite de servicio, "El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones,

deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.” (AASHTO, Introducción, Contenido, 2004).

Efectos indeseados en los puentes

Las deformaciones en los elementos estructurales siempre serán indeseadas y tratarán de evitarse. Porque pueden dar lugar a un escenario donde la estructura se vuelva inservible aún (Otero, 2010) cuando la seguridad no esté en peligro (Piralla, 2000). ”Para el caso de los puentes, se ha observado que la fuente de preocupación más frecuente e importante es su deflexión, que genera efectos estructurales indeseados; los que, a su vez, pueden provocar fuerzas internas adicionales por efectos de segundo orden” (Sául Enrique Crespo, 2014).

“Los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones.” (AASHTO, Diseño general y caracteristicas de ubicación, 2004).

Teorema de Barre

Usado para determinar el máximo momento de flexión que produce un tren de cargas en una viga simplemente apoyada, este valor se obtiene en la posición en la cual la resultante y la carga más pesada de todas las cargas aplicadas se encuentran equidistantes del centro de la luz de la viga.

Líneas de influencia

“La línea de influencia se puede definir como una curva cuya ordenada da el valor de una respuesta estructural: reacción, carga axial, corte, momento, etc., en un elemento o sección fijos de una estructura (apoyo, barra, viga, columna, etc.) cuando una carga unitaria está aplicada en la abscisa correspondiente.” (Escamilla, 1992)**.**

Las líneas de influencia se construyen con una carga unitaria para que sea más sencillo encontrar la resultante del sistema de cargas, con la condición de permanecer dentro del rango elástico. Se tienen que sumar los productos de las ordenadas de las líneas por los valores de las cargas aplicadas en dichos puntos.

Coeficiente de disposición transversal

El Coeficiente de Disposición Transversal (CDT) representa la porción de carga que se transmite a un elemento de la sección transversal, debida a la sobrecarga viva total que actúa en la estructura.

Este coeficiente varía en función de los siguientes valores:

1. excentricidad de la carga con respecto al eje del conjunto de vigas,
2. excentricidad de la viga con respecto al eje del conjunto de vigas,
3. características mecánicas del tablero y de las vigas (rigidez a flexión y torsión),
4. dimensiones del puente (ancho y longitud). (Rodas, 2006).

Método de Courbon de reparto transversal de cargas

"El método de Courbon supone que existe una variación lineal de la deflexión de la estructura en su dirección transversal; es decir, su rigidez transversal es infinita, de modo que la deformada en este mismo sentido, ante la aplicación de una carga, permanece siempre recta y la deflexión será máxima en la viga exterior del lado de la carga excéntrica aplicada y mínima en el otro extremo." (Sául Enrique Crespo, 2014). El objetivo del método es obtener los coeficientes de disposición trasversal de la sobrecarga vehicular para repartir los efectos de momentos producidos. Para trazar las líneas de influencia de cada viga se utiliza la siguiente formula:

$$R_i = \frac{1}{Nv} \pm \frac{e * d_i}{\sum {d_i}^2}$$

Donde,

N_V.- número de vigas

e.- excentricidad de la viga al centro del conjunto de vigas

d.- distancia de las vigas analizadas al centro

2.4. Requisitos mínimos para la evaluación estructural

Se referirá textualmente de aquí en adelante a los requisitos mínimos que la norma ASSTHO recomienda para el diseño y evaluación de puentes. Se hará uso de varios artículos, temas específicos y fórmulas que se detallan a continuación:

2.4.1. Factores y combinaciones de carga

La solicitación mayorada total será tomada como:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i \qquad (3.4.1\text{-}1)$$

Donde:

η_i.- modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

Q_i.- solicitaciones de las cargas especificadas en la normativa referida en 2.3

γ_i.- factores de carga

El diseño de estructura y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{(1.3.2.1-1)}$$

Siendo:

γ_i.- factor de carga

ϕ.- factor de resistencia

η_i .- factor de modificación de las cargas

Q_i.- solicitación

R_n.- resistencia nominal

R_r.- resistencia mayorada = ϕR_n

Para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I. – Combinación básica de cargas que caracteriza el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II. – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA IV. – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- SERVICIO I. – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.

- SERVICIO II. – Combinación de cargas con la finalidad de controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- FATIGA. – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño. (AASHTO, Diseño general y caracteristicas de ubicación, 2004).

COMBINACION DE CARGAS Estado limite	DC, DW	LL, IM, PL
RESISTENCIA I	γp	1.75
RESISTENCIA II	γp	1.35
RESISTENCIA IV	1.5	-
SERVICIO I	1.00	1.0
SERVICIO II	1.00	1.3
FATIGA, solo LL, IM	-	0.75

Tabla 1. Combinaciones y factores de carga. Fuente: AASHTO, tabla 3.4.1-1

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.9
DW: Superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65

Tabla 2. Factores de carga para cargas permanentes γ_p. Fuente: AASHTO, tabla 3.4.1-2

2.4.2. Denominación de las cargas

Cargas permanentes (DC y DW) (Art. 3.5.1)

DC.- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW.- Peso propio del asfalto e instalaciones para servicios públicos

Sobrecargas vivas (LL y PL) (Art. 3.6.1.2)

LL.- sobrecarga vehicular

PL.- sobrecarga peatonal

Carga HL-93:

1.-Camión de diseño:

La distancia entre los dos ejes más pesados, buscara los mayores efectos, variando entre los límites de 4300 mm y 9000 mm.

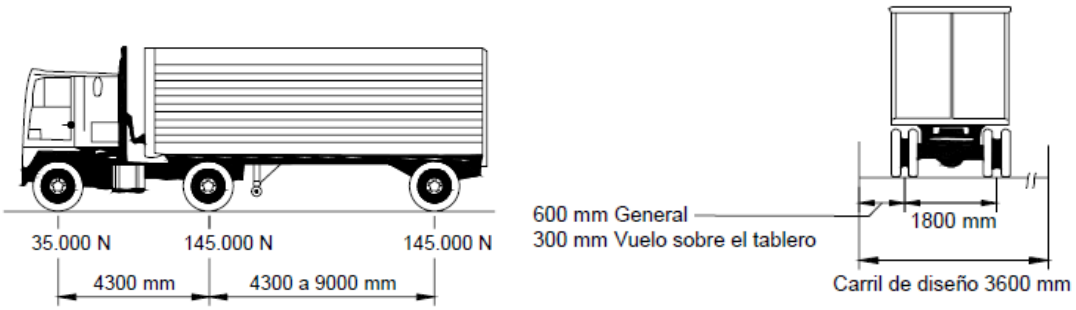


Figura 1. Camión de diseño. Fuente: AASHTO, figura 3.6.1.2.2-1

2.-Tandem de diseño:

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

3.-Carga de carril de diseño:

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.30 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

A continuación se mencionarán algunas cargas móviles que aunque no están contempladas en la norma AASHTO son referidas en la memoria de cálculo del puente Nulti sur para medir la respuesta estructural del mismo. Se tienen la carga HS-25 y la carga HS-MOP (actualmente se le conoce como CAMIÓN – MTOP). Este tipo de cargas presentan las siguientes características:

Carga HS-25:

Esta carga viva debida a las cargas móviles es igual al camión HS-20 multiplicado por un factor de 1.25. Se tendría que analizar quien predomina, si el camión o la carga distribuida con la concentrada adicional para alterar el caso que corresponda con el factor señalado.

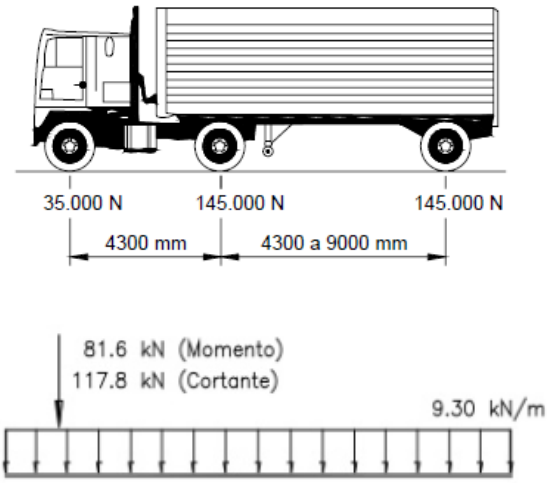


Figura 2. Camión Estándar HS-20 y carga distribuida con carga concentrada

Carga CAMION-MTOP (antes HS-MOP):

Esta carga viva es igual al camión HS-20-44 incrementado por un factor de mayoración igual a 1.375 si predomina el camión Estándar y si por el contrario predomina la carga distribuida con la concentrada adicional el factor será igual a 1.25 (en este último caso se convertiría en la carga HS-25).

En la memoria de cálculo del puente Nulti sur los diseñadores realizan la verificación estructural del mismo utilizando un HS-MOP con las siguientes cargas:

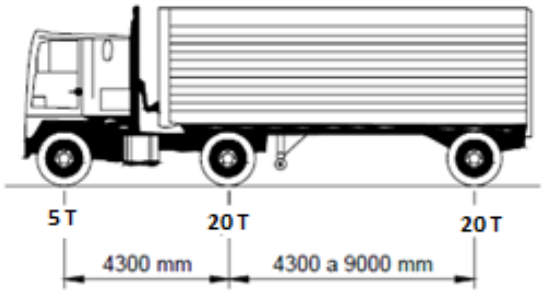


Figura 3. CAMION - MTOP. Fuente: NEVI-12 MTOP

Para el caso de la carga CAMION – MTOP con la luz del puente Nulti sur, la mayor solicitación se producirá cuando actúen la carga distribuida y la carga concentrada del camión HS-20, por lo que al multiplicar por el factor 1.25 que recomienda la NEVI-12 se obtiene la carga HS-25.

El momento máximo seria:

$$Mmax = 1.25 \times \left(\frac{PL}{4} + \frac{qL^2}{8}\right)$$

Donde P= 81.60 kN carga concentrada para flexión; q=9.3 kN/m carga distribuida y L=70m luz del puente Nulti sur.(*Figura. 2*)

Presencia de Múltiples Sobrecargas (Art. 3.6.1.1.2)

La solicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, *m*
1	1.2
2	1.0
3	0.85
>3	0.65

Tabla 3: Factor de presencia múltiple. Fuente: AASHTO, Tabla 3.6.1.1.2-1

Para el estado de Fatiga, se utiliza un camión de diseño, y las solicitaciones de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 se deberán dividir por 1.20.

Incremento por Carga Dinámica IM (Art. 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes como lo indica la *Tabla 4*:

Componente	*IM*
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla 4: Factor de presencia múltiple. Fuente: AASHTO, Tabla 3.6.1.1.2-1

Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño (Art. 3.6.1.3)

La solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- Las solicitaciones producidas por el tándem de diseño combinada con la de la carga del carril de diseño, o
- las solicitaciones debidas a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, y

Para producir las solicitaciones extremas, se deberán ubicar adecuadamente tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril. El camión o tándem de diseño en el análisis transversal tiene restricciones para las cargas de rueda, se deberán ubicar en cada caso con las siguientes distancias:

- Para el diseño del vuelo del tablero − 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

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

Cargas Peatonales (Art. 3.6.1.6)

Con aceras cuyo ancho sea mayor a 600 mm de ancho se aplicará una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.4.3. Superestructura

Método de los factores de distribución para momento en vigas (Art. 4.6.2.2.1, Art. 4.6.2.2.2). El factor de distribución distingue entre vigas interiores y vigas exteriores.

En las tablas 5 y 6 basadas en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se utiliza los valores que se identifican con la superestructura del puente Nulti Sur, estos se representan con los siguientes símbolos:

A.- área de la viga o larguero

b.- ancho de la viga

C.- parámetro de rigidez

D.- ancho de distribución por carril

d.- profundidad de la viga o larguero

d_e .- distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico. Se tomara como positiva la distancia si el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si esta hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

e.- factor de corrección

g.- factor de distribución

L.- longitud de tramo de la viga

N_b.- número de vigas o largueros

N_L.- número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.1.1.1

S.- separación entre vigas o almas

$K_g = n(I + Ae_g^2)$.- parámetro de rigidez longitudinal

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

E_B.- módulo de elasticidad del material de la viga

E_D.- módulo de elasticidad del material del tablero

I.- momento de inercia de la viga

e_g.- distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero

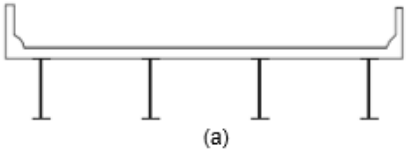
ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TIPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, emparrillado de acero	 (a)

Tabla 5: Superestructuras habituales para los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. Fuente: AASHTO, Tabla 4.6.2.2.1-1.

Caso de Vigas Exteriores (Art. 4.6.2.2.2d y Art. 4.6.2.2.3b)

El momento flector y cortante por sobrecarga se pueden determinar aplicando la fracción por carril g especificada. El procedimiento delineado es a través de la aproximación convencional:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{NL} e}{\sum_1^{N_b} x^2} \qquad \text{(C4.6.2.2.2d-1)}$$

Donde:

R.- reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L.- número de carriles cargados considerado

N_b .- número de vigas

e.- excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

$X_{ext.}$- distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior

x.- distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución para vigas interiores	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$ $4 \times 10^9 \le K_g \le 3 \times 10^{12}$

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado (viga exterior)	Dos o más carriles de diseño cargados (viga exterior)	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	$g=e\,g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$

Tabla 6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores y exteriores. Fuente: AASHTO, Tablas 4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.2d-1

2.4.4. Estructuras de acero compuestas

Secuencia de carga (6.10.1.1.1a)

Para obtener la tensión elástica de las cargas aplicadas en cualquier ubicación de la sección compuesta se sumarán las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a:

- La sección de acero,
- La sección compuesta a corto plazo, y
- La sección compuesta a largo plazo.

Tensiones para secciones en flexión positiva (6.10.1.1.1b)

Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas temporales que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo, *n*. Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, 3*n*.

Ancho efectivo del tablero de hormigón (6.10.1.1.1e)

El ancho efectivo del tablero de hormigón se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 4.6.2.6.1.

Requisitos Generales (4.6.2.6.1)

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- 1/4 de la longitud de tramo efectiva,
- 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, usando el mayor valor que resulte, o
- el promedio de la separación de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- 1/8 de la longitud de tramo efectiva,
- 6 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, usando el mayor valor que resulte, o
- el ancho del vuelo.

Rigidez (6.10.1.5)

Para el análisis de los elementos flexionales se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

- Propiedades de rigidez de la sección de acero serán solamente para cargas aplicadas a secciones que no son compuestas.

- Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.
- Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.

Criterios para la Deflexión (2.5.2.6.2)

El diseño de la sección transversal en el diseño compuesto incluye el total del ancho de la carretera y las porciones que estructuralmente son continuas de las barandas, aceras y barreras.

Para las construcciones de acero y hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

Carga vehicular, sin circulación de peatones	Luz/800
Carga vehicular y circulación limitada de peatones	Luz/1000
Carga vehicular sobre voladizos	Luz/300

Tabla 7. Límites de deflexión para puentes. Fuente: AASHTO

Referencias bibliográficas

AASHTO. (2004). *Diseño general y caracteristicas de ubicación.* EEUU.

AASHTO. (2004). *Introducción, Contenido.* EEUU.

Cindy Alejandra Contreras, E. d. (2014). *Evalución, diagnostico patológico y propuesta de intervención del puente Romero Aguirre.* Cartagena: Universidad de cartagena, Facultad de Ingenieria.

Escamilla, J. U. (1992). *Análisis de Estructuras, 2a edición.* Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingenieria.

Juan Tomás, C. (1998). *Curso de Análisis Estructural.* San Sebastian: EUNSA.

López, Y. S. (2010). *Estudio de la influencia de las deformaciones impuestas en el proyecto de puentes integrales de ferrocarril.* Barcelona: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Miguel Cervera Ruiz, E. B. (2002). *Mecánica de estructuras, Libro 2 Métodos de análisis.* Barcelona: Ediciones UPC. Obtenido de www.edicionsupc.es

Ministerio de Fomento, D. G. (2012). *Guia para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado.* España: Centro de publicaciones, Secretaria General Técnica Ministerio de Fomento.

MTOP, M. D. (2013). *Manual NEVI-12.* Ecuador.

Otero, A. V. (2010). *Breve Resumen de la Ingenieria Civil.* Ávila: Ingeniería Técnica de Topografía. Escuela Politécnica Superior Avila.

Piralla, R. M. (2000). *Diseño Estructural, segunda edicion.* Limusa Noriega Editores.

Rodas, B. G. (2006). *Análisis y diseño del tablero de puente de vigas construidas con hormigón armado utilizando el código AASHTO.* La Habana- Cuba.

Sampieri, R. (2010). *Metodología de la Investigacion* (QUINTA EDICION ed.). MEXICO: McGRAW-HILL / Interamericana editores SADCV. Obtenido de www.freelibros.com

Sául Enrique Crespo, D. R. (2014). Análisis de efectos longitudinales y transversales den puentes debidos a cargas vivas vehiculares. *Publicacion Técnica N°398 Sanfandila, Qro, 2014*.

Serquén, M. I. (2012). *Puentes con AASHTO-LRFD 2010.* Perú. Obtenido de ing_ars@hotmail.com

CAPITULO III

EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO VISUAL

3.1. Generalidades

El puente Nulti sur, se encuentra ubicado en el kilómetro 9 de la autopista Cuenca-Azogues, está construido frente a los deslizamientos de Nulti del cerro Halshi y por el otro lado se encuentra el Cuartel de Caballería General Dávalos.

Foto 3. Ubicación del puente Nulti Sur. Fuente, Google Maps

El puente tiene tres carriles de circulación vehicular por sentido, existe un parterre central que divide a los dos tableros.

Las exigencias de serviciabilidad de la autopista Cuenca-Azogues, son altas por la importancia que la misma posee al ser una infraestructura de conexión regional, por aquí circulan automotores livianos, maquinaria y equipo pesado, con tránsito permanente y rangos de velocidad moderado-alto, por estas características técnicas el puente debe cumplir altas demandas estructurales. La función del puente fue la de salvar el paso sobre el río Cuenca tras la necesidad de una variante en la autopista que evite accidentes por los constantes derrumbes del talud del cerro antes mencionado.

3.2. Objetivos

Por las condiciones que presenta la superestructura, es necesario levantar una línea base de información sobre el estado físico del puente y sus componentes.

Por lo que el diagnóstico y evaluación visual pretenden alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- Recopilar información del puente Nulti Sur a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).
- Realizar varias visitas programadas in situ.
- Hacer un levantamiento topográfico del puente en estudio.
- Medir las deflexiones de la superestructura del puente.
- Examinar el estado actual de los componentes de la superestructura, detectar anomalías y situaciones que pudieran comprometer la seguridad estructural y de servicio del puente.
- Preparar la información para el análisis tenso-deformacional, mediante la modelación matemática de la superestructura del puente.
- Establecer conclusiones y recomendaciones.

3.3. Alcances

Este diagnóstico tiene como alcance conocer el estado actual de la superestructura del puente Nulti sur, no será necesario la utilización de equipos sofisticados ni de ensayos destructivos sobre los elementos del puente, se llevará cabo solo un registro fotográfico y escrito de las observaciones y mediciones efectuadas para cumplir con los objetivos propuestos.

Se evidenciará principalmente el estado de la superestructura y sus elementos constitutivos.

3.4. Equipos y herramientas utilizados

Para el trabajo de evaluación del puente se utilizó el siguiente equipo:

- estación total,
- nivel,
- chalecos reflectantes,
- casco,
- zapatos especiales,
- escalera,
- linterna,
- flexómetro,
- lupas,
- pintura,
- cinta métrica,

- cámara fotográfica,
- libreta de campo, etc.

3.5. Metodología general para la recolección de información

El proceso de evaluación e inspección se lleva a cabo prestando atención a 4 ítems específicos, para que el ingreso y registro de información sea de forma organizada y sistemática, tal como lo indica el siguiente esquema:

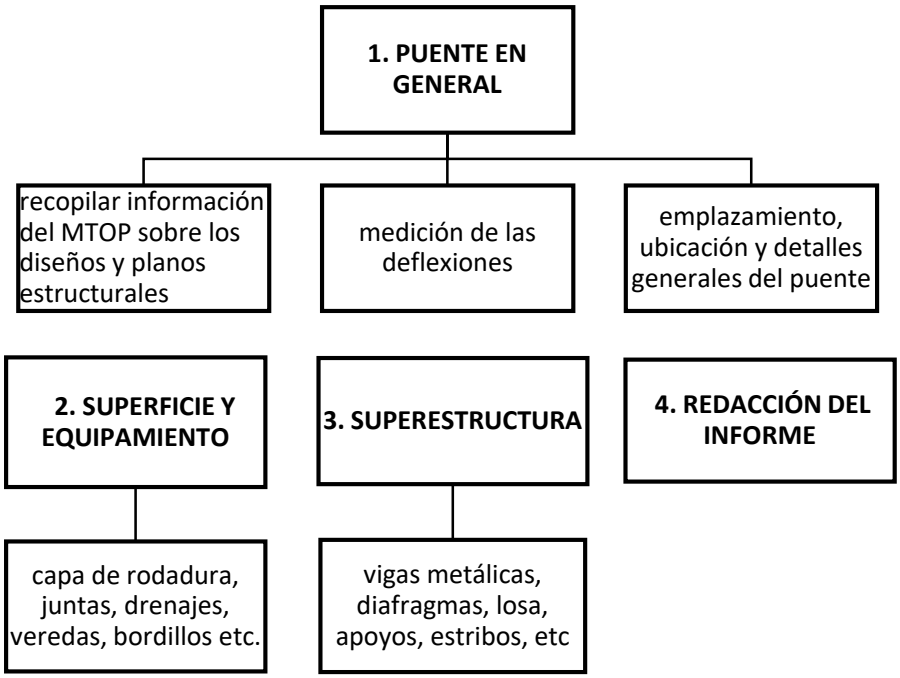


Ilustración 1: Esquema de pasos para la Evaluación visual

Para plasmar uno de los objetivos expuestos se trazó un plan de visitas técnicas al puente y se plantearon las actividades necesarias para cumplir con el esquema presentado de recolección de información de forma ordenada y sistemática.

3.6. Plan de visitas de inspección y evaluación

A continuación se detallan las tareas de recolección de datos cumplidas en cada una de las visitas realizadas.

En la primera visita se realizaron las siguientes actividades:

- reconocimiento del sitio y ubicación del puente,
- identificación de la tipología del puente,

- búsqueda de posibles puntos de acceso que faciliten la observación de los elementos de la superestructura y subestructura,
- planificación de las posteriores visitas y de los requerimientos necesarios para las mismas,
- buscar los acercamientos necesarios con el MTOP para conseguir la información del puente.

En la segunda visita se efectuó el levantamiento topográfico con los siguientes objetivos:

- Obtener la geometría general del puente, para conocer el ancho de las vías, las dimensiones de las veredas y del parterre central, conocer la magnitud del esviaje en los apoyos y otras medidas de los elementos observados.
- Obtener los valores de las deflexiones en el puente, mediante la nivelación de 8 ejes a lo largo de los 70 metros de luz, con progresivas cada 5 metros. Las alineaciones de los ejes levantados son las siguientes: el borde exterior de la vereda, el borde interior de la vereda, el borde exterior de la vía (cercano a la vereda) y el borde de la vía en el parterre central, los ejes restantes corresponden a la otra vía de circulación con la misma disposición descrita para el primer tablero.

En la tercera visita técnica se cumplió con el siguiente plan de trabajo:

- Realizar las observaciones y registro de las características y el estado actual de la capa de rodadura, de las juntas, veredas, pasamanos, protecciones y drenajes del puente,
- identificar el estado de las vigas metálicas y el de los apoyos,
- efectuar la inspección del estado de los arriostramientos, de los estribos y de la losa de hormigón vista desde abajo,
- detectar vibraciones perceptibles y particularidades o fenómenos adicionales en la superestructura.

Una cuarta visita se justificó para:

- Tomar datos relativos a algunas dimensiones de las vigas como espesores y anchos de patines,
- verificar la disposición y geometría de los arriostramientos, diafragmas y otros detalles constructivos para la idealización del modelo de cálculo usado para evaluar el estado tenso deformacional del puente,
- comparar en forma general la estructura construida con respecto a los diseños originales.

Una visita adicional se produce casualmente el 31 de mayo de 2017, mientras se efectuaban trabajos de mantenimiento en el puente. Se obtienen los siguientes datos:

- Fotografías de las juntas de dilatación que estuvieron expuestas, el mantenimiento que se realizaba al puente era el cambio de las juntas metálicas por unas juntas de dilatación en neopreno (JCV 900 del grupo VIKINGO).
- Se tomaron muestras del asfalto de la capa de rodadura para medir el espesor real que fue colocado, lo que nos permitió afinar los posteriores cálculos en la estimación del peso muerto sobre la estructura.

Con todos los datos recogidos se efectuó un diagnóstico de la estructura y se hizo una valoración de los elementos observados para redactar el informe final, con las apreciaciones conclusiones y recomendaciones de la evaluación visual realizada.

3.7. Informe de Evaluación Visual

3.7.1. Características geométricas del puente Nulti sur

Con el trabajo topográfico se obtuvo la geometría general del puente en planta y junto con la inspección del mismo se bosqueja la línea base de información sobre medidas y materiales usados en la construcción. Marcado con línea entrecortada (ver *Ilustración* 2) se puede apreciar la geometría general del puente. Se muestran los sentidos de circulación vehicular, el esviaje en los apoyos, anchos de veredas y vías, ubicación del parterre central y la luz del puente.

El puente es de un solo vano, que fue diseñado como simplemente apoyado y de sección transversal mixta, con seis carriles de tránsito vehicular, tres para cada sentido de circulación (Cuenca-Azogues y Azogues-Cuenca), dos veredas peatonales laterales y un parterre central parcialmente demolido, al parecer en este parterre hubo una losa pretensada que contenía tierra y los postes públicos.

Adicionalmente el puente posee las siguientes características:

- área de emplazamiento de 2313 m^2 aprox.,
- luz según levantamiento de 70.65 m.
- luz del diseño original es de 70m y para los futuros cálculos asumiremos que este valor tal como lo especifican los diseños originales en la memoria de cálculo,
- cada tablero se asienta sobre 5 vigas metálicas separadas 3 m. formando una sección transversal mixta. (Ver *Ilustración 3*),

- las vigas metálicas son tipo I de altura variable, arriostradas vertical y horizontalmente, la menor altura de las vigas metálicas está en los apoyos y aumenta a la máxima en el centro de la luz, según diseños y observaciones en la inspección visual realizada la altura de las vigas varía desde 2 m hasta 2.56 m.,
- Los arriostramientos están ubicados cada 7 m. a lo largo de la luz del puente,
- los anchos y espesores de los patines inferiores de las vigas metálicas son variables en su geometría,
- la pendiente longitudinal del puente es del 2%, creciente en dirección Cuenca-Azogues.
- existen pendientes transversales en la vía del puente que ayudan al drenaje de aguas lluvia, a los costados de la vía existen los respectivos drenajes,
- la protección peatonal construida en el puente es de hormigón con tubos galvanizados,
- la superestructura tiene pasamanos y protecciones metálicas,
- las vigas metálicas tienen 5 secciones transversales que cambian cada 7 m. en los primeros 35 m. y para los restantes 35m la configuración es simétrica.

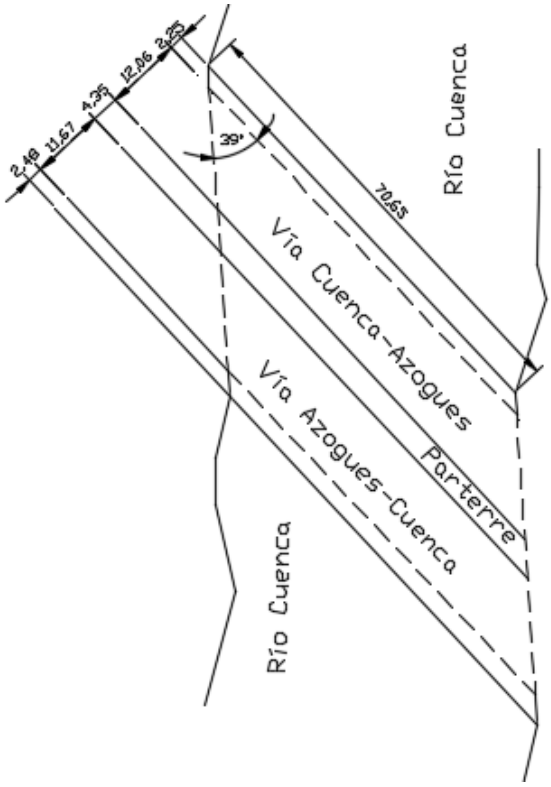


Ilustración 2.Geometría del puente Nulti. Vista en planta

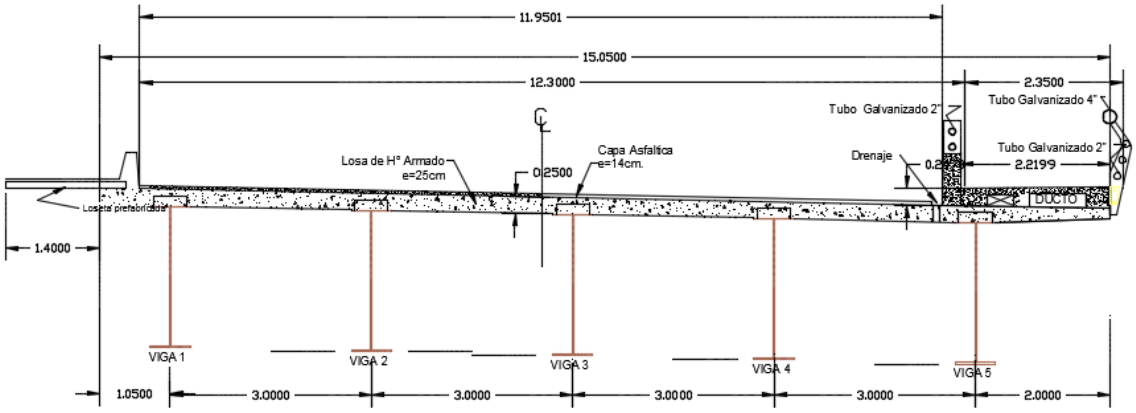


Ilustración 3: Esquema de la sección transversal, ubicación de vigas y bordillos de un tablero

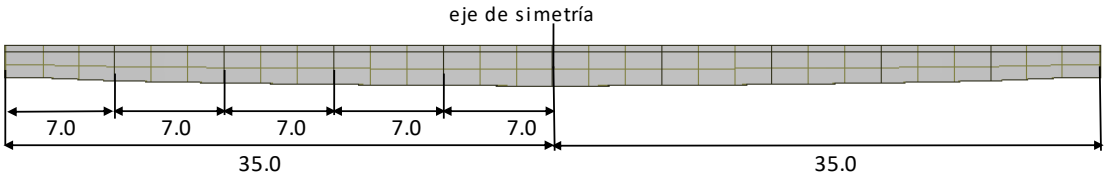


Ilustración 4. Configuración de las secciones transversales cada 7 metros y de la simetría desde la mitad de la viga de 70m.

3.7.2. Materiales usados

Las consultas, visitas y observaciones del puente verifican como materiales constructivos y constituyentes los siguientes:

- Para las vigas y arriostramientos según información de los diseños es Acero A-588,
- en la capa de rodadura se usa asfalto,
- la losa colocada sobre las vigas es de hormigón armado,
- los estribos son de ala y de hormigón armado,
- los apoyos son de neopreno.

3.7.3. Nivelación y magnitud de las deflexiones

Se nivela en total 8 ejes longitudinales, 4 perfiles por cada tablero dispuestos de la siguiente manera: eje 1 el borde de la vereda, eje 2 borde interno de la vereda, eje 3 borde de la vía cerca de la vereda y eje 4 el borde de la vía en el filo del parterre central. De manera análoga se trazan los ejes para el otro tablero.

Debido a la gran cantidad de automotores que circulan de forma permanente y a la dificultad de obstaculizar o paralizar el tránsito vehicular en ambos sentidos de la autopista no fue posible llevar a cabo la nivelación de un eje central en ninguno de los tableros de la superestructura del puente.

Se miden y pintan cada 5 metros los puntos a nivelar en cada uno de los ejes descritos anteriormente, la nivelación arranca con una cota impuesta de 500 m para obtener los desniveles o deflexiones.

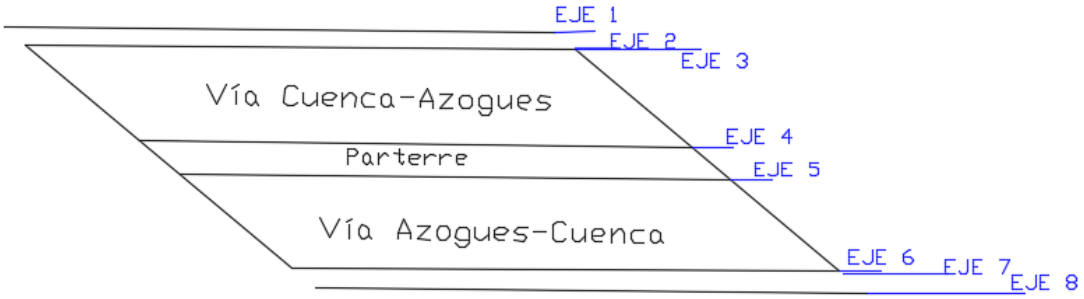


Ilustración 5. Ejes de nivelación en el puente Nulti Sur

Después del trabajo de campo se procesaron los datos y se determinaron las deflexiones como la diferencia entre la cota de rasante y la cota medida en la nivelación; la *cota de rasante* la definimos como el perfil teórico que el puente debería cumplir, según información de los diseños es del 2%, lo cual se confirmó con las mediciones realizadas, finalmente la *cota del puente* es el perfil que obtenemos del trabajo de nivelación.

3.7.4. Perfiles longitudinales

En los siguientes perfiles longitudinales se detallan por cada eje:

- los puntos de la nivelación realizada,
- los puntos de la recta teórica que la superficie del puente debería cumplir,
- los valores de las respectivas deflexiones en cada punto.

La escala vertical está aumentada para advertir de mejor manera el fenómeno de deflexión expuesto en los antecedentes del presente capítulo, cuando se hacía referencia a la percepción visual y sensorial de deformaciones en la superficie del puente.

Se puede notar que los valores máximos de deformación se dan en el centro de la luz y disminuyen al llegar a los apoyos, lo cual responde al comportamiento estructural de una viga simplemente apoyada con cargas distribuidas longitudinalmente que produce las mayores deformaciones hacia el centro del vano.

Constructivamente se cumplió con la pendiente longitudinal indicada en los diseños originales ya que en la nivelación de cada perfil se tiene el valor del 2% para este parámetro.

Foto 4. Evidencias visuales del puente Nulti Sur. Fuente, Autor

Perfil EJE1

EJE 1			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.22	499.22	0.00
5	499.26	499.35	0.10
10	499.29	499.45	0.17
15	499.33	499.55	0.23
20	499.38	499.65	0.28
25	499.45	499.75	0.31
30	499.53	499.85	0.32
35	499.62	499.95	0.33
40	499.70	500.05	0.36
45	499.81	500.15	0.34
50	499.92	500.25	0.33
55	500.07	500.35	0.28
60	500.23	500.45	0.22
65	500.41	500.55	0.14
70	500.62	500.62	0.00

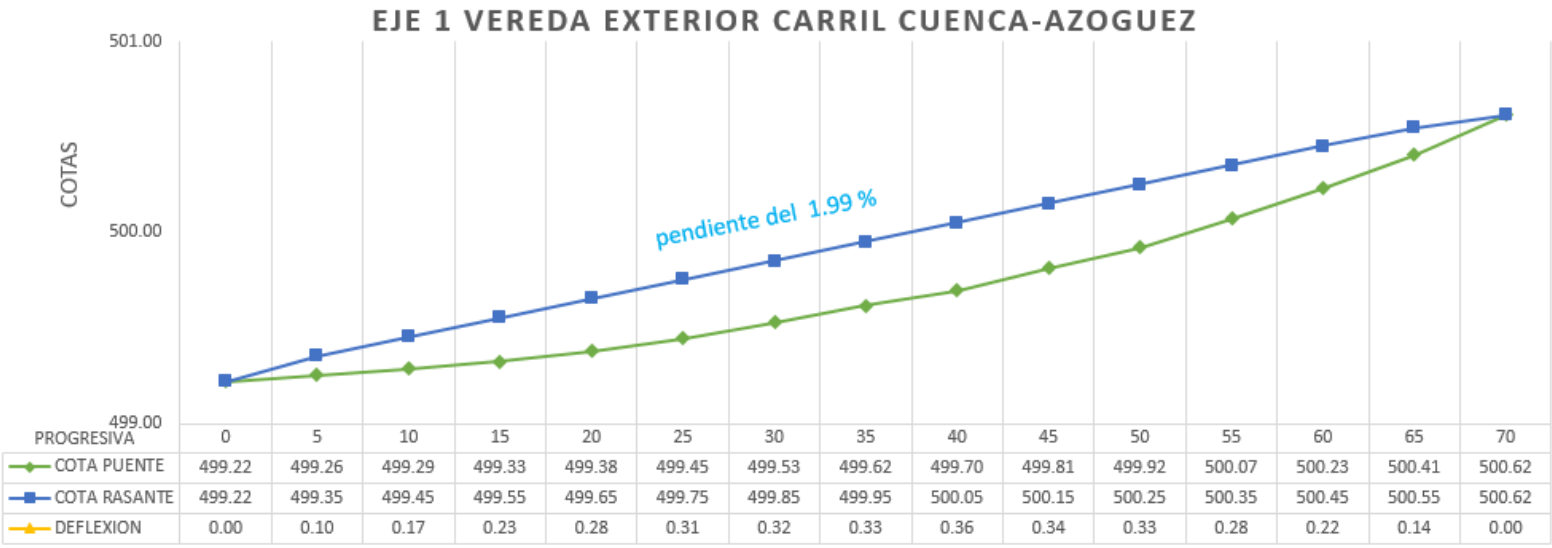


Ilustración 6: Perfil de nivelación EJE 1

Deformación máxima medida 0.36 m o 36 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 1.99%.

Perfil EJE 2

EJE 2			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.242	499.24	0.00
5	499.298	499.35	0.05
10	499.319	499.45	0.13
15	499.368	499.56	0.19
20	499.419	499.66	0.25
25	499.493	499.77	0.28
30	499.585	499.88	0.29
35	499.662	499.98	0.32
40	499.768	500.09	0.32
45	499.883	500.19	0.31
50	500.013	500.30	0.28
55	500.157	500.40	0.25
60	500.31	500.51	0.20
65	500.588	500.61	0.03
70	500.72	500.72	0.00

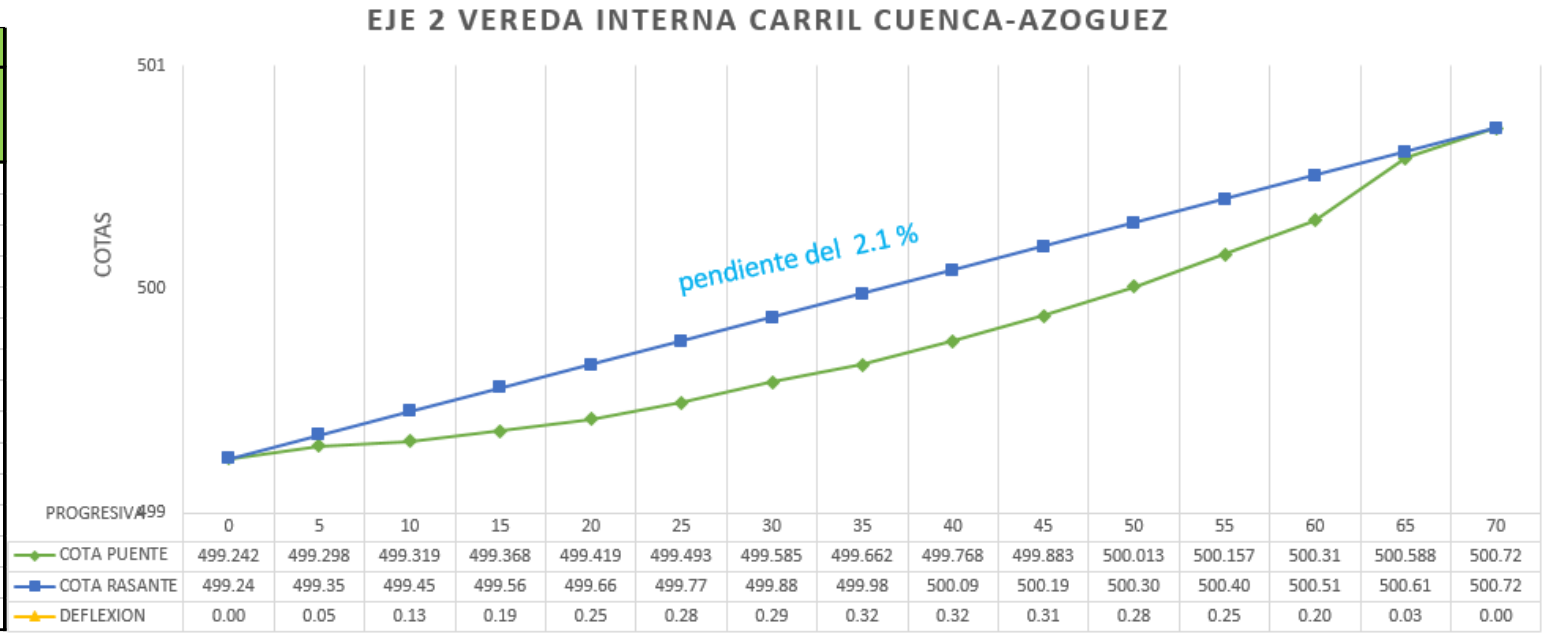


Ilustración 7: Perfil de nivelación EJE 2

Deformación máxima medida 0.32 m o 32 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 2.1%.

Perfil EJE 3

EJE 3			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.29	499.290	0.000
5	499.34	499.378	0.038
10	499.384	499.466	0.082
15	499.415	499.555	0.140
20	499.423	499.643	0.220
25	499.465	499.731	0.266
30	499.469	499.819	0.350
35	499.53	499.908	0.378
40	499.599	499.996	0.397
45	499.714	500.084	0.370
50	499.822	500.172	0.350
55	499.967	500.260	0.293
60	500.132	500.349	0.217
65	500.415	500.437	0.022
70	500.525	500.525	0.000

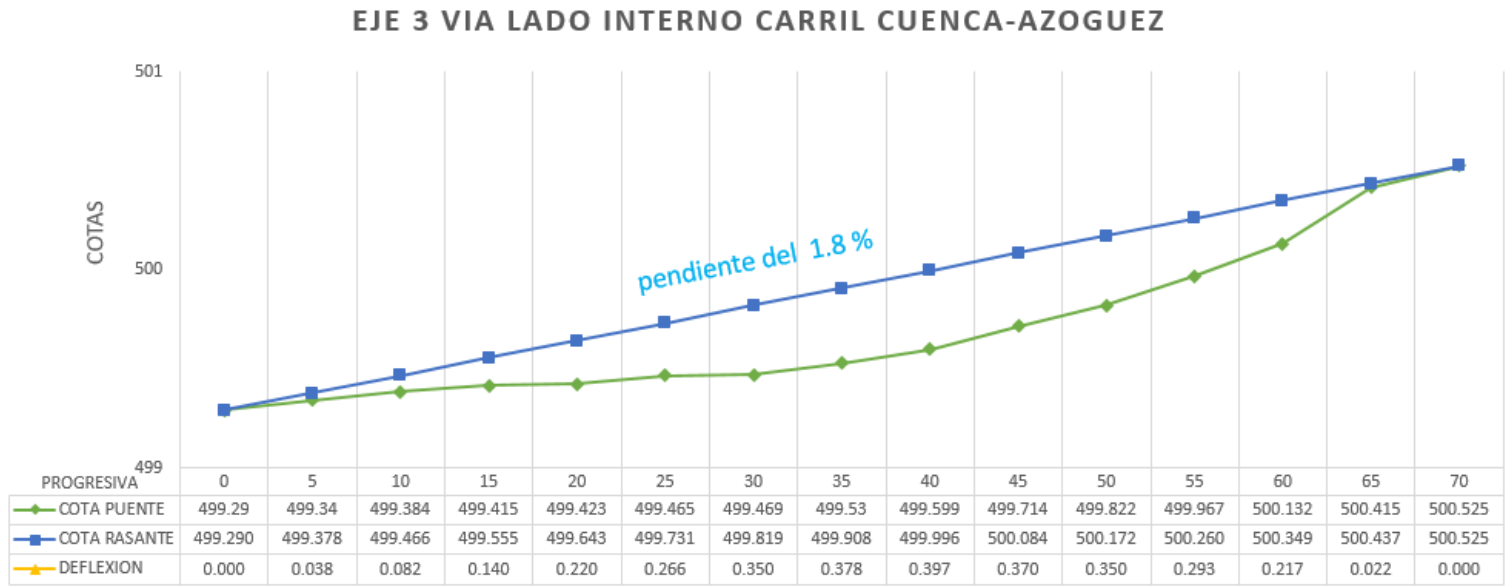


Ilustración 8: Perfil de nivelación EJE 3

Deformación máxima medida 0.397 m o 39.7 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 1.8%.

Perfil EJE 4

EJE 4			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.666	499.666	0.000
5	499.684	499.771	0.087
10	499.697	499.876	0.179
15	499.727	499.981	0.254
20	499.806	500.085	0.279
25	499.898	500.190	0.292
30	499.961	500.295	0.334
35	500.049	500.400	0.351
40	500.169	500.505	0.336
45	500.318	500.610	0.292
50	500.464	500.715	0.251
55	500.611	500.819	0.208
60	500.777	500.924	0.147
65	500.9	501.029	0.129
70	501.134	501.134	0.000

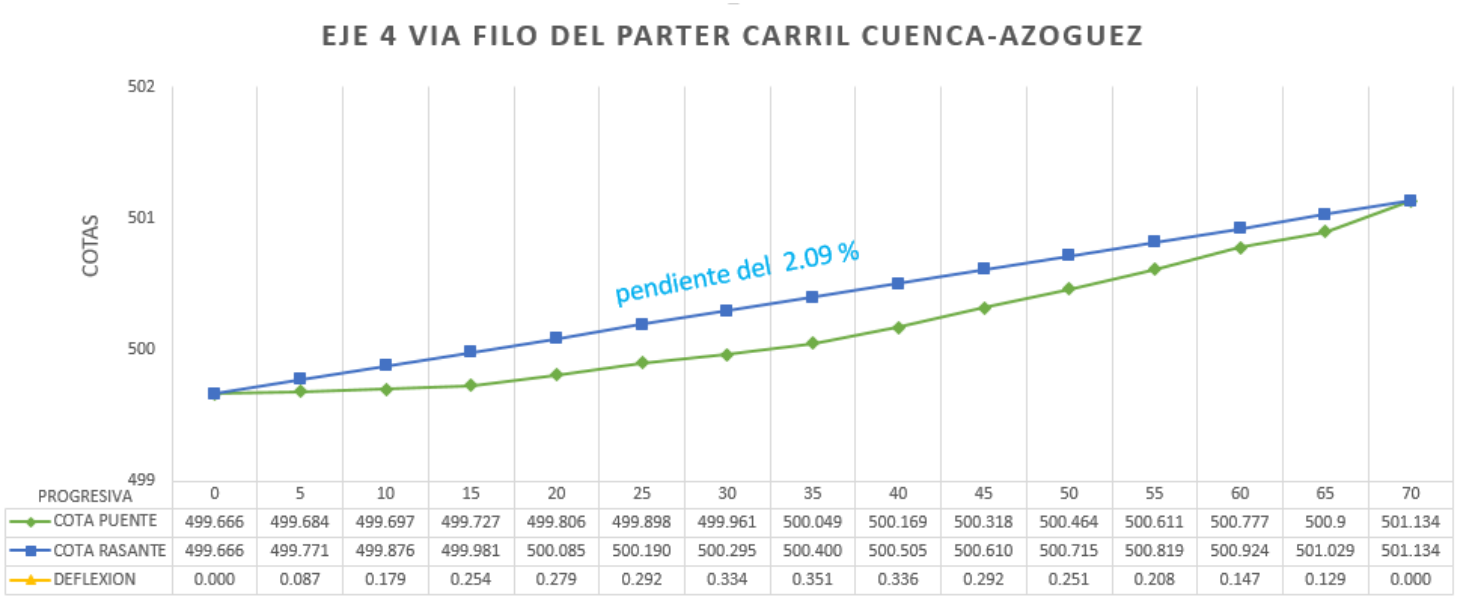


Ilustración 9: Perfil de nivelación EJE 4

Deformación máxima medida 0.351 m o 35.1 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 2.09%.

Perfil EJE 5

EJE 5			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.83	499.830	0.000
5	499.858	499.932	0.074
10	499.875	500.034	0.159
15	499.921	500.135	0.214
20	499.991	500.237	0.246
25	500.054	500.339	0.285
30	500.148	500.441	0.293
35	500.249	500.543	0.293
40	500.333	500.644	0.311
45	500.46	500.746	0.286
50	500.595	500.848	0.253
55	500.748	500.950	0.202
60	500.888	501.051	0.163
65	501.061	501.153	0.092
70	501.255	501.255	0.000

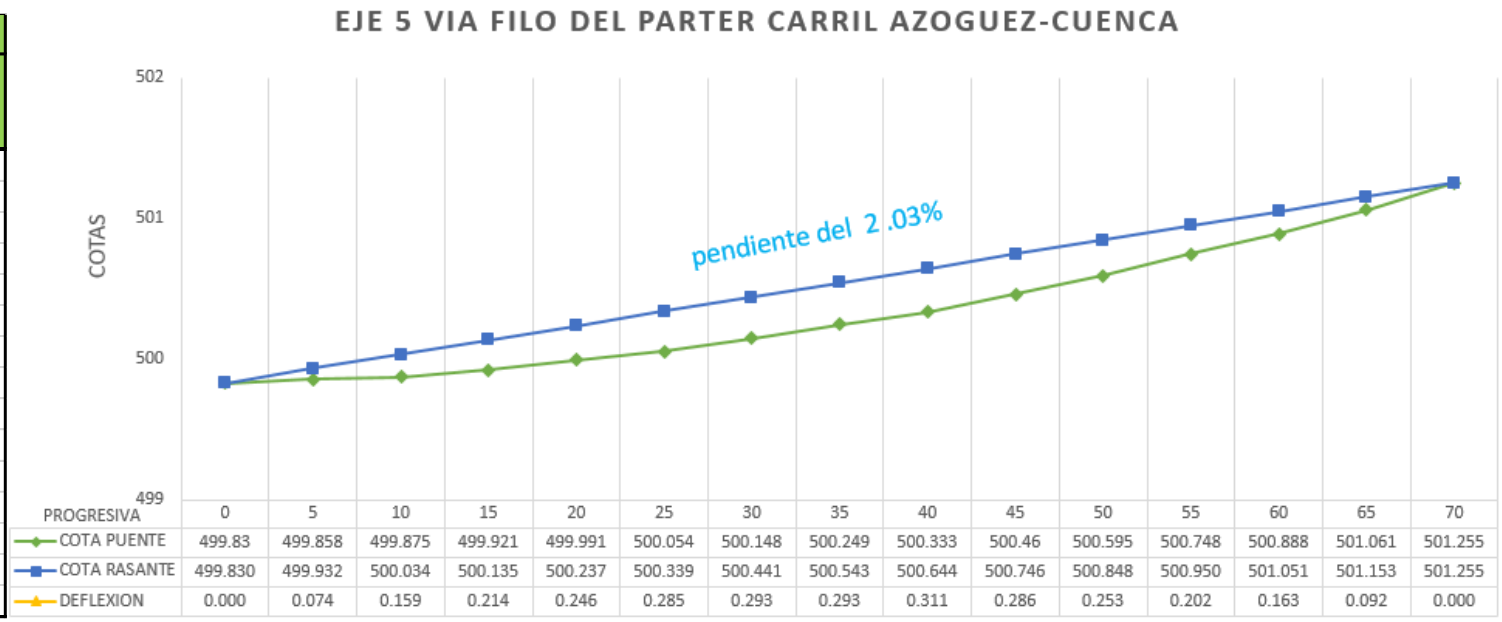


Ilustración 10: Perfil de nivelación EJE 5

Deformación máxima medida 0.311 m o 31.1 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 2.03%.

Perfil EJE 6

EJE 6			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	499.863	499.863	0.000
5	499.975	499.966	-0.009
10	499.996	500.068	0.072
15	500.056	500.171	0.115
20	500.101	500.274	0.173
25	500.101	500.376	0.275
30	500.156	500.479	0.323
35	500.26	500.582	0.322
40	500.382	500.684	0.302
45	500.525	500.787	0.262
50	500.683	500.889	0.206
55	500.836	500.992	0.156
60	501.011	501.095	0.084
65	501.166	501.197	0.031
70	501.3	501.300	0.000

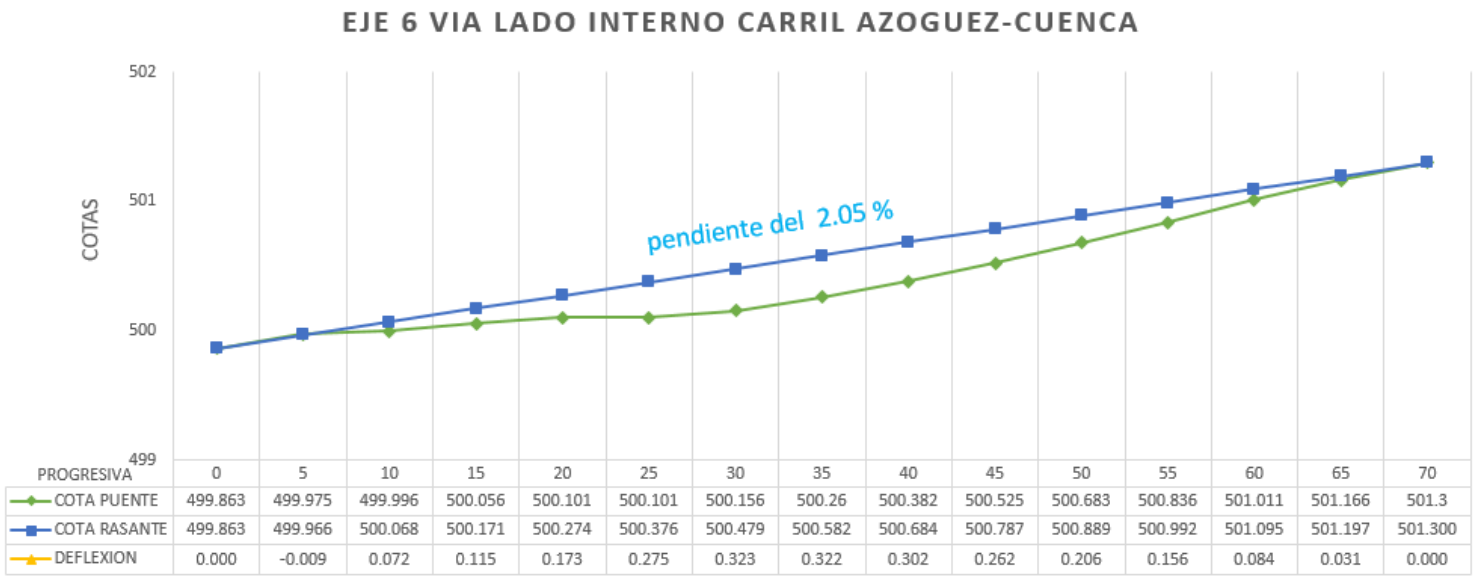


Ilustración 11: Perfil de nivelación EJE 6

Deformación máxima medida 0.323 m o 32.3 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 2.05%.

Perfil EJE 7

EJE 7			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	500.073	500.073	0.000
5	500.067	500.167	0.100
10	500.09	500.261	0.171
15	500.116	500.355	0.239
20	500.165	500.449	0.284
25	500.21	500.543	0.333
30	500.287	500.637	0.350
35	500.366	500.731	0.365
40	500.472	500.824	0.352
45	500.579	500.918	0.339
50	500.712	501.012	0.300
55	500.858	501.106	0.248
60	501.011	501.200	0.189
65	501.186	501.294	0.108
70	501.388	501.388	0.000

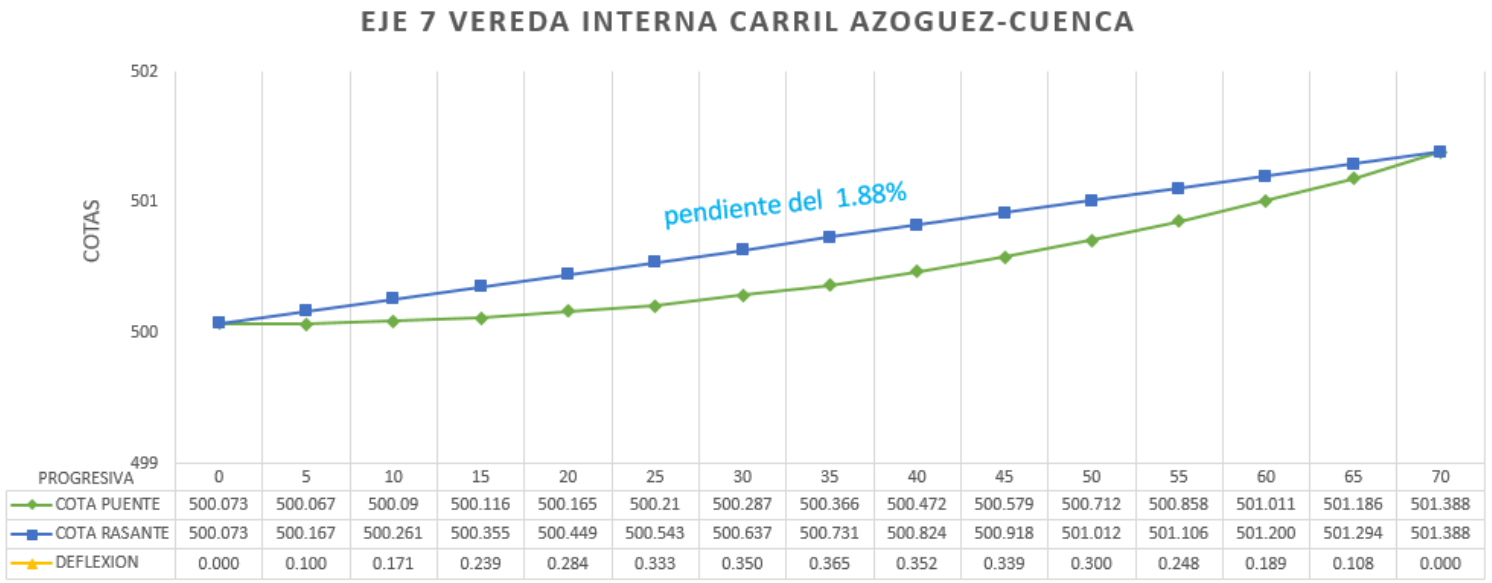


Ilustración 12: Perfil de nivelación EJE 7

Deformación máxima medida 0.365 m o 36.5 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 1.88%.

Perfil EJE 8

EJE 8			
ABSCISA (m)	COTA PUENTE (m)	COTA RASANTE (m)	DEFLEXION (m)
0	500.115	500.115	0.000
5	500.118	500.209	0.091
10	500.143	500.304	0.161
15	500.167	500.398	0.231
20	500.218	500.492	0.274
25	500.271	500.586	0.315
30	500.336	500.681	0.345
35	500.411	500.775	0.364
40	500.519	500.869	0.350
45	500.635	500.964	0.329
50	500.77	501.058	0.288
55	500.927	501.152	0.225
60	501.091	501.246	0.155
65	501.273	501.341	0.068
70	501.435	501.435	0.000

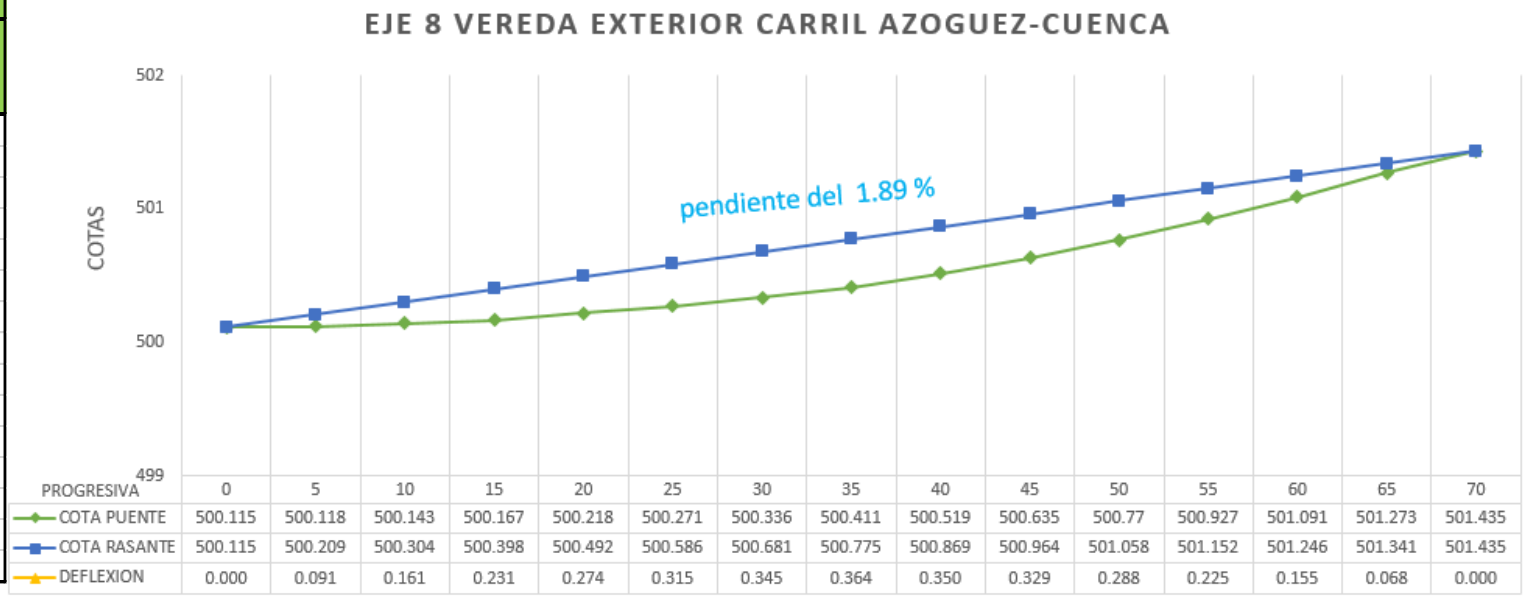


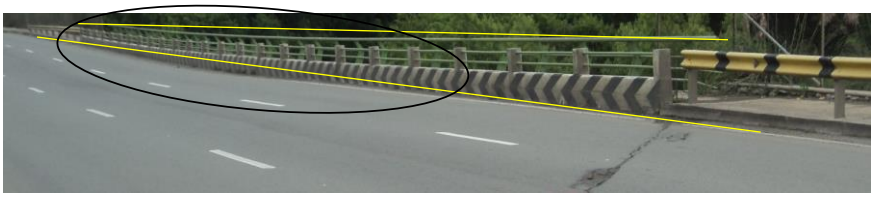
Ilustración 13: Perfil de nivelación EJE 8

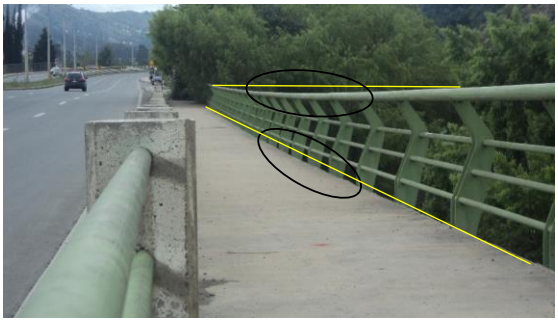
Deformación máxima medida 0.364 m o 36.4 cm en el tramo central y pendiente longitudinal del 1.8

3.7.5. Registro fotográfico de la inspección visual

Elemento:	Superestructura, vista general	
Descripción:	Se observa que el tablero de rodadura y los elementos que conforman las proteciones tienen la apariencia de una curva como especie de una hamaca. Si trazamos lineas desde un punto de fuga en el horizonte, notaremos que los elementos del puente no siguen las alineaciones dibujadas, mostrando una aparente deflexión en la superestructura	

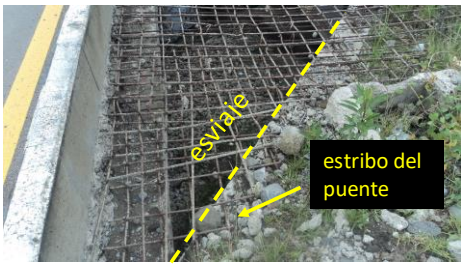
Fotografías:

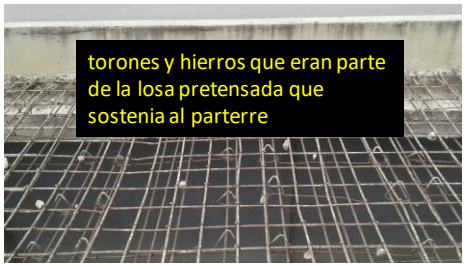




Elemento:	Parterre y bordillos	
Descripcion:	La losa del parterre central que contenía la capa de tierra y la vegetal, actualmente está demolida Se observaron los hierros, cables de pretensado y restos de hormigon de la losa, que de alguna manera enlaza los tableros del puente Nulti Sur. Existen dos postes de alumbrado publico ubicados en el parterre con parte de tierra y losa. Se tuvo la posibilidad de ver los estribos y el esviaje del puente a traves de los espacios que dejo el retiro del suelo mencionado. Los bordillos no presentan ninguna anomalia visualmente perceptible	

Fotografias:





Elemento:	capa de rodadura	
Descripción:	Se tomaron varias muestras de asfalto para medir los espesores, los valores registrados van desde 8 cm hasta 20 cm de esperor. El espesor de la capa de rodadura en el puente es como se observa en las siguientes fotografias	

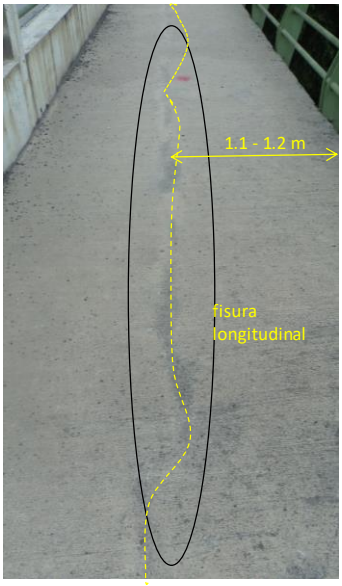
Fotografías:

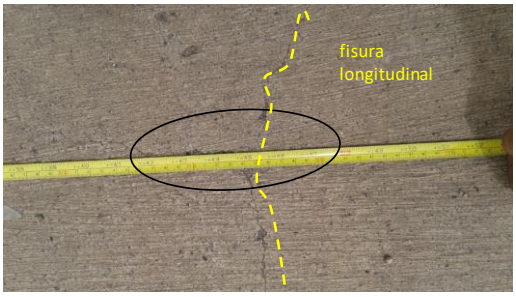
Elemento:	capa de rodadura	
Descripción:	Se puede apreciar una gran fisura que cruza diagonalmente la vía y a traves de esta prestar atencion a la junta metálica. La grieta formada sigue la linea de esviaje del puente. Al haber sido cubiertas con asfalto, las fisuras se produjeron porque el puente necesitaba la libertad de moverse por las cargas que soporta. Con fecha 31 de mayo de 2017 se evidencian trabajos de mantemiento en el puente Nulti sur, se cambiaban las juntas metalicas originales por unas de neopreno.	

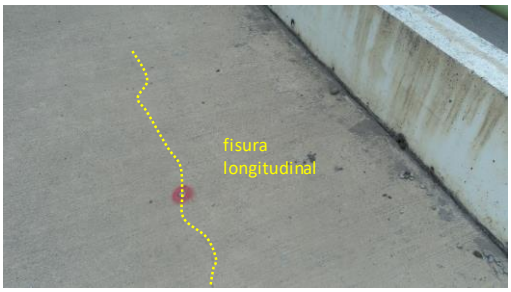
Fotografías:

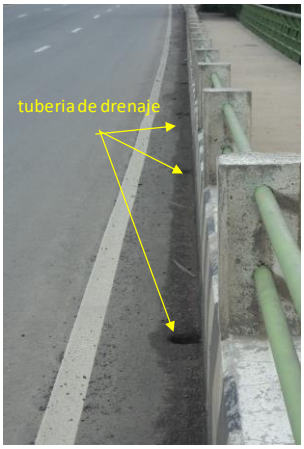
Elemento:	veredas, pasamano y drenajes	
Descripción:	La vereda en la dirección Cuenca-Azogues presenta una fisura longitudinal ubicada a 1.1 -1.2 m desde el borde exterior, podría deberse a los ductos solicitados por ETAPA EP según información de los diseños y construcción del puente. En cuanto a la conservación de los pasamanos no presentan oxidación, son seguros y estables Los drenajes no dejan ver que esten obstruidos pero existe sedimento que debería ser limpiado para evitar potenciales problemas.	

Fotografías:







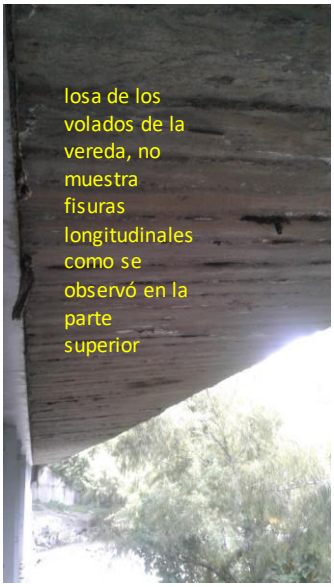


Elemento:	Juntas del puente	
Descripción:	Se observaron grietas que siguen la dirección del esviaje, dado que en el mantenimiento vial las juntas se taparon y el puente por su comportamiento dinámico libera energía y fractura a la capa de rodadura además si a esto sumamos las cargas de impacto vehicular, tendremos como consecuencia la falla del asfalto roto y desagregado. Por la exposición a la atmósfera las placas metálicas presentan oxidación permanente.	

Fotografías:

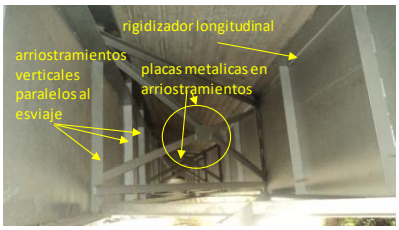
Elemento:	losa de hormigón	
Descripción:	La losa del tablero de la superestructura vista por debajo del puente no presenta fisuras ni grietas que sean perceptibles facilmente , pero en la zona de los drenajes y de los estribos existe carbonatación. No hubo la posibilidad de observar la losa superficialmente ya que se encuentra cubierta en su totalidad por el asfalto.	

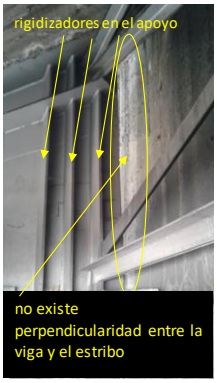
Fotografías:

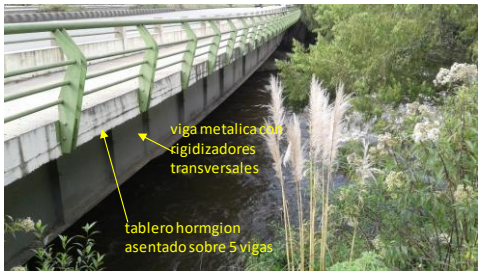


Elemento:	Vigas metálicas	
Descripción:	Las vigas metálicas tienen un estado de conservación bueno pero existen partes localizadas con presencia de humedad, principalmente en los apoyos por la posible infiltración de agua que ingresa desde las juntas a los estribos y vigas . Se puede apreciar la configuración del entramado metálico, se distinguen las formas, la variación de altura y espesores tanto del alma como de las alas o patines. Los arriostramientos son tanto verticales como horizontales, diseñados con perfiles L y placas, la forma en que estan dispuestos estos elementos es paralela al esviaje colocados cada 7 metros. Existen diafragmas transversales y un longitudinal ubicados en el alma. En las 5 vigas se asientan el tablero de hormigón y las mismas se apoyan en neoprenos dispuestos en los estribos cada 3 metros.	

Fotografías:

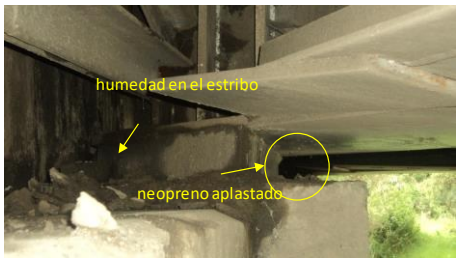






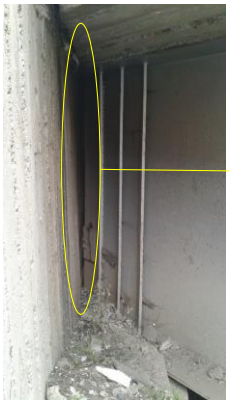
Elemento:	Apoyos y estribos
Descripción:	En los dados de hormigon que tienen neopreno adicional colocado se observa que estos elementos estan deformados.

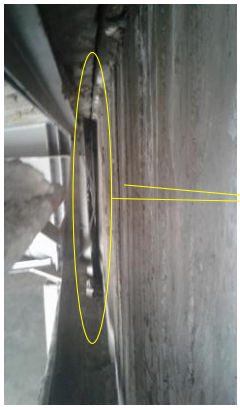
Fotografías:

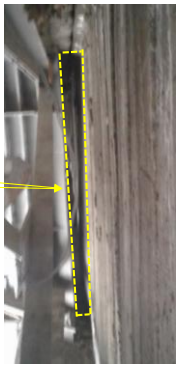


Elemento:	vigas flejadas
Descripcion:	Ademas de los niveles levantados se pudo registrar otra evidencia de que las vigas longitudinalmente ya no estan rectas; el espacio entre la viga y la pared el estribo varia desde la base aumentando hasta la parte superior formando un angulo de giro, ademas el hormigon adicional de la losa que sobrepasa el patin superior de la viga metalica, lo que hace suponer que fue necesario un ajuste de material para completar la luz del puente (podria pensarse por un momento que se trata de una especie de proteccion construida para evitar que la humedad llegue a las partes metalicas y por eso el aumento de 10 cm)

Fotografias:







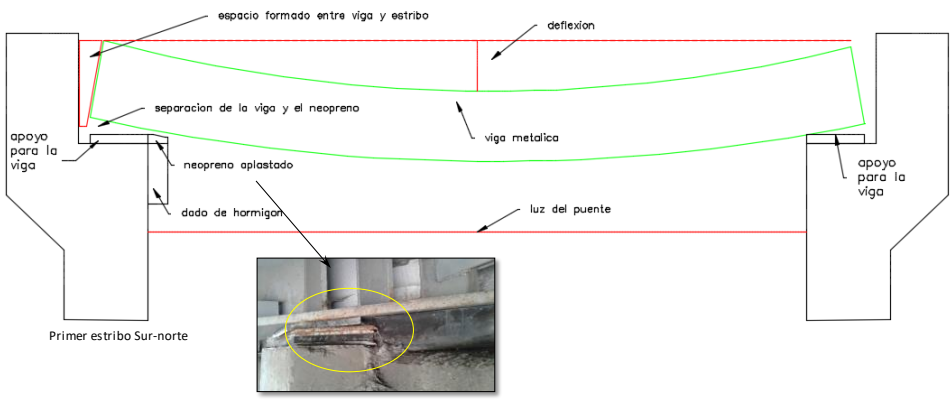
losa de hormigon

remanente de losa de hormigon

viga metalica

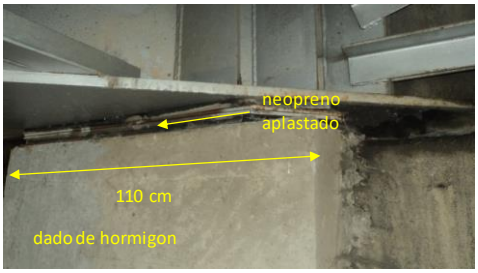
estribo

Anomalia:	Representacion de la viga deformada y aplastamiento de los neoprenos
Descripcion:	Se describe graficamente la situacion actual de la viga y el efecto de aplastamiento del neopreno en el primer estribo. Al parecece se necesito disminuir la luz entre los apoyos por eso la necesidad de la construccion de una "extension" del estribo, el area tensionada se hace evidente por la concentracion de fuerzas que actuan en el extremo de la viga, como ya lo vimos antes hay fisuras en los dados y el caucho de neopreno se nota que esta presionado



Elemento:	Apoyos y estribos	
Descripción:	Se observa en el estribo Sur-Norte una particularidad evidente, existen unos dados de hormigon que sobresalen desde cada uno de los apoyos de las vigas además sobre estos se coloca apoyos de neopreno, que muestran la apariencia de estar aplastados. Los apoyos en los estribos estan construidos a diferentes alturas para darle el peralte al puente además los estribos presentan humedad.	

Fotografías:

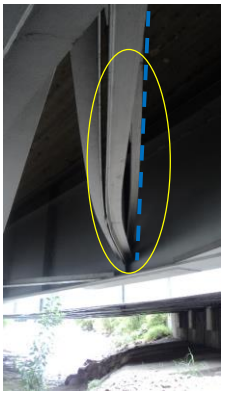


Elemento:	sección transversal	
Descripción:	La sección compuesta funciona si la losa se "asienta" y logra trabajar en conjunto con las vigas de acero. Se observó un espesor adicional de hormigón sobre el patin superior de la viga, suponemos que la viga se quedó mas abajo y para evitar este desnivel se relleno con hormigón. Esto nos indicaría alguna tipo de dificultad constructiva para no haber llegado a las cotas definitivas de las vigas, la sección podria estar trabajando ya no como mixta, porque este espesor adicional no esta presente en todas la vigas.	

Fotografías:

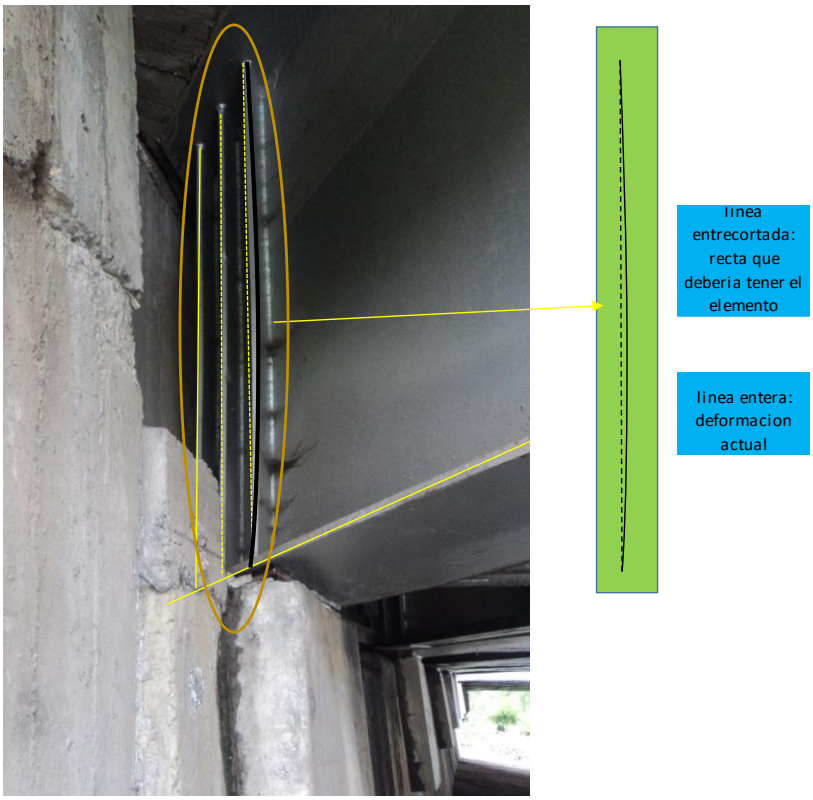
Elemento:	Arriostramiento tablero via Asoguez-Cuenca	
Descripción:	Se observó que parte del arriostramiento del tablero de la via Azogues - Cuenca presenta pandeo por compresion axial, estos nos indica que existen esfuerzos entre las vigas que son grandes y superan la rigidez de este elemento que esta configurado con dos perfiles L. Por el alto peligro y dificultad de caminar por las vigas metalicas no fue posible evidenciar si existian mas elementos con este mismo fenomeno lo cual es muy problable.	

Fotografías:



Elemento:	diafragmas de apoyo	
Descripción:	Si observamos con detenimiento los diafragmas ubicados en el apoyo de la siguiente viga notaremos que estos pierden la perpendicularidad y linealidad que deberian tener y aparentemente se curvan , lo que nos indicaría que los esfuerzos compresivos debido a la acción y reacción de la cargas que estan actuando superan la capacidad de rigidez y estabilidad de estos elementos, además su disposición con respecto al alma no es perpendicular.	

Fotografías:



3.8. Conclusiones

1. Después de las visitas e inspecciones realizadas al puente Nulti sur para verificar su estado de conservación y constatar potenciales anomalías en su construcción, se compararon los diseños y planos obtenidos del MTOP con la obra física realizada, se tienen registradas las siguientes variaciones más visibles:
    - Secciones de las vigas, el diseño original contempló vigas metálicas con secciones distintas y el patín inferior conformado por 3 platinas. Se encuentran construidas vigas con patines de solo 2 platinas.
    - Haciendo referencia a los datos del informe final del puente: "CONSTRUCCION DEL PUENTE NULTI SUR DE LA VARIANTE DE NULTI", capitulo 7.-Informe Técnico, dice que el espesor de las planchas de acero previsto en el estudio no existe en el mercado y que se realizan los cambios para adaptarse a la oferta del producto, lo que evidencia una inatención o deficiencia en el diseño.
    - Variación en la suelda, el mismo informe final de construcción, citado en el párrafo anterior, dice lo siguiente: "se detecta que la cantidad especificada de suelda en los planos no cumple con las normas internacionales y se debe corregir este error, lo cual significa un incremento del 100% en la cantidad de suelda que deberá aplicarse".
      En el alma de las vigas metálicas está colocado un rigidizador longitudinal en toda la luz del puente, este elemento adicional no consta en los diseños originales. En definitiva no se respetaron los diseños originales
    - Pasamanos y guardavías, estos elementos construidos tienen diseños y materiales distintos, el guardavías original era metálico el que está construido es de hormigón con tubos galvanizados; el pasamanos original era de hormigón y el que está construido es totalmente de metal.
    - Espesores del asfalto, en el diseño original revisado se calculó que la carpeta asfáltica sería de un espesor de 5 cm., pero en varias visitas y exploraciones realizadas se constató que los espesores realmente colocados superan en el triple a lo descrito en la memoria y diseño de puente Nulti sur, llegando hasta los 20cm, lo que deja en evidencia una ausencia de control técnico calificado en los procesos de construcción y mantenimiento.

- Estribos del puente, se revisaron los planos estructurales del MTOP y los mismos no indican la construcción de unas extensiones de hormigón en forma de poliedros sobre uno de los estribos (primer estribo en la dirección Cuenca-Azogues), colocados de manera que sirvan de apoyo para cada viga, por lo que son diez dados en total que sobresalen de la parte media del estribo.

2. Con los valores procesados de la nivelación, la suposición de que el puente Nulti sur tiene una aparente curvatura en la superestructura se comprueba con cada uno de los perfiles levantados en donde se registraron deflexiones que oscilan en un rango de 31.1- 39.7 cm. Por lo que no se cumplió con la de normativa, aunque en la memoria de cálculo dice haberse calculado y que el diseño resultante era satisfactorio y que no rebasaba a la máxima deflexión.

   Haciendo uso de la norma ASSHTO artículo 2.5.2.6 que dice que la máxima deflexión es igual al valor de L/1000 (70000/1000=7 cm), concluimos que la deflexión actual supera al máximo permitido con un factor de 5.05 veces aproximadamente para condiciones de servicio.

   El puente Nulti Sur presenta problemas con la rigidez de su sección transversal que afecta longitudinalmente la superestructura y sus elementos. En el siguiente capítulo de esta tesis, se aplica el método de elementos finitos realizando un modelo de cálculo con el objetivo de verificar matemáticamente el estado tenso-deformacional de la sección compuesta.

3. Las anomalías observadas en el trabajo de evaluación y diagnóstico aunque ya se mencionaron en párrafos anteriores, ahora serán referidas con mayor detalle:
   - Existen unos dados extras de hormigón que salen como una extensión del estribo al parecer su función es darle mayor área de contacto a los neoprenos en donde se van a asentar las 10 vigas metálicas, otra suposición seria pensar que el replanteo del estribo del puente tuvo un error y debió haberse construido más adelante, por lo que podría justificarse esta construcción adicional que no consta en los diseños originales.
   - Sobre las extensiones de hormigón los neoprenos se ven aplastados y chancados, estos elementos tiene un diseño deficiente e inadecuado que no logró trabajar satisfactoriamente para los esfuerzos de compresión al que iban a estar sometidos.
   - La vista lateral de la viga metálica asentada sobre los estribos, invita a prestar particular atención a la separación variable que existe entre la pared del estribo y el borde vertical del alma, con mayor separación al

llegar a la losa de hormigón. Este fenómeno deja otro argumento físico que podría tener su origen en la deformación que actualmente tiene la superestructura y que fue causada por las cargas permanentes. El análisis estructural indica que la flexión en una viga produce el giro de las secciones transversales y que teóricamente se mantienen planas (principio de Navier-Bernoulli) después de las solicitaciones e incluso después de la deformación. El fenómeno aquí registrado se podría explicar entonces de la siguiente manera: la viga metálica del puente Nulti sur sometida a diferentes cargas flexionó, produciendo giro de sus secciones transversales previo a la fundición del tablero, el valor de este ángulo de giro es de 3°.

- Los diafragmas transversales ubicados en los extremos de las vigas metálicas muestran un aparente pandeo, que se explica por la existencia de fuerzas concentradas que comprimen estos elementos justo en los apoyos.
- Los arriostramientos horizontales y verticales están colocados en dirección paralela al esviaje del puente, se pensaría que los mismos pudieron haberse colocado de manera perpendicular a las vigas. La evidencia de pandeo en los perfiles usados horizontalmente sustenta la idea de que pudieron ser de menor longitud, para optimizar el material, disminuir la carga muerta que estos generan y evitar deformaciones localizadas.
- Haber tapado en el reasfaltado de la vía las juntas del puente negó la posibilidad de desplazamiento longitudinal de la superestructura, como consecuencia en el asfalto aparecieron fisuras que se convirtieron en grietas, posteriormente el agregado se descompone hasta desaparecer dejando las juntas metálicas expuestas a la atmósfera, abriendo espacios para que el agua ingrese produciendo humedad en vigas, estribos y losa del tablero. Finalmente el error fue corregido cuando en posteriores trabajos de manteamiento del puente (2017) se realizaron cambios de las placas metálicas en las juntas por un sistema nuevo de neopreno.
- Se evidenció que la capa asfáltica colocada sobre la vía del puente supera el espesor previsto en los diseños, cuyo valor inicial propuesto fue de 5 cm. Se tomaron muestras y se midieron espesores que variaban entre 8 cm y 20 cm. Se podría especular que el origen de esta acumulación de material asfaltico obedeció a la rasante final que el puente debía tener y que se vio alterada con la deformación anticipada

sufrida por la superestructura justo antes de colocar la capa de rodadura. Otra hipótesis apuntaría a que en el momento de darle mantenimiento a la autopista no se tuvo el criterio técnico de un especialista que logre estimar el máximo de capas de asfalto que debían colocarse sin afectar y comprometer el desempeño del puente.

- Esta anomalía del puente con un espesor de asfalto mayor al calculado en los diseños innegablemente cambia las solicitaciones y supera los diseños y las respectivas estimaciones estructurales iniciales. Si se revisa la norma ASSTHO, tabla 3.4.1-2- Factores de carga para cargas permanentes**,** ahí se recomienda que para las superficies de rodamiento se deberá utilizar un factor de carga igual 1.5, y si usamos este valor con el espesor propuesto en el diseño (5cm), este podrá variar hasta 7.5 cm, tomando un promedio del espesor de las muestras obtenidas, tenemos el valor de 14 cm, por lo que tendríamos un nuevo factor de carga de 2.8 con lo que se estaría transgrediendo la normativa.
- Se observa que la capa vegetal central del parterre fue retirada y que la losa que contenía este suelo fue demolida, dejando como evidencia de su existencia los hierros y torones que la conformaban. No se pudo tener acceso a la información que justifique técnicamente las razones que motivaron la demolición y retiro de esta parte del puente prevista en el diseño original. Los motivos para esta acción apuntarían presumiblemente a liberar al puente de una “carga permanente innecesaria” que estaba por demás y se pensó que con su retiro se reducirían los efectos de deflexión visualmente apreciables hasta ahora.
- La sección compuesta es aquella que provista de conectores de cortante entre la interfaz del hormigón y el acero hace que esta nueva sección adopte distintas características y ventajas mayores a la que sería si los materiales estuvieran actuando por separado. Se registró y midió una variación en esta interfaz del acero y el hormigón, esta capa de hormigón adicional entre la losa y la viga metálica pudo ser parte del diseño si hubiera sido para las 10 vigas del puente, pero el espesor de esta capa es irregular y se presenta solo en puntos localizados. Se pensaría que las vigas se asentaron previamente por el peso propio y quedando en un desnivel para fundir la losa del tablero se decidió rellenar este espacio con más hormigón.
- Carbonatación del hormigón en puntos localizados del estribo y la losa debido a la humedad y la acción del CO_2 del aire. Esta reacción química

no compromete estructuralmente la superestructura pero podría progresivamente aumentar los daños y patologías en el concreto reforzado, por lo que es necesario efectuar mayores valoraciones con otro tipo de equipos, procedimientos y métodos para poder anticipar potenciales problemas.

3.9. Recomendaciones

1. Realizar en el presente estudio el cálculo del estado tenso-deformacional de la superestructura con la geometría y materiales observados y medidos. Interpretar los resultados que se obtengan, analizarlos y obtener mayores datos para complementar este proceso de evaluación e inspección visual.
2. La losa del parterre que conecta de cierta manera a las dos superestructuras del puente Nulti sur debería ser retirada por completo, se debe cortar y aislar todo el mallado de las varillas y torones de acero que aún permanecen presentes.
3. Vigilar el comportamiento de las deflexiones en el puente Nulti Sur y realizar nuevas nivelaciones. Con estos datos obtenidos podríamos conocer si las deflexiones están creciendo y de ser así ya tendríamos una alerta. Es necesario esta recolección periódica de información.
4. Analizar que carga o cargas produjeron el giro de la viga, detallado como uno de los fenómenos observados. Con este valor se podría saber en qué momento del diseño o de la construcción la viga giró y cambió su posición horizontal.
5. Realizar en el puente Nulti Sur ensayos adicionales más profundos para tener una mayor cantidad de datos y valoraciones del estado de los materiales, elementos estructurales y del comportamiento en conjunto. Se recomienda medir las vibraciones del puente usando acelerómetros, realizar nuevas pruebas de carga para evaluar las deflexiones por carga viva, conocer la resistencia del hormigón en la losa y estribos, efectuar ensayos de compresión en los neoprenos, etc.
6. Realizar un estudio de evaluación para la infraestructura del puente Nulti sur que complemente este primer trabajo investigativo. Se podría analizar el fenómeno de la socavación en los estribos, el estado tensional y deformacional global de todos los elementos del sistema estructural.

7. Se recomienda efectuar labores de limpieza y mantenimiento preventivo del puente, tanto en estribos, vigas, losa y apoyos, debido a la presencia de humedad y sedimentos en las partes internas de la superestructura.

8. Revisar detenidamente el sistema constructivo del puente Nulti Sur, analizar las potenciales dificultadas encontradas y las soluciones tomadas. Se podrían haber presentado nuevos esfuerzos no previstos en los diseños originales y sería necesario saber el comportamiento que tuvieron los elementos principales del puente frente a nuevas solicitaciones.
9. Fomentar y promulgar políticas de cuidado, mantenimiento, observación, estudio, evaluación y restauración de estructuras esenciales, a través de normas, reglamentos, manuales, ordenanzas o leyes, que sirvan como aporte técnico para todos los profesionales inmersos en el diseño y construcción civil.

CAPITULO IV

MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LA SUPERESTRUCTURA Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Generalidades del modelo de cálculo

En este capítulo desarrollamos el análisis del estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti Sur bajo el efecto de cargas gravitacionales complementando de esta manera la evaluación e inspección visual efectuada en el inicio de la presente investigación.

Con la información recogida in situ en el proceso que se detalló en el capítulo III, basados en los diseños y memoria de cálculo se obtuvo la geometría, las características y el tipo de materiales de todos los elementos de la superestructura para realizar la modelación matemática. El estudio se dedica solamente a encontrar las tensiones y deformaciones de las vigas de acero no se tomarán en cuenta los criterios de estabilidad del alma o patines de la viga tipo I.

Se trabajó en dos procesos de diagnóstico de la superestructura, en el primero se ejecutó un cálculo de forma manual, idealizando el modelo de una sola viga sometida a las cargas estimadas, finalmente, se obtuvieron los esfuerzos y deformaciones para su análisis e interpretación, se utilizaron los métodos aproximados descritos en la AASHTO; en el segundo proceso más complejo se usó un programa computacional, en el que se idealizaron todos los elementos de la superestructura Sur-Norte, se modelaron las 5 vigas junto con los arriostramientos, la losa de hormigón y el esviaje del puente. La modelación se realizó en el software “StructureCAD” v.7.31-R.5 del paquete SCAD Soft y “CSiBridge 2017” v19.0.0 para elaborar el modelo del puente en estudio, este último programa es muy versátil y ofrece una interfaz amigable que además brinda cantidad de información de salida para el diseño de puentes de cualquier configuración estructural. Estos programas realizan un análisis y cálculo completo basado en el método de los elementos finitos, permitiendo definir el estado tenso-deformacional de la estructura por las acciones estáticas y dinámicas, para el análisis de la resistencia y rigidez, estableciendo la combinación de esfuerzos más desfavorable, para obtener las reacciones internas y deformaciones generadas en los elementos de la superestructura del puente.

4.2. Estimación de cargas

4.2.1. Geometría general del puente

GEOMETRIA DEL PUENTE					
LUZ DE CALCULO	L=	70	m		
ANCHO CALZADA	Ac =	11,9501	m		
ANCHO ACERAS PEATONALES	Av =	2,22	m		
ANCHO TOTAL PUENTE	An =	15,05	m		
PENDIENTE LONGITUDINAL (Cuenca - Azogues)	P =	2	%		
SEPARACION ENTRE VIGAS	Sv =	3	m		
NUMERO DE VIGAS	Nv =	5			
NUMERO DE CARRILES DE DISEÑO	Nvias =	3			
ESPESOR CAPA DE ASFALTO	easf.=	14	cm		
ESPESOR LOSA DE HORMIGON	elosa=	25	cm		
RELACION DE MODULOS (ACERO Y HORMIGON)	n=	8			
MATERIALES		**MKS**		**SI**	
HORMIGON TABLERO	f'c =	280	kgf/cm^2	27,46	MPa
ACERO DE REFUERZO	Fy =	4200	kgf/cm^2	411,88	MPa
ACERO ESTRUCTURAL VIGAS: ASTM A-588	fy =	4900	kgf/cm^2	480,53	MPa
MODULO ELASTICIDAD ACERO	Es =	2100000	kgf/cm^2	205,94	Gpa
MODULO ELASTICIDAD HORMIGON	Ec =	200798	kgf/cm^2	19,69	Gpa
PESO ESPECIFICO HORMIGON	γ_H=	2400	kgf/m^3	23,53596	kN/m^3
PESO ESPECIFICO ASFALTO	γ_{asf}=	2250	kgf/m^3	22,0649625	kN/m^3
PESO ESPECIFICO ACERO A-588	γ_{acero}=	7850	kgf/m^3	76,9822025	kN/m^3
PESO ESPECIFICO TIERRA	γ_{tierra}=	1800	kgf/m^3	17,65197	kN/m^3

Tabla 8. Geometría y características de los materiales del Puente Nulti Sur

	uni.	Sección 0	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5
longitud	**cm**	244	456	700	700	700	700
b=	**cm**	60	60	60	60	60	60
ta=	**cm**	2	2	2	2,5	2,5	2,5
H=	**cm**	210	230,6	244,4	255	262	265
d=	**cm**	205,5	224,1	237,9	247,0	254,0	257,0
tw=	**cm**	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
b1=	**cm**	60	60	60	60	60	60
ta1=	**cm**	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
b2=	**cm**	0	40	80	80	80	80
ta2=	**cm**	0	2	2	3	3	3
Area	**cm^2**	639,9	753,38	858,22	984,6	997,2	1002,6
Inercia	**cm^4**	4200446,75	6002452,14	7683947,77	9879982,97	10520205,5	10801926,4

Tabla 9. Dimensiones de las Secciones de la viga metálica, Puente Nulti Sur

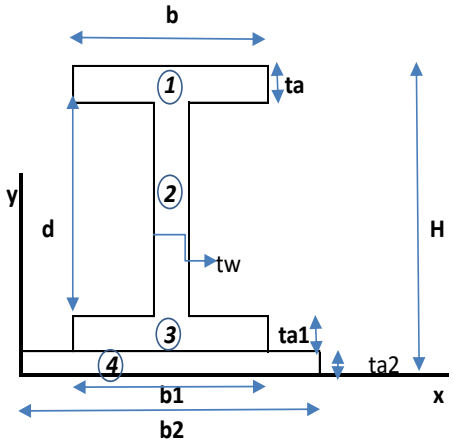


Ilustración 14. Representación de la forma de las vigas I del puente Nulti Sur

4.2.2. Determinación del peso propio de la viga y de otras cargas permanentes

Cada una de las vigas metálicas posee por igual una geometría que varía longitudinalmente, el peralte de las vigas va aumentando desde los apoyos hasta el centro de la viga de manera simétrica. Gráficamente la sección transversal de la superestructura objeto del presente análisis es como se aprecia en la *Ilustración 15*.

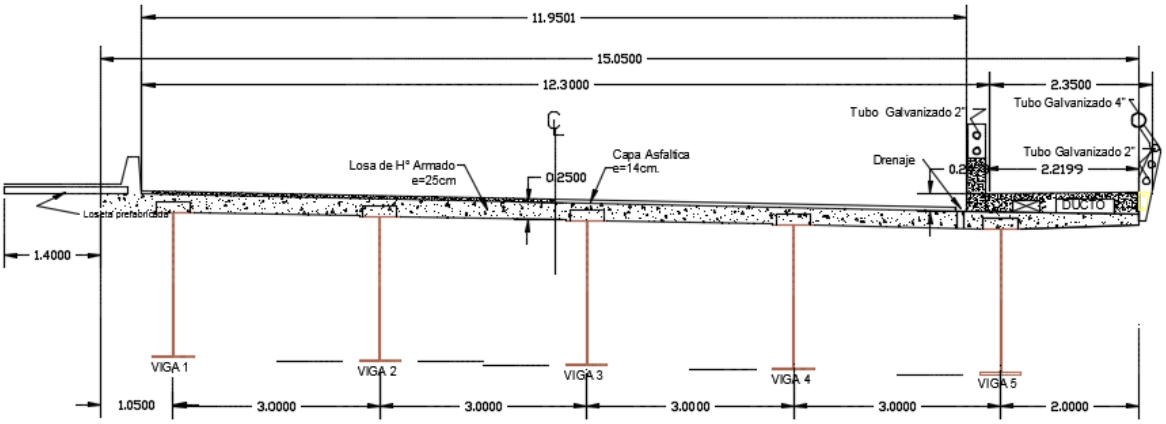


Ilustración 15: Sección Transversal Puente Nulti Sur

La viga metálica varía longitudinalmente *(Foto 5)* con diferentes secciones cada 7 metros, como lo habíamos mencionado anteriormente (*Tabla 9*) y para el cálculo manual se planteó una ecuación parabólica que se aproxime a la forma que tiene el alma y que además permita calcular su altura en función de la longitud.

Foto 5. Fotografías que muestran la sección variable de la viga metálica. Fuente: Autor

La función que calcula la variación de la altura de la viga metálica es la siguiente:

$$d(x)=\begin{cases} -0{,}00042449\,x^2 \\ 0{,}02971429\,x \\ 2{,}05 \end{cases} \qquad \text{Ec. 4.1}$$

Gráficamente es similar a la geometría real de la viga (*Ilustración 16, Foto 5*).

Si a esta función le multiplicamos por el espesor constante del alma (1.8cm) y por el peso específico del acero (7850 kgf/m^3), obtendremos la distribución del peso del alma, finalmente si a esta expresión le añadimos el peso estimado de los elementos restantes (*Tabla 10*), tendremos la función de *distribución del peso de la viga metálica* completa:

Peso del alma	=	141,3	kgf/m
Peso otros elementos viga metalica	=	573,398271	kgf/m

FUNCION DEL PESO + OTROS ELEMENTOS

$$w(x)=\begin{cases} -0{,}0599804\,x^2 \\ 4{,}19862857\,x \\ 863{,}063271 \end{cases} \text{ kgf/m} \qquad \text{Ec. 4.2}$$

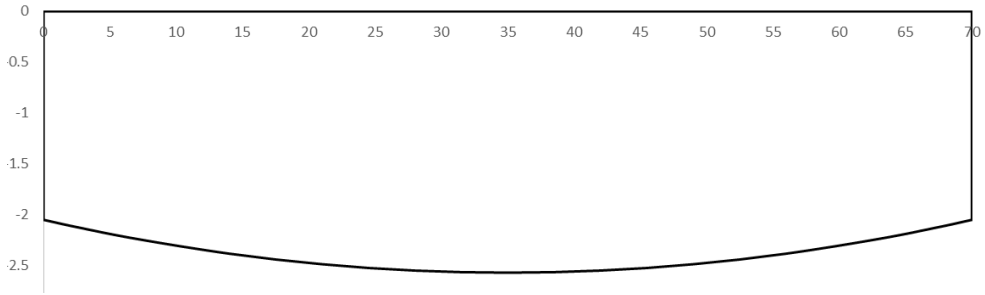


Ilustración 16. Forma de la viga, obtenida con la ecuación de variación de la altura

ESTIMACION DE PESOS DE LOS ELEMENTOS DE UNA VIGA METALICA		
ELEMENTO	**PESO**	**U.**
RIGIDIZADOR LONGITUDINAL	39,250	Kgf/m
PLATABANDA SUPERIOR	105,935	Kgf/m
PLATABANDA INFERIOR 1	117,750	Kgf/m
PLATABANDA INFERIOR 2	116,629	Kgf/m
ARRIOSTRAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES Y PLACAS DE DIAFRAGMAS	138,810	Kgf/m
RIGIDIZADORES EN LA VIGA (INCLUYE LOS APOYOS)	35,646	Kgf/m
CONECTORES DE CORTE	19,378	Kgf/m
TOTAL=	**573,398**	**Kgf/m**

Tabla 10. Pesos estimados de los elementos de la viga metálica

Se integra esta última función (Ec. 4.2) que varía entre límites conocidos para saber el peso de la viga en cada sección, finalmente obtenemos:

$$\mathrm{P}(x) = \int_0^a w(x)dx = \int(-0.0599x^2 + 4.1986x + 863.0632)\,dx \qquad \text{Ec. 4.3}$$

Las otras cargas permanentes se resumen en la siguiente tabla, que se basan en las características de la sección transversal de la *Ilustración 15*:

PESO DE VARIOS ELEMENTOS		
Pvereda	**1134,304**	**kgf/m**
Pguardavia	**769,75122**	**kgf/m**
Ppasamano	**29,284362**	**kgf/m**
Pbordillo	**230,4**	**kgf/m**
TOTAL=	**2163,7396**	**kgf/m**

PESO ASFALTO	**densidad =**	**2250 kgf/m3**
	ancho (m)	**esp. medio (m)**	**peso (kgf/m)**
viga ext 1	1,5	0,14	**472,5**
viga ext 5	1,4	0,14	**441**
viga central	3	0,14	**945**

PESO LOSA HORMIGON		
	densidad = 2400 kgf/m3	
	ancho (m)	**peso (kgf/m)**
viga ext 1	2,55	1530
viga ext 5	3	1800
viga central	3,5	2100

Tabla 11. Pesos estimados de elementos que conforman la superestructura del puente Nulti Sur

4.2.3. Determinación de la carga máxima vehicular

Se realiza un análisis de las solicitaciones en sentido longitudinal y transversal de la superestructura del puente, para determinar la ubicación y cantidad de carriles que deben cargarse con el propósito de obtener el caso más desfavorable.

4.2.3.1. Análisis longitudinal

Para el caso de la carga CAMION – MTOP la mayor solicitación se producirá cuando actúen la carga distribuida y la carga concentrada del camión HS-20, por lo que al multiplicar por el factor 1.25 se obtiene la carga HS-25.

El momento máximo seria:

$$Mmax = 1.25 \times \left(\frac{PL}{4} + \frac{qL^2}{8}\right)$$

Donde P= 8160 kgf, q=930 kgf/m y L=70m (*Figura. 2*)

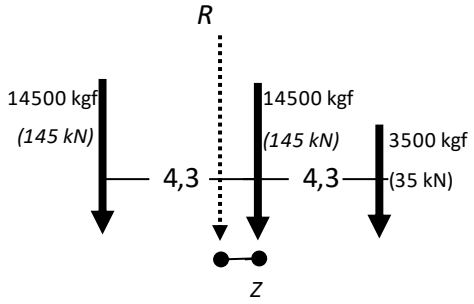
Mmax(LL+IM)=	**1184406,56**	**kgf-m**
	11844,0656	kN-m

Con la sobrecarga vehicular designada por la AASHTO (HL-93) y el teorema de Barré se determinó la ubicación de sobrecarga vehicular más desfavorable, luego haciendo uso de los métodos aproximados se determinó el Coeficiente de distribución transversal (CDT) para asignar las cargas que le corresponden a cada viga.

- Camión de diseño

  Realizamos el cálculo del máximo momento usando las líneas de influencia y el equilibrio estático,

  Ubicamos la posición de la resultante del tren de cargas, tomando momentos con respeto al primer eje.

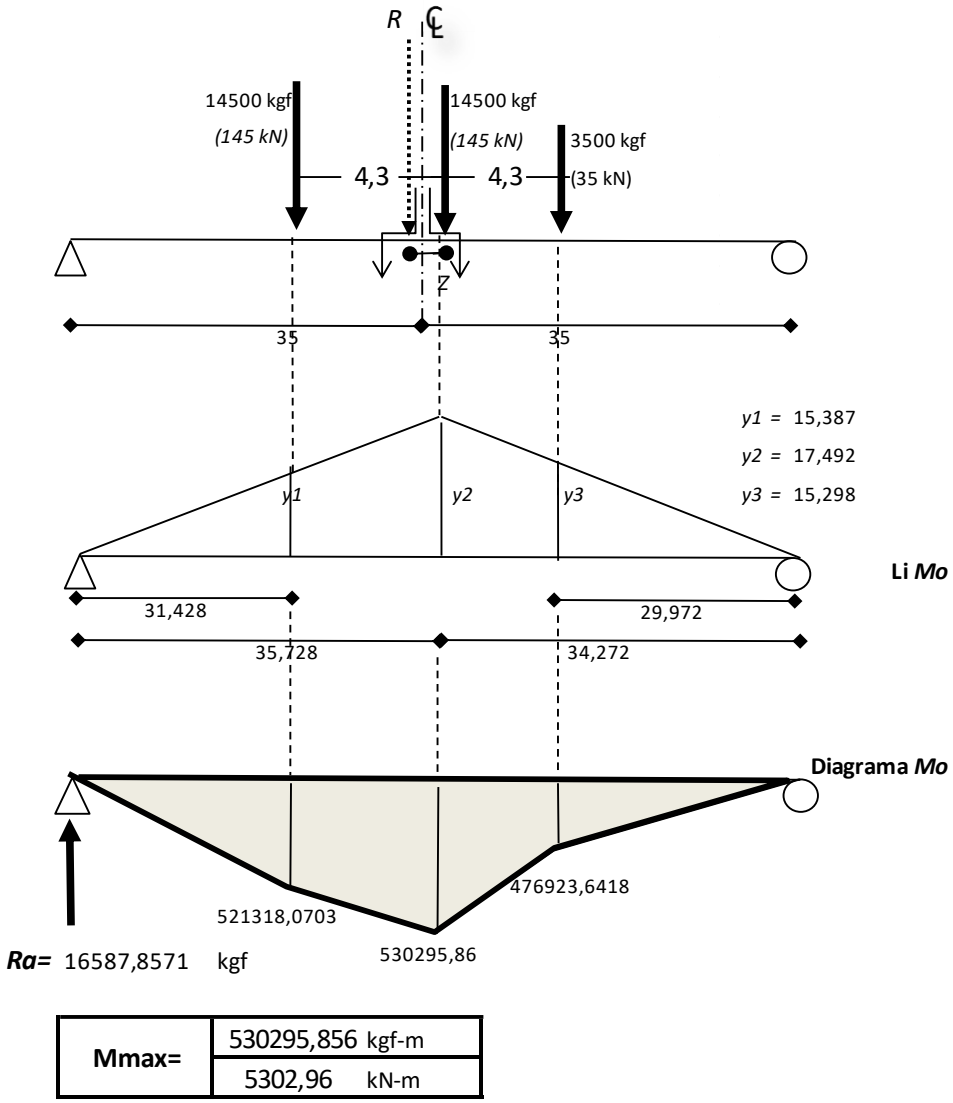


*z**(8,6)=14500*4.3+3500*8.6

z=2.85 m

R=14500+14500+3500; *R*= 32500 Kgf=325 kN

El cálculo del Momento máximo con líneas de influencia se realizó colocando el tren de cargas de acuerdo al teorema de Barré para multiplicar el valor de cada eje por la ordenada del gráfico de la línea de influencia, L_i M_o (*Figura 4*)



Mmax=	530295,856 kgf-m
	5302,96 kN-m

Figura 4. Viga con carga de camión de diseño, línea de influencia y momentos máximos

Por medio de la estática tenemos que el valor máximo de momento coincide con el resultado del teorema de Barré usando las líneas de influencia, tenemos los siguientes valores:

LINEAS DE INFLUENCIA

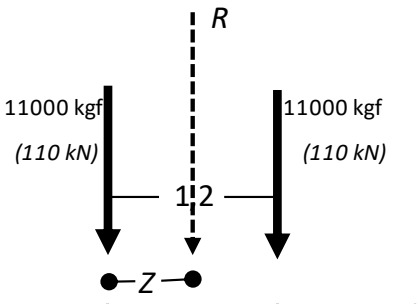
N°	distancia	y (m)	carga (kgf)	M (kgf-m)	M (kN-m)
1	31,43	15,39	14500	253640,31	2536,4031
2	34,27	17,49	14500	223113,48	2231,13476
3	29,97	15,30	3500	53542,07	535,420693
			TOTAL	**530295,86**	**5302,96**

EQUILIBRIO ESTATICO

N°	distancia	carga (kgf)	M (kgf-m)	M (kN-m)
1	31,43	16587,857	521318,07	5213,1807
2	35,73	14500	530295,86	5302,95856
3	40,03	14500	476923,64	4769,23642
4	70,00	3500	0	0

- Tándem de diseño

  Se trabajó con las cargas especificadas en la Norma para el tándem (HL-93) y se realizó el mismo proceso descrito para con el camión de diseño.



z*(1.2)=11200*1.2

z=0.6 m

R=11200+11200; R= 22400 kgf=224 kN

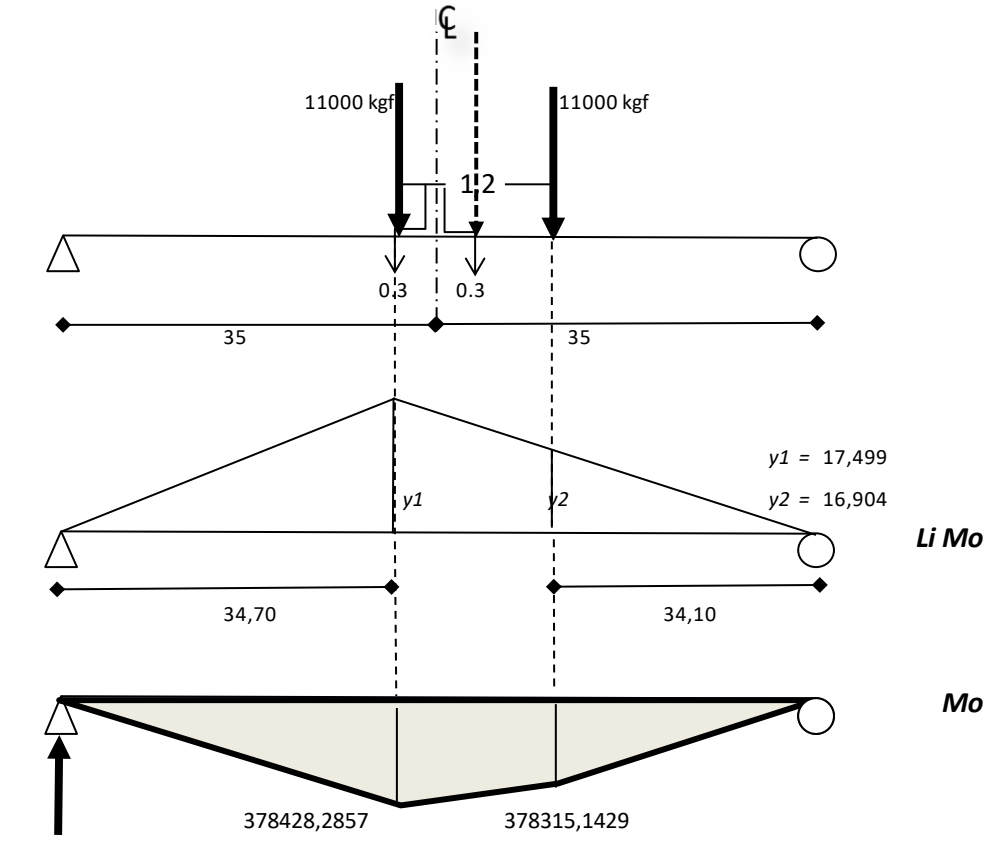
Los valores obtenidos son iguales como se esperaba tanto usando líneas de influencia como el equilibrio estático.

LINEAS DE INFLUENCIA

N°	distancia	y (m)	carga (kgf)	M (kgf-m)	M (kN-m)
1	34,70	17,499	11200	195985,60	1959,856
2	34,10	16,90	11200	189323,20	1893,232
			TOTAL	**385308,80**	**3853,09**

EQUILIBRIO ESTATICO

N°	distancia	carga (kgf)	M (kgf-m)	M (kN-m)
1	0,00	11104	0	0,00
2	34,70	11200	385308,8	3853,09
3	35,90	11200	385193,6	3851,94
4	70,00		0	0,00



Ra= 11094,2857 kgf

Mmax=	378428,29 kgf-m
	3784,28286 kN-m

Figura 5.Viga con carga del tándem de diseño, línea de influencia y momentos máximos

- Carga de carril de diseño

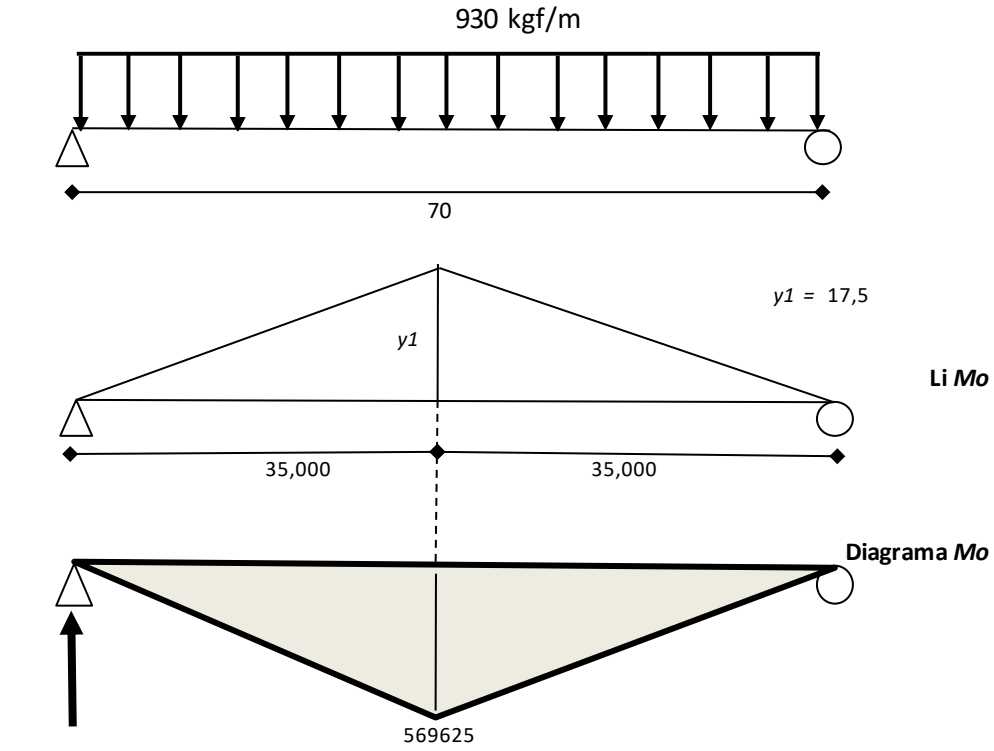
  Con el carril de diseño realizamos el mismo procedimiento con la diferencia de que se debe calcular el área de la línea de influencia para multiplicarla por el valor de la carga por metro lineal de 930 kgf/m dictada por la normativa para el camión HL-93.

LINEAS DE INFLUENCIA

distancia (m)	y	Area	M (kgf-m)	M (kN-m)
35	17,5	612,5	569625	5696,25

EQUILIBRIO ESTATICO

Reaccion	M (kgf-m)	M (kN-m)
32550	569625	5696,25



Ra= 32550 kgf

Mmax=	569625 kgf-m
	5696,25 kN-m

Figura 6.Viga con carga del tándem de diseño, línea de influencia y momentos máximos

Finalmente combinamos los mayores valores obtenidos para conseguir la solicitación extrema, esta combinación corresponde al camión más la carga de carril, considerando adicionalmente el incremento por carga dinámica, por tanto el máximo momento por sobrecarga vehicular se produce con la carga HL-93 y sería igual a:

Mmax (LL+IM) =1.33* Camión+ Carril de diseño

Mmax (LL+IM) = 1.33*530295.856 +596625

Mmax(LL+IM) =	1274918,49 kgf-m
	12749,1849 kN-m

Si analizamos los resultados obtenidos de momento máximo para la carga CAMIÓN-MTOP (HS-25) y la del camión HL-93, vemos que en este último caso se produce el mayor momento, por lo que de aquí en adelante usaremos solo este camión para los cálculos.

4.2.3.2. Análisis transversal

Utilizamos las tablas 4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.2d-1 y 4.6.2.2.2e-1 de la AASHTO para la configuración de una sección compuesta por vigas de acero y losa de hormigón, calculamos los coeficientes de distribución transversal para vigas interiores y exteriores. Además se llevó a cabo el análisis transversal mediante las líneas de influencia usando el método de Courbon con el fin de localizar las posiciones de las solicitaciones extremas. Utilizando las tablas mencionadas de la normativa, obtuvimos los siguientes datos:

PARAMETROS PARA APLICAR LAS FORMULAS DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE LA AASHTO			
Ancho efectivo	Be/n	30	cm
Rigidez longitudinal	K_g	1.67002 E+12	mm
1100≤ S ≤4900	S	3000	mm
110≤ e_{losa}≤300	e_{losa}	250	mm
6000≤ L ≤73000	L	70000	mm
N_b≥4	N_b	5	
4 E+9 ≤ K_g ≤ 3 E+12	K_g	1.67002 E+12	ok

- Vigas interiores, tomando las fórmulas descritas tenemos:
  Un carril de diseño

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_G}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

  Dos o más carriles de diseño cargados:

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_G}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

VIGAS INTERIORES
un carril cargado:
g= 0,41111423
dos o más carriles de diseño cargados:
g= 0,64204686

- Vigas exteriores
  Se efectuó el análisis para la viga 1 y viga 5, dado que el tablero no es simétrico y es necesario revisar las solicitaciones en ambas vigas extremas, hay que tener en cuenta que sobre la viga 5 están actuando la vereda como una vía más. De

acuerdo a las recomendaciones 3.6.1.1.2 (usando el C3.6.1.1.2) de la AASHTO, tenemos dos casos a analizar, por tanto al aplicar la ley de momentos se ubicaron los vehículos como se observa en las figuras 4,5 y 6, y tenemos los siguientes resultados:

VIGAS EXTERIORES			
un carril cargado, ley de momentos:			
		m=	1,2
VIGA 1			
	g=	0,78	
VIGA 5			
	g1=	0,4	Caso 1
	g2=	1,63333333	Caso 2

Para el caso de dos o más carriles cargados utilizamos las fórmulas recomendadas, teniendo presente que existen dos vigas exteriores denominadas 1 y 2.

$g = e\, g_{interíor}$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

dos o mas carriles de diseño cargados:			
VIGA 1			
	d_e=	0,45	ok
	e=	0,93071429	
	g=	0,59756218	
VIGA 5			
	d_e=	-0,2	ok
	e=	0,69857143	
	g=	0,44851559	

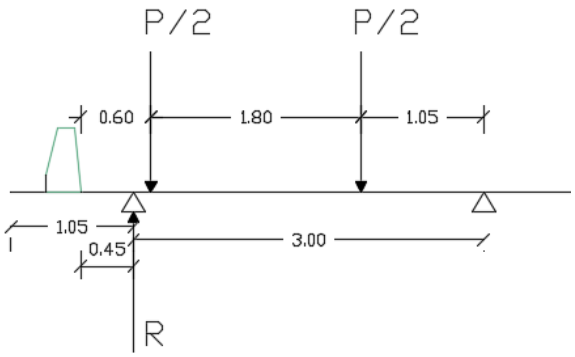


Figura 7. Ley de momentos para viga 1

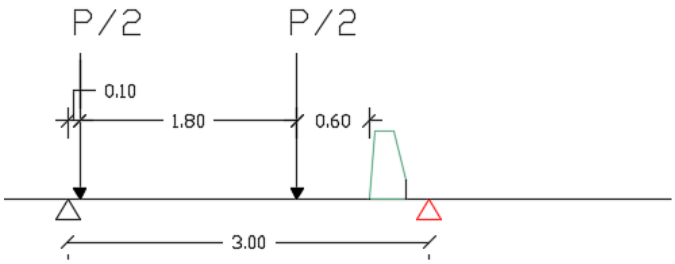


Figura 8. Ley de momentos para viga 5, caso 1

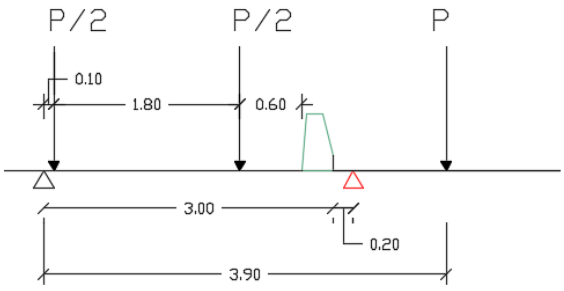


Figura 9. Ley de momentos para viga 5, caso 2

Finalmente utilizando los factores recomendados para un puente con esviaje:

REDUCCION DE FACTORES POR PUENTE OBLICUO	
θ =	40
C_1=	0,057531076
F_r=	0,955779587

El factor de distribución para las vigas internas y externas se obtuvo tomando el mayor de cada caso multiplicado por el factor de esviaje. Para el diseño se utilizó el máximo valor.

FACTORES DEFINITIVOS DE DISTRIBUCION		
viga interior	**g=**	**0,61365528**
viga exterior	**g_e =**	**1,56110666**

Y el momento de diseño definitivo sería:

MOMENTO DE DISEÑO=	1990283,74 kgf-m
	19902,8374 kN-m

4.3. Cálculo manual

4.3.1. Cálculo de deformaciones y tensiones en la viga metálica debido al peso propio

Trabajando con la ecuación 4.2 se calcula el momento de la viga debido al peso propio y se obtiene la siguiente ecuación:

$$M(x)= \begin{bmatrix} 0{,}004998367\ x^4 \\ -0{,}699771429\ x^3 \\ -431{,}5316354\ x^2 \\ 31921{,}65448\ x \end{bmatrix} \qquad \text{Ec. 4.3}$$

Se calcula el peso de la viga en diferentes secciones multiplicado por el brazo de la fuerza actuante tal como se muestra en la *Tabla 13* y se traza el diagrama de momentos (*Ilustración 17*).

Reacción= 31921,6545 kgf

X (m)	Peso (kgf)	brazo de momento (m)	Momento (kgf-m)	Momento (kN-m)
0	0	0,000	0,000	0,000
2,44	2118,0824	1,218	75309,682	753,097
7	6137,4515	3,482	202078,511	2020,785
14	12439,4893	6,938	360594,807	3605,948
21	18864,9668	10,380	474540,797	4745,408
28	25372,7373	13,818	543196,417	5431,964
35	31921,6545	17,265	566129,628	5661,296
42	38470,5716	20,730	543196,417	5431,964
49	44978,3422	24,225	474540,797	4745,408
56	51403,8196	27,761	360594,807	3605,948
63	57705,8574	31,348	202078,511	2020,785
67,56	61725,2265	33,719	75309,682	753,097
70	63843,309	35,000	0,000	0,000

Tabla 12. Momentos en diferentes secciones debido al peso propio de la viga metálica

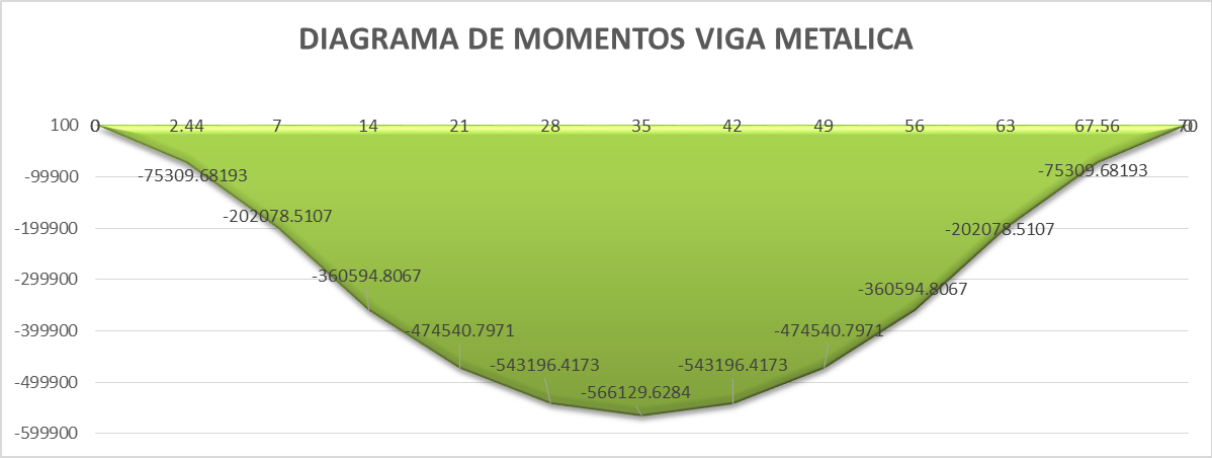


Ilustración 17. Diagrama de momentos del peso propio de la viga metálica en Kgf-m

Para determinar la deformación en la viga de acero, utilizamos la ecuación diferencial de la línea elástica. Partiendo de la función de momentos (Ec. 4.3), usando la doble integral y aplicando las condiciones de frontera se calculan las constantes de integración y se obtiene la ecuación de la deformada (Ec. 4.4). Tomando en cuenta la variación de la inercia para cada sección, las deformaciones calculadas con esta última ecuación son las siguientes:

$$y = \begin{bmatrix} 0{,}000166612\ x^6 \\ -0{,}034988571\ x^5 \\ -35{,}96096962\ x^4 \\ 5320{,}275747\ x^3 \\ -13174688{,}18\ x \end{bmatrix}$$

Ec. 4.4

Para el cálculo de los esfuerzos en la viga se definió el centroide de cada sección tipo I, se dividió cada momento para su respectivo módulo de sección y se obtuvieron los esfuerzos actuantes de las fibras más alejadas de compresión y tracción. Siguiendo las ecuaciones de la Resistencia de Materiales comprobamos que los valores obtenidos no superan el esfuerzo admisible del acero que es de 3500 kgf/cm^2 (350 MPa).

DEFORMACION DE LA VIGA POR EL PESO PROPIO				
x (m)	E (kgf/cm2)	E (GPa)	I (cm^4)	y (cm)
0	2100000	210	4200446,75	0,000
2,44	2100000	210	4200446,75	-3,636
7	2100000	210	6002452,14	-7,178
14	2100000	210	7683947,77	-10,612
21	2100000	210	9879982,97	-11,303
28	2100000	210	10520205,5	-12,435
35	2100000	210	10801926,4	-12,718
42	2100000	210	10520205,5	-12,435
49	2100000	210	9879982,97	-11,303
56	2100000	210	7683947,77	-10,612
63	2100000	210	6002452,14	-7,178
67,56	2100000	210	4200446,75	-3,636
70	2100000	210	4200446,75	0,000
			MAXIMA=	-12,718

Tabla 13. Deformaciones en la viga metálica debido al peso propio

Con estos primeros resultados inferimos que la resistencia de la viga metálica no está en riesgo, pero la rigidez de la viga no es la suficiente para permanecer en la posición de diseño debido a que la flecha calculada solo por peso propio de la viga supera aproximadamente en 4cm al máximo establecido por la norma.

MOMENTOS Y ESFUERZOS DEBIDO A PESO PROPIO DE LA VIGA METÁLICA							
sección	abscisa (m)	Mpeso propio viga	Inercia (cm^4)	yc (cm)	yt (cm)	Zc (cm^3)	Zt (cm^3)
0	0	0	4200446,75	109,7	100,3274	38299,858	41867,412
1	2,44	75309,68193	4200446,75	109,7	100,3274	38299,858	41867,412
2	7	202078,5107	6002452,14	130,9	99,72848	45865,227	60187,946
3	14	360594,8067	7683947,77	148	96,38468	51913,192	79721,672
4	21	474540,7971	9879982,97	157,1	97,92139	62898,334	100897,09
5	28	543196,4173	10520205,5	161	100,9717	65331,416	104189,62
6	35	566129,6284	10801926,4	162,7	102,2825	66384,526	105608,78

		fc		ft	
sección	abscisa (m)	(kgf/cm2)	(MPa)	(kgf/cm2)	(MPa)
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
1	2,44	196,632	19,663	179,877	17,988
2	7	440,592	44,059	335,746	33,575
3	14	694,611	69,461	452,317	45,232
4	21	754,457	75,446	470,322	47,032
5	28	831,447	83,145	521,354	52,135
6	35	852,804	85,280	536,063	53,606

Tabla 14. Tensiones por peso propio en viga metálica cálculo manual

4.3.2. Cálculo de deformaciones y tensiones en la viga compuesta

Para esta parte del cálculo se trabajó con la nueva sección resistente a largo plazo, siguiendo la secuencia de cargas indicada por la ASSTHO; las cargas permanentes serán resistidas por la sección compuesta, es decir que para este instante la viga y el tablero ya están trabajando conjuntamente. Se calculan las tensiones y deformaciones debidas a la carga permanente.

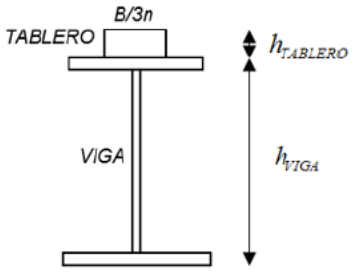


Figura 10. Sección compuesta a largo plazo

Para esta nueva sección necesitamos saber el ancho efectivo B que tendrá la sección compuesta a largo plazo aplicando el artículo 4.6.2.6 de la AASHTO tenemos que:

vigas interiores

1	Be=	17.5	m	Un cuarto de la longitud de luz
2	Be=	2.7	m	Doce veces el espesor del tablero promedio, más el mayor valor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín
3	Be=	3	m	La separación promedio de las vigas adyacentes
	Be usado=	2.7	m	el menor valor de los 3

Aquí haremos una distinción de la viga 1 y viga 5 ya que se pide trabajar con la menor distancia, por lo que usamos el volado de la viga 1 para el valor de Be en vigas exteriores.

vigas exteriores

1	Be=	8.75	m	Un octavo de la longitud de luz
2	Be=	1.35	m	Seis veces el espesor del tablero promedio, más el mayor de los valores del semiespesor del alma o un cuarto del ancho del
3	Be=	1.05	m	La longitud del volado
	Be usado=	2.4	m	el menor valor de los 3

En la memoria de cálculo del puente Nulti sur se dice que se emplea un hormigón de 280 kgf/cm^2 y un *n*=8, se trabajó con el valor de *n*=8, y asumiendo el valor de *Be*=2.4 m como ancho efectivo, calculamos la deformación y los esfuerzos en la parte central de la viga donde se producen los valores máximos, en unidades MKS tenemos los siguientes valores:

Mviga=	566129,6284	kgf-m
Mtab=	1286250	kgf-m
MDC =	1852379,628	kgf-m

Sección compuesta Be/3n

Be/3n=	10	cm	
AREA	1252,6	cm^2	
INERCIA	16958370,36	cm^4	
Cg=	137,2532333	cm	altura fibra compresión
Yc=	152,7467667	cm	altura fibra tracción
Yt=	137,2532333	cm	altura unión acero-hormigón

Módulos de sección

Zc=	111022,7779	cm^3
Zt=	123555,3433	cm^3
Zinf=	132749,8988	cm^3

Esfuerzos en la viga compuesta

fadmi acero=	4900	kgf/cm^2	
fc=	1668,468096	kgf/cm^2	compresión en la fibra superior de la viga compuesta
ft=	1499,230692	kgf/cm^2	tracción en la fibra inferior de la viga compuesta
fn=	1395,390614	kgf/cm^2	compresión en la interfaz del tablero y la viga metálica

Esfuerzos reales en el hormigón

fadm hormi=	280	kgf/cm^2	
fsup=	69,51950399	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero
finf=	58,14127559	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

Con esto se comprueba que los esfuerzos tanto en el acero como en el hormigón no sobrepasan los límites máximos permitidos.

Se procede a cargar esta viga de sección compuesta con el resto de componentes usando los valores expuestos en la *Tabla 11.*

Aquí el momento actuante es igual al momento que se calculó para la sección compuesta más el efecto que producen los nuevos pesos adicionales.

DW=	**3108,739578**	**kgf/m**
M_{DW} =	**1904102,992**	**kgf-m**
Mcm=	**3756482,62**	**kgf-m**

momento M_{DW}+ momento de sección compuesta

Sección compuesta Be/3n

Be/3n=	10	cm	
AREA	1252,6	cm^2	
INERCIA	16958370,36	cm	altura fibra compresión
Cg=	137,2532	cm	altura fibra tracción
Yc=	152,7468	cm	altura unión acero-hormigón
Yt=	137,2532	cm^4	

Módulos de sección

Zc=	111022,7779	cm^3
Zt=	123555,3433	cm^3
Zinf=	132749,8988	cm^3

Esfuerzos en la viga compuesta

fadmi acero=	4900	kgf/cm^2	
fc=	3383,524256	kgf/cm^2	compresión en la fibra superior de la viga compuesta
ft=	3040,32389	kgf/cm^2	tracción en la fibra inferior de la viga compuesta
fn=	2829,744244	kgf/cm^2	ompresión en la interfaz del tablero y la viga metálica

Esfuerzos reales en el hormigón

fadm hormi=	280	kgf/cm^2	
fsup=	140,9801773	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero
finf=	117,9060101	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

Finalmente la sección compuesta debe resistir las cargas temporales que se suponen aplicadas a corto plazo, las mismas son debidas a la sobrecarga vehicular se utiliza Be/n, *n*=8. Tenemos lo siguiente:

Mactuante=	1990283,74	kgf-m

Sección compuesta Be/n

Be/n=	30	cm	
AREA	1752,6	cm^2	
INERCIA	24013278,93	cm^4	altura fibra compresión
yc=	112,7357069	cm	altura fibra tracción
yt=	177,2642931	cm	altura unión acero-hormigón
yinf=	87,73570695	cm	

Módulos de sección

Zc=	213005,0858	cm^3
Zt=	135465,9673	cm^3
Zinf=	273700,1817	cm^3

Esfuerzos en la viga compuesta

fc=	934,3832026	kgf/cm^2	Esfuerzo a compresión en la fibra superior de la viga
ft=	1469,213103	kgf/cm^2	Esfuerzo a tracción en la fibra inferior de la viga
fn=	727,1766245	kgf/cm^2	Esfuerzo a compresión en la fibra inferior del tablero

Esfuerzos reales en el hormigón

fsup=	116,7979003	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero
finf=	90,89707807	kgf/cm^2	Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

Luego sumamos los esfuerzos de cada una de las etapas para comprobar con las tensiones admisibles de cada material y tenemos lo siguiente:

ESFUERZOS TOTALES EN LA SECCIÓN CENTRAL (6.10.1.1.1a Secuencia de carga)				
material	**tensiones**	**1ra y 2da etapa (kgf/cm^2)**	**3ra etapa (kgf/cm^2)**	**Total (kgf/cm^2)**
hormigón	fc superior	140,9801773	116,7979	257,77808
	fc inferior	117,9060101	90,8970781	208,80309
acero	fcompresio	2829,744244	727,176625	3556,9209
	ftraccion	3040,32389	1469,2131	4509,537

Al parecer el hormigón no sobrepasa su resistencia, pero el acero está llegando al límite de ruptura en las fibras traccionadas, estos valores se afinarán más adelante en el cálculo computacional usando el método de elementos finitos.

Hasta aquí el análisis de una sola viga que se diseña para replicar sus características geométricas en las cuatro vigas restantes que conformarían la superestructura del puente. Se pensaría que el puente funcionaria estructuralmente de forma satisfactoria, al menos en el caso de tensiones cumple pero en el caso deformacional ya se miden flechas considerables, pero con la modelación en computadora realizaremos el análisis integral de todo la superestructura.

4.4. Comprobación de los carriles que deben ser cargados para obtener el caso más crítico de solicitaciones

Con las líneas de influencia de la reacción de cada viga, partiendo de la suposición de que la losa es infinitamente rígida se verificó la posición de las cargas que llevarían a tener los máximos valores de solicitación.

Se plantean los diagramas de las líneas de influencia para cada viga, luego del análisis de la ubicación de los carriles de diseño, se calculó el valor de las ordenadas sobre cada eje del camión para obtener el coeficiente de distribución transversal (CDT).

Para lograr construir las líneas de influencia de cada reacción hacemos uso de la fórmula de Courbon planteada en el capítulo II (*Tabla 17*), los valores que se obtuvieron se dibujaron para cada reacción (viga) y se trazan las líneas de influencia (*Ilustración 18*), luego se colocaron las sobrecargas vehiculares para que se produzcan los mayores valores de solicitación. Se utiliza la siguiente formula:

$$R_i = \frac{1}{Nv} \pm \frac{e * d_i}{\sum {d_i}^2}$$

Donde,

N_V.- número de vigas

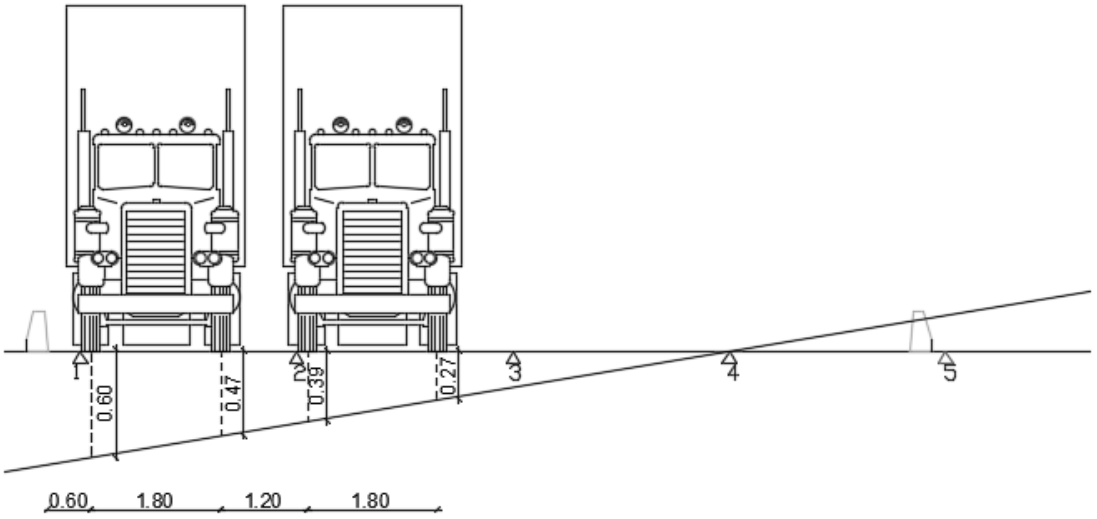
e.- excentricidad de la viga al centro del conjunto de vigas

d.- distancia de las vigas analizadas al centro

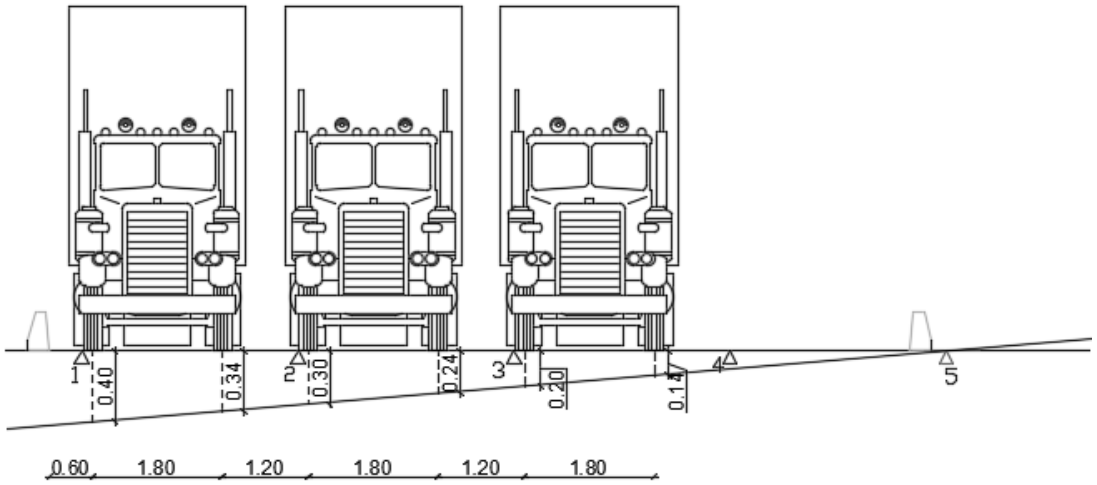
VIGA	e	d	d^2
1	6	6	36
2	3	3	9
3	0	0	0
4	-3	-3	9
5	-6	-6	36
		total	90

1/n= 0,2					
ORDENADA	**REACCIONES**				
	R1	**R2**	**R3**	**R4**	**R5**
yizq	0,6	0,4	0,2	0	-0,2
2	0,4	0,3	0,2	0,1	0
3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
4	0	0,1	0,2	0,3	0,4
yder	-0,2	0	0,2	0,4	0,6

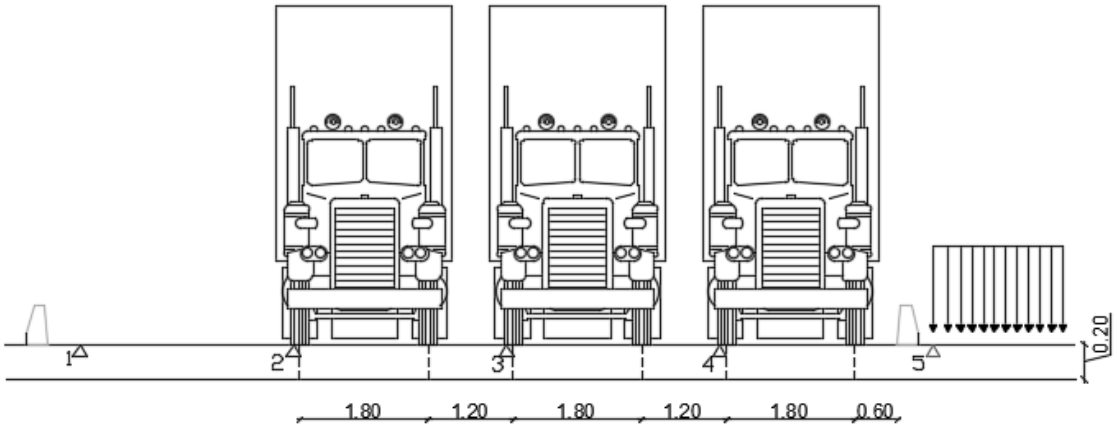
Tabla 15. Valores obtenidos para dibujar la línea de influencia de cada viga, según Courbon



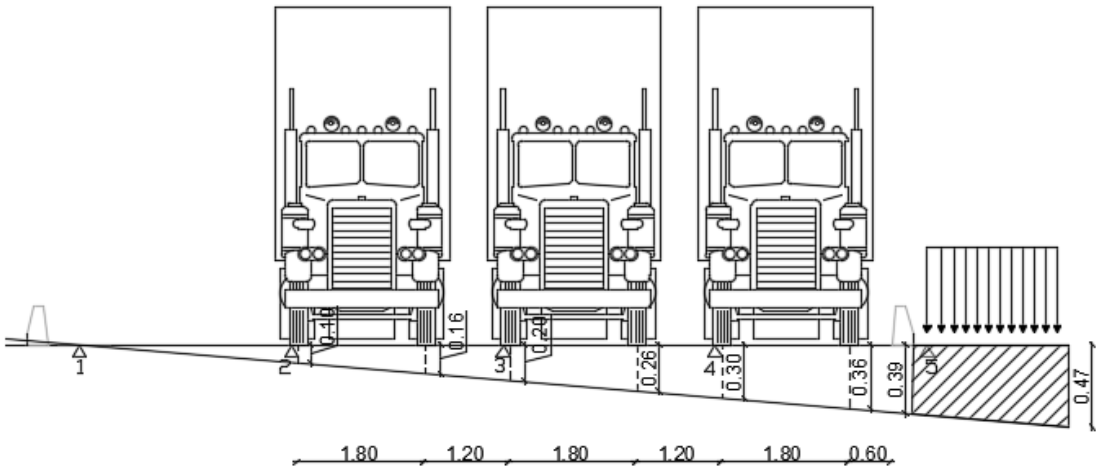
Línea de influencia de Reacción en viga 1



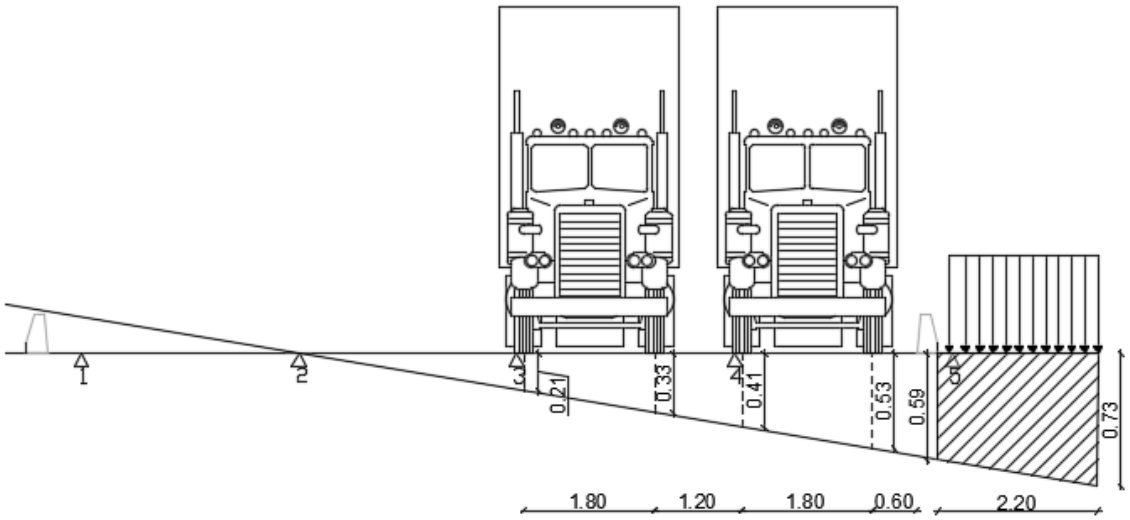
Línea de influencia de Reacción en viga 2



Línea de influencia de Reacción en viga 3



Línea de influencia de Reacción en viga 4



Línea de influencia de Reacción en viga 5

Ilustración 18. Líneas de Influencia de la reacción en cada viga

Luego del análisis de los diagramas de la *Ilustración 18* concluimos que la viga 5 es la de mayor solicitación, basados en la recomendación C3.6.1.1.2 de la AASHTO, para un elemento que soporta una acera y dos carriles de carga presentándose los siguientes posibles casos:

1. que este ocupado un carril de sobrecarga vehicular, m=1.2,
2. a) que estén ocupados un carril de sobrecarga vehicular significativo más la carga peatonal, m=1 o,
   b) que estén actuando solamente dos carriles, m=1,
3. que estén ocupados dos carriles de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales, m= 0.85.

Finalmente sumando las ordenadas de la línea de influencia de la viga 5 y multiplicando por una carga unitaria sobre dos en el caso de los carriles (carga de cada

eje vehicular) y por una carga unitaria en el caso de cargas peatonales obtenemos el CDT, que adicionalmente debe ser alterado por un factor de presencia múltiple (m), para cada caso descrito anteriormente obtuvimos los siguientes resultados:

Caso 1. ((0,41+0,53)×0,5)×1.2=0.564

Caso 2.a. ((0,21+0,33+0,41+0,53)×0,5)×1=0.74

Caso 2.b. ((0,41+0,53)×0,5+0,66)×1=1.13

Caso 3. ((0,21+0,33+0,41+0,53)×0,5+0,66)×0.85)=1.19

caso		ordenadas	m	valor final
1		0,47	1,2	0,564
2	a	0,74	1	0,74
	b	1,13	1	1,13
3		1,4	0,85	1,19

Tabla 16. Valores de combinación para un elemento que soporta dos carriles y carga peatonal, para la máxima solicitación en la viga 5

De aquí concluimos que la situación mas desfavorable en el puente es que actúen dos carriles vehiculares y la carga peatonal y que ésta condición causa que la viga 5 sea la que tenga mayores esfuerzos, esto se verificará más adelante con el modelo de cálculo computacional.

4.5 Cálculo computacional

4.5.1. Modelo de cálculo utilizado

Para la comprobación de los cálculos manuales inicialmente diseñamos una sola viga con la geometría descrita en la *Tabla 9*. Se trabaja con elementos de área para el cálculo del estado tenso-deformacional de los elementos del puente a través de elementos finitos, utilizando el programa StructureCAD (*Ilustración 19*).

Los resultados del proceso de cálculo se muestran con gráficos que indican a través de campos de colores la ubicación de las solicitaciones además de los rangos de variación de los valores calculados, tal como se muestra en la *Ilustración 20 e Ilustración 21.*

.

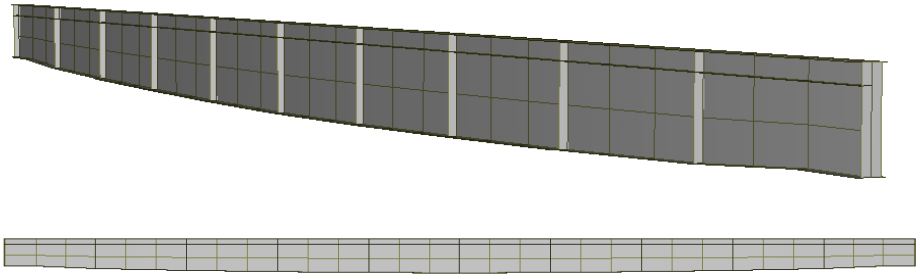


Ilustración 19. Modelo en 3D y vista frontal de viga metálica tipo del puente Nulti sur

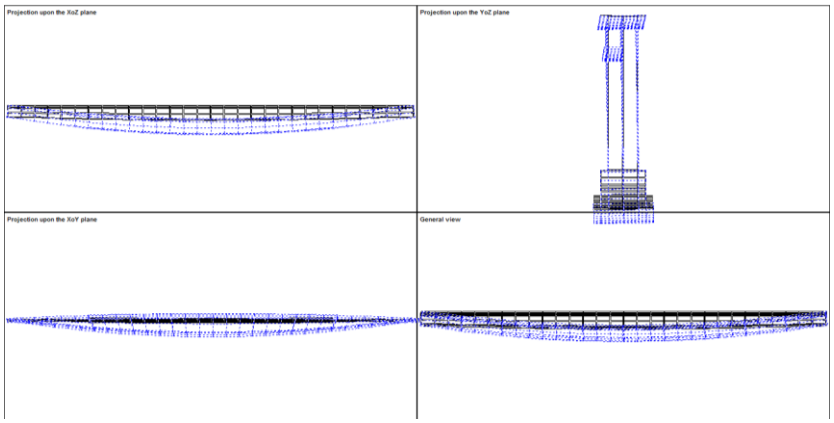


Ilustración 20. Distintos planos de la deformación debido al peso propio de la viga metálica

Se calcularon las deformaciones y los esfuerzos debidos solamente al peso propio de la viga sin utilizar ningún factor de carga. A continuación tenemos los siguientes gráficos y valores:

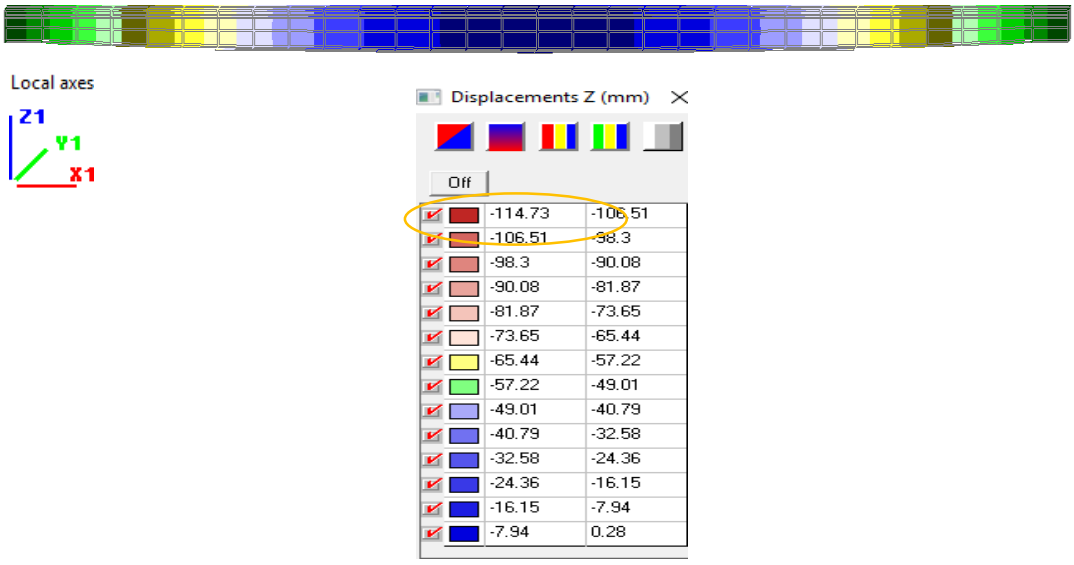


Ilustración 21. Gráfico del campo de deformaciones verticales y rango de valores, debidas al peso propio de una viga metálica

Se obtiene como valor máximo de desplazamiento vertical la magnitud de 114.73 mm que hasta este momento ya sobrepasa el límite admisble recomendado. Podríamos esperar que la viga tenga una rigidez mayor si colocamos el tablero de hormigón para que la sección funcione como mixta o compuesta, pero ya analizaremos este caso más adelante.

Además se obtuvieron las tensiones en el patín superior igual a 634.61 kgf/cm^2 y en el patín inferior la máxima tensión fue de 490.23 kgf/cm^2, en ninguno de los dos casos (tracción y compresión) se supera el valor admisible del acero. El análisis y modelación de la superestructura considerando una sola viga, dan como resultado una deflexión mayor a la admisible, lo que provoca que la viga no sea lo suficientemente rígida como para soportar su propio peso, aunque las tensiones si logren estar dentro de los límites permitidos.

Comparamos los resultados del cálculo manual con los realizados computacionalmente y al obtener valores numéricos similares, validamos los dos procesos y de aquí en adelante trabajamos solo con los modelos de elementos finitos para determinar el estado tenso-deformacional de toda la superestructura.

Ahora bien se pensaría que si colocamos las cinco vigas para que trabajen en conjunto con los arriostramientos las deflexiones podrían disminuir, de hecho lo hacen pero siguen estando fuera del rango normativo (*Ilustración 22*), el valor de la flecha por peso propio del conjunto de vigas arriostradas es de 10.96 cm.

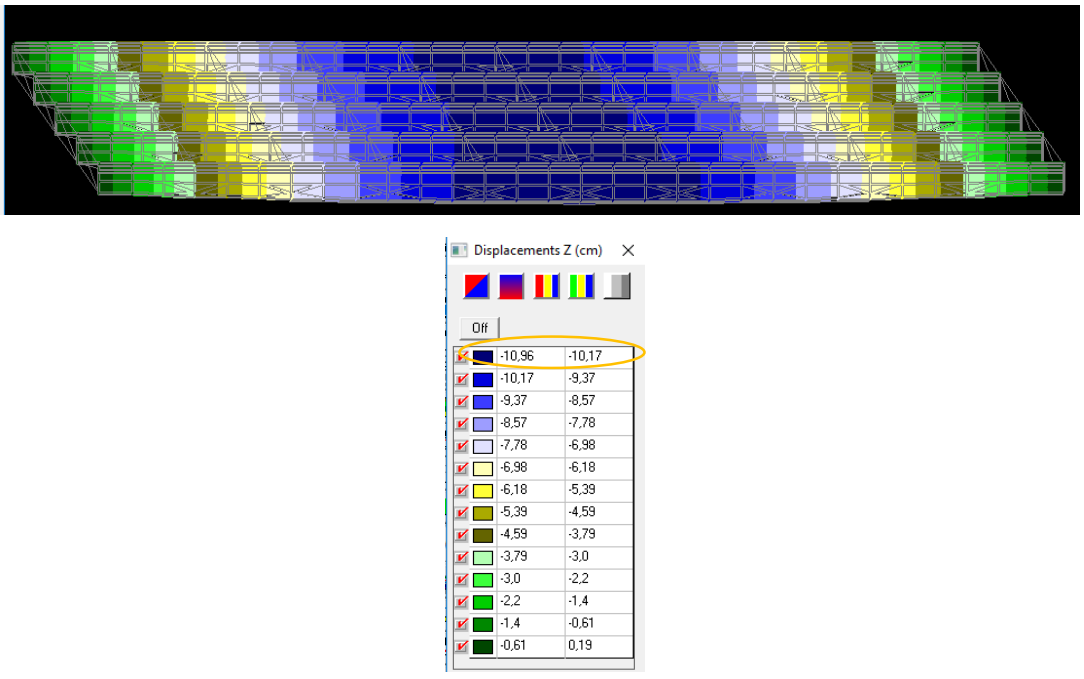


Ilustración 22. Deformaciones del conjunto de 5 vigas metálicas conectadas con arriostramientos

Con estos resultados obtenidos se concluye que antes de conformarse la sección mixta fue indispensable y necesario realizar un apuntalamiento adecuado de las vigas metálicas previo a la colocación del hormigón para el tablero, para evitar la deflexión producida por el peso propio de todo el conjunto de vigas más las cargas permanentes restantes, por lo que se debió dejar una contraflecha que pudiera compensar esta deformación, sin embargo esto no excluye de realizar el cálculo a la rigidez de la sección compuesta. Hay que tener presente además que la AASHTO recomienda no usar apuntalamiento en secciones compuestas, “la probabilidad de tensiones de tracción sobre el tablero de hormigón en los puntos de apoyo permanente es mayor cuando se utiliza construcción apuntalada.”

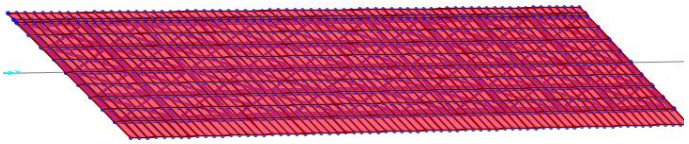
En la memoria de cálculo y en los planos no queda claro la contraflecha que se le dio a las vigas, pero la configuración geométrica que se les dio a las vigas metálicas antes de lanzarlas fue como la que se puede observar en la *Foto 9*. Presumiblemente podríamos pensar que la contraflecha no fue suficiente o fue mal concebida por la propia sección variable que tienen el conjunto de vigas, más adelante analizaremos el valor de la flecha debida a toda la carga permanente del puente Nulti sur, ese resultado sería la contraflecha con la que se debió haber construido las vigas de acero.

Foto 6. Configuración de la contraflecha en la construcción de las vigas metálicas de los puentes de Nulti. Fuente: Autor

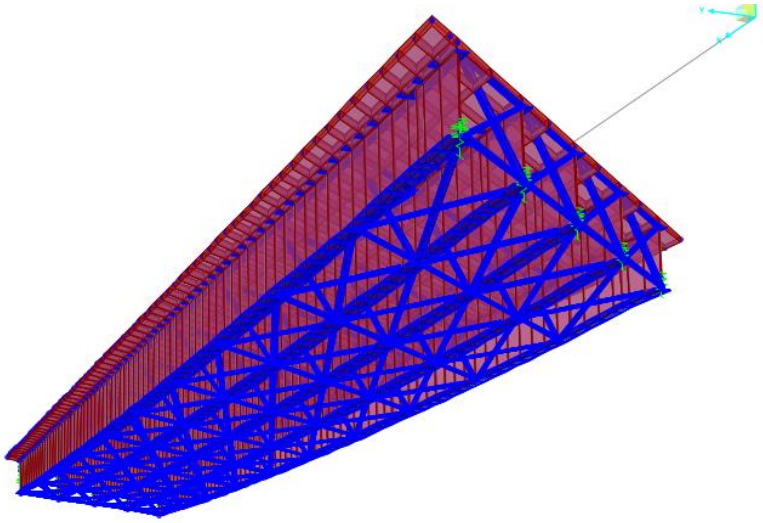
4.5.2. Modelación del puente completo y cálculo de tensiones y deformaciones

A través del programa CSI Bridge se efectuó la modelación geométrica del puente Nulti Sur para realizar la evaluación del estado tenso deformacional de la superestructura, *Ilustración 23*. Se introdujo la información referente a las características físico-mecánicas de los materiales y la geometría de sus elementos basados en los datos de las *Tablas 8 y 9*, además el programa solicita como dato de ingreso los carriles de diseño que serán ocupados por los vehículos, los mismos se definen de un ancho de

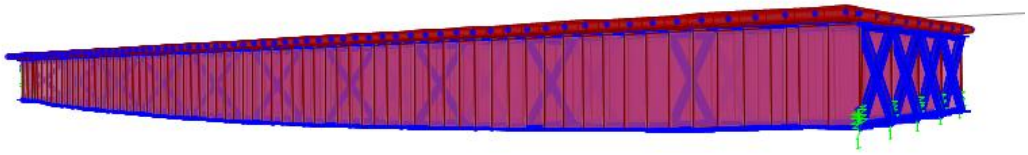
3.6 m cada uno. Es preciso recordar que esta evaluación estructural está prevista solamente para la acción de cargas gravitacionales y que la estabilidad de los elementos no será verificada por el alcance y tiempo establecido para el desarrollo de la presente tesis.



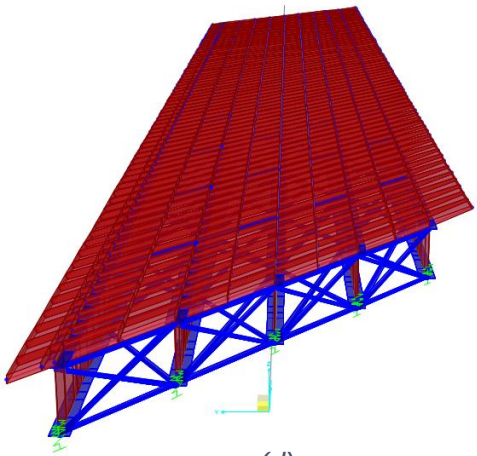
(a)



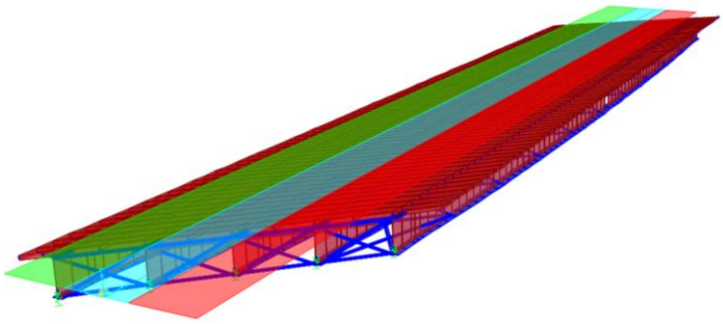
(b)



(c)



(d)



(e)

Ilustración 23. (a) Esviaje de las vigas y del tablero, vista en planta. (b) Configuración de arriostramientos y vigas, vista 3D desde abajo del tablero. (c) Geometría de las vigas metálicas modeladas de acuerdo a la construcción y medición efectuadas. (d) vista 3D de tablero en dirección Cuenca-Azogues. (e) Tres carriles de circulación, definidos como carriles de diseño.

Una vez conformado el modelo de la superestructura, se colocaron las cargas estimadas del resto de componentes como el pasamano, protecciones, bordillos, postes de alumbrado público, veredas, capa vegetal y la carpeta asfáltica (*Ilustración 24)*, para este último elemento del puente se estimó el peso con el espesor planteado en el diseño original (5cm) el cual será afectado por un coeficiente de 2.8 que representa el espesor promedio encontrado. La información obtenida, revisada y recogida en la inspección visual efectuada en el puente Nulti sur (Capítulo III), sirvió para ajustar algunos de los datos de entrada para que el modelo de cálculo se acerque más a la realidad de la superestructura.

Para la verificación de los estados límites de resistencia, servicio y fatiga la norma recomienda configurar las cargas permanentes y cargas vivas en diferentes combinaciones para que actuando sobre la estructura diseñada, nos permitan analizar en qué casos se producen las mayores solicitaciones y conocer la magnitud de esfuerzos y deformaciones que se producen para comprobar que el diseño estructural propuesto sea óptimo. Aunque el software computacional CSiBridge se encarga automáticamente de verificar los máximos esfuerzos de carga vehicular ya que en el ingreso de datos pide se especifiquen los factores de presencia múltiple (*Ilustración 25*).

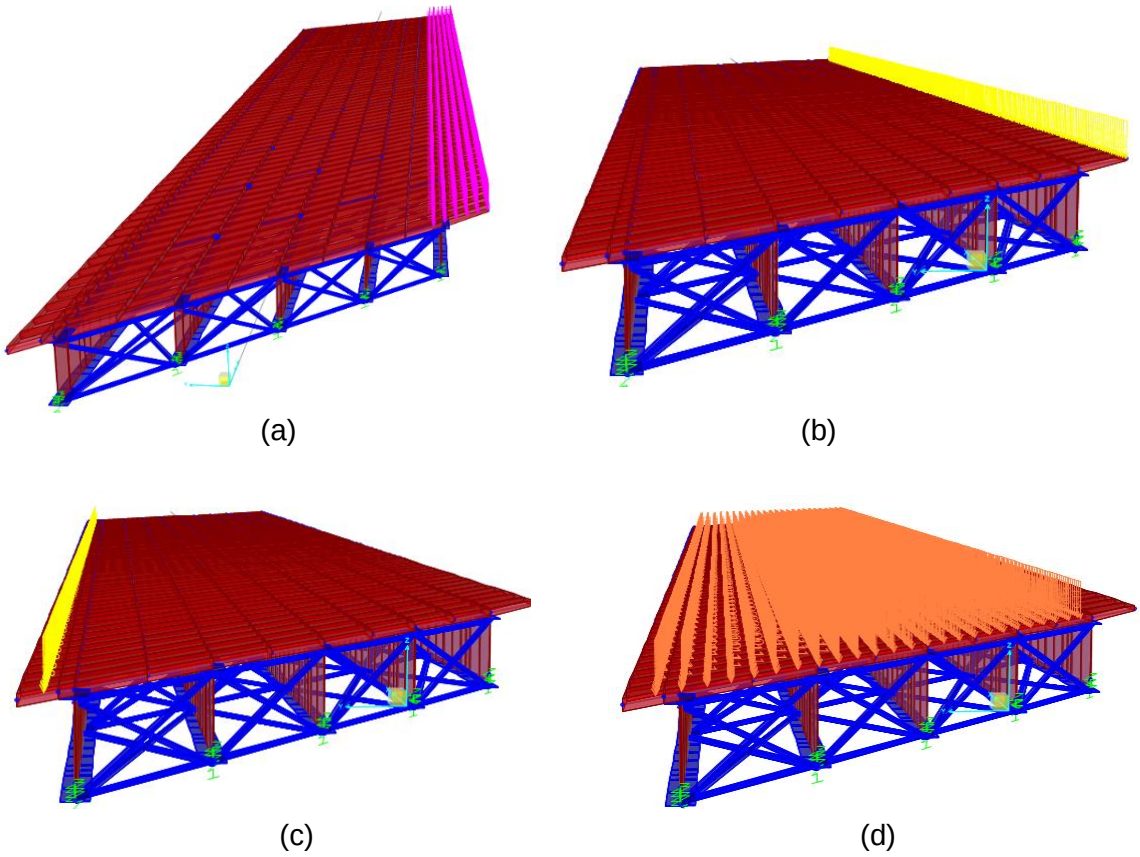


Ilustración 24. Visualización de las cargas actuantes en la superestructura, (a) carga peatonal, (b) carga pasamano metálico, (c) carga de bordillo cerca del parterre central, (d) carga del asfalto colocado

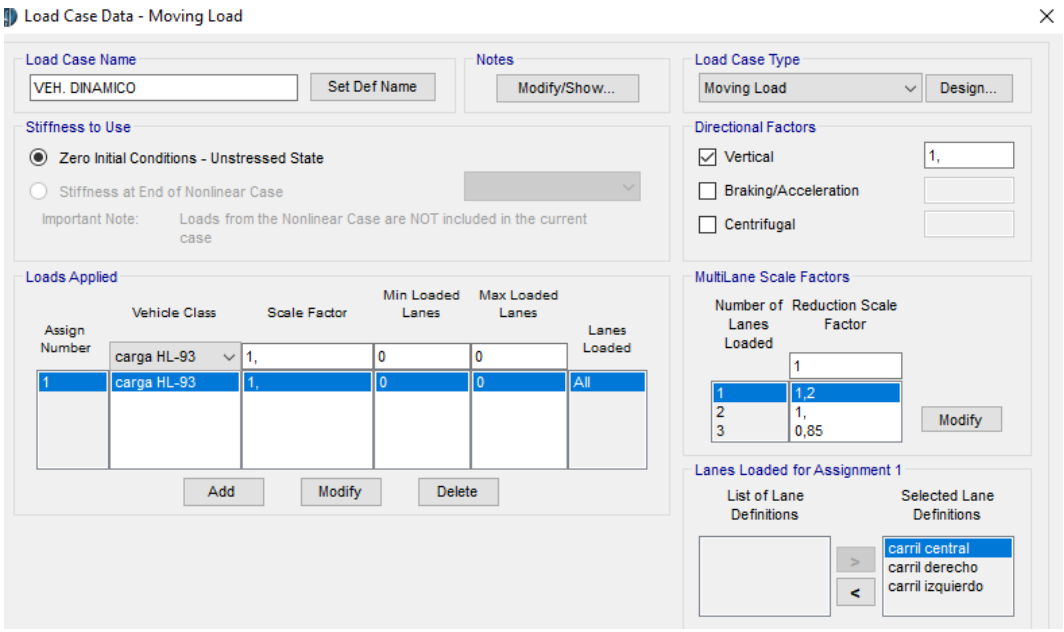


Ilustración 25. Factor de presencia múltiple como datos de entrada en CSiBridge, para el cálculo del modelo matemático

Los análisis teóricos y suposiciones presentados anteriormente nos llevarán a interpretar mejor los datos de salida que arroje el programa.

Para realizar la modelación de la estructura y determinar el estado tenso-deformacional se han aplicado las pertinentes combinaciones de carga, de acuerdo a las recomendaciones de la AASHTO y que adaptamos para esta evaluación en particular. Las combinaciones que se usaron para el modelo de cálculo, se detallaron en el Capítulo II (*Tablas 1 y 2*) y se vuelven a recordar en la *Tabla 17*.

COMBINACION DE CARGAS Estado limite	DC, DW	LL, IM, PL
RESISTENCIA I	γp	1.75
RESISTENCIA II	γp	1.35
RESISTENCIA IV	1.5	-
SERVICIO I	1.00	1.0
SERVICIO II	1.00	1.3
FATIGA, solo LL, IM	-	0.75

Tabla 17. Combinaciones de carga utilizadas para el modelo computacional del puente Nulti sur. Fuente AASHTO

De tal manera que tenemos las siguientes combinaciones de carga configuradas en el programa de cálculo para el análisis tenso-deformacional:

- Resistencia I: 1.25DC+1.5DW+1.75PL+1.75LL
- Resistencia II: 1.25DC+1.5DW+1.35PL+1.35LL
- Resistencia IV: 1.5DC+1.5DW
- Servicio I: 1.0DC+1.0DW+1.0PL+1.0LL
- Servicio II: 1.0DC+1.0DW+1.3PL+1.3LL
- Fatiga : 0.75LL
- Carga Muerta: : 1.0DC+1.0DW

4.5.3. Interpretación de los resultados obtenidos del programa computacional

Luego del proceso de cálculo del programa se revisan los datos de salida (se interpretaran los resultados en el sistema MKS) y los mismos indican que la situación más desfavorable para el diseño a resistencia justamente se produce con la combinación de RESISTENCIA I, lo que no significa que los valores encontrados en las otras combinaciones no tengan igual relevancia, más bien valiéndonos de las

posibilidades de presentación de datos del programa vamos a ir mostrando y analizando los resultados con algunos comentarios y apreciaciones.

Reacciones

Como lo habíamos mencionado las mayores reacciones se producen en la combinación RESISTENCIA I, en el análisis transversal de páginas anteriores se anticipó que la viga 5 sería la de mayor solicitación, el programa arroja que la reacción es igual a 358032.21 kgf en un primer apoyo y 271119.24 kgf para el apoyo opuesto de la viga 5.

OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
RESISTENCIA I	358032,21	5336,31	16597,71	4,195E-13	19754,28	-63,06
RESISTENCIA I	271119,24	765,64	-418,25	-5,643E-14	-498,73	-534,82
RESISTENCIA I	263858,12	518,99	-208,3	1,248E-13	2131,3	2285,54
RESISTENCIA I	247351,35	649,54	-328,34	3,978E-13	6057,04	6495,39
RESISTENCIA I	241561,57	7526,78	7039,54	4,782E-13	10063,51	75267,8
RESISTENCIA I	236352,03	640,09	-366,76	6,217E-13	9308,68	9982,34
RESISTENCIA I	229010,5	772,81	753,25	-2,489E-14	116810,96	12052,94
RESISTENCIA I	220310,82	12870,81	8523,9	7,885E-13	-4449,82	56694,75
RESISTENCIA I	196602,81	551,44	-237,1	6,929E-13	10896,57	11685,14
RESISTENCIA I	191755,75	-8629,26	-7963,71	-1,289E-12	340296,76	-182874,94

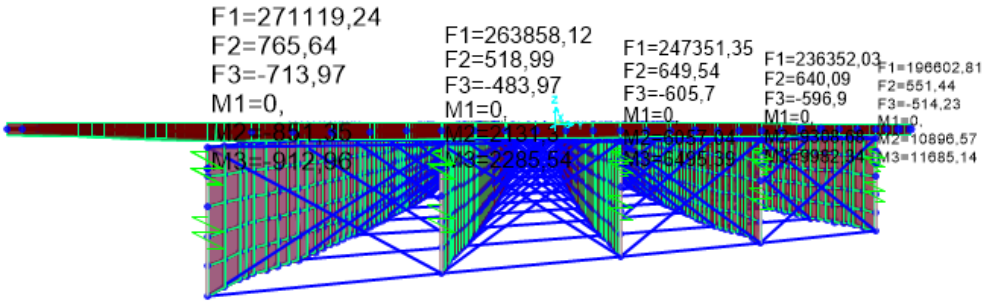


Ilustración 26. Reacciones sobre el puente, datos obtenidos del CSiBridge

Aquí en los apoyos se produce esta concentración de esfuerzos por lo que es necesario colocar rigidizadores transversales unidos a ambos lados del alma, diseñados para que exista una transmisión integral de la reacción a los apoyos de neopreno para que el alma no pierda estabilidad. El estudio de la estabilidad local del alma y abolladura por fluencia del material quedan fuera del alcance de esta tesis por lo que no evaluaremos su desempeño, pero en futuras investigaciones se debería tener en cuenta este análisis porque como vimos en el capítulo III de evaluación visual del puente Nulti sur, los rigidizadores de apoyo presentaban cierto pandeo, adicionalmente la fotografía que se muestra en el informe final es tomada de la viga 5, con lo que se corrobora que

la reacción aquí está produciendo efectos no deseados en estos elementos (*Foto 7*). Un detalle adicional que recomienda la norma en C.6.10.11.2.1 es que se debería tener en cuenta la correcta capacidad del alma y rigidizadores transversales de apoyo de resistir cargas concentradas temporarias sobre todo cuando las vigas se lancen sobre apoyos de manera incremental, lo que nos lleva nuevamente a plantearnos una nueva investigación del proceso constructivo del puente y conocer detalladamente como se efectuó para poder estimar que valores de esfuerzos y tensiones tuvieron que soportar las vigas hasta colocarla en la ubicación final antes de colocar el hormigón.

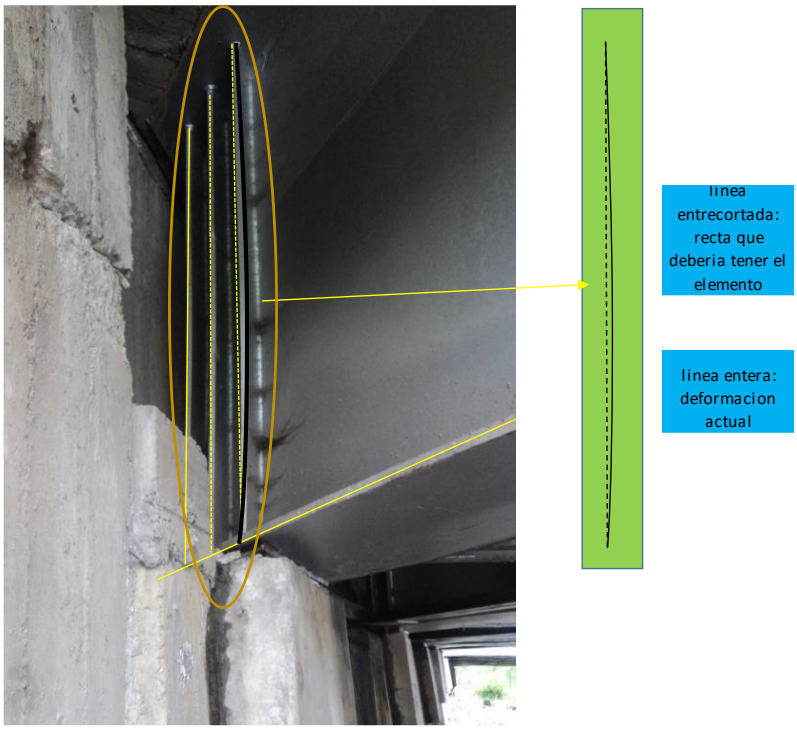


Foto 7. Rigidizadores de apoyo, con anomalías detectadas en su rigidez

Análisis de las tensiones

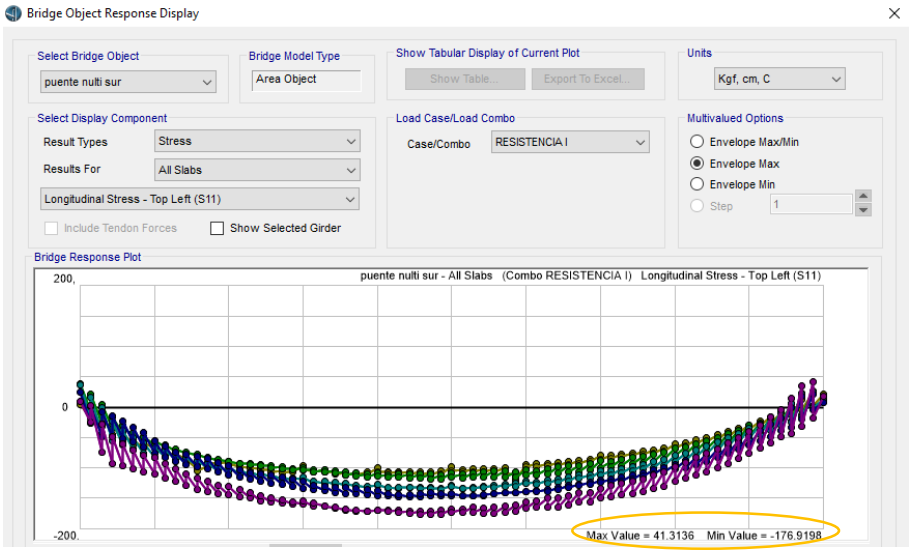
Siguiendo las recomendaciones de la AASHTO y con las combinaciones propuestas para el presente estudio, el programa dio como resultados una envolvente de valores pero para la combinación Resistencia IV no se presenta esta envolvente por no considerar el trabajo de los vehículos y peatones.

Para nuestro análisis tomamos los valores que se pueden apreciar en las ilustraciones que se presentan a continuación:

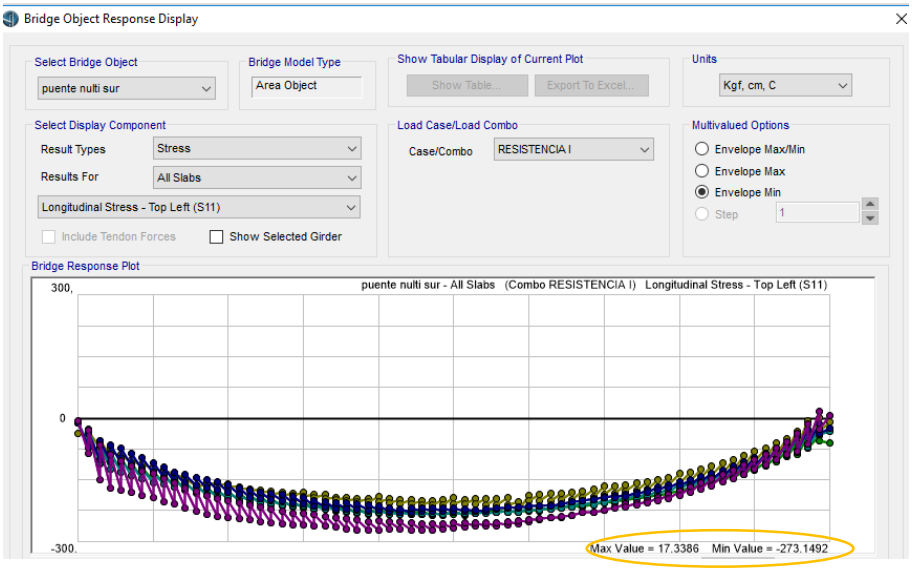
- 273.14 kgf/cm^2 para RESISTENCIA I,
- 246.61 kgf/cm^2 para RESISTENCIA II,
- 179.07 kgf/cm^2 para RESISTENCIA IV,

- 185.52 kgf/cm^2 para SERVICIO I,
- 205.43 kgf/cm^2 para SERVICIO II
- 29.94 kgf/cm^2 para FATIGA

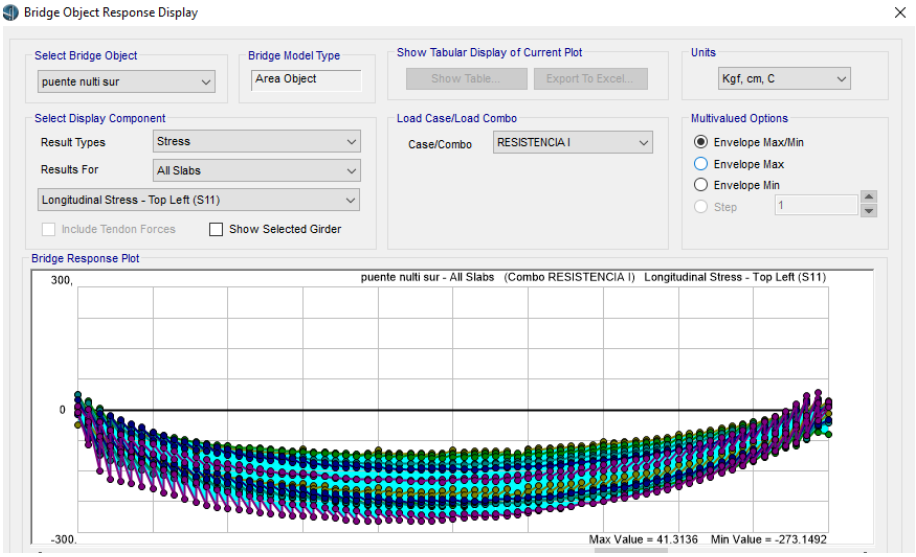
En las siguientes ilustraciones se pueden observar los resultados que arroja el programa para las distintas combinaciones configuradas. Los mismos muestran las envolventes máximas y mínimas de esfuerzos para las vigas y losas, esto nos permite entender el rango de tensiones debido a la carga vehicular.



(a)

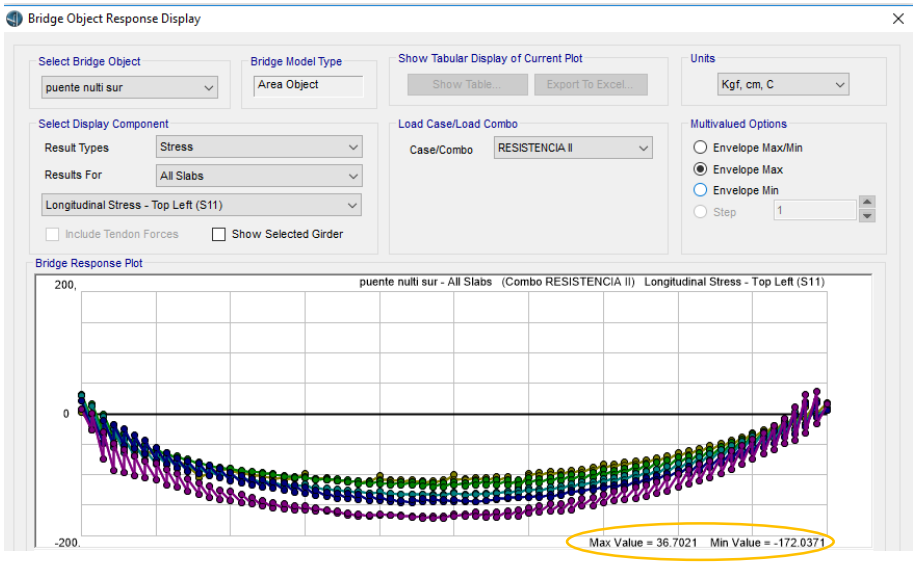


(b)

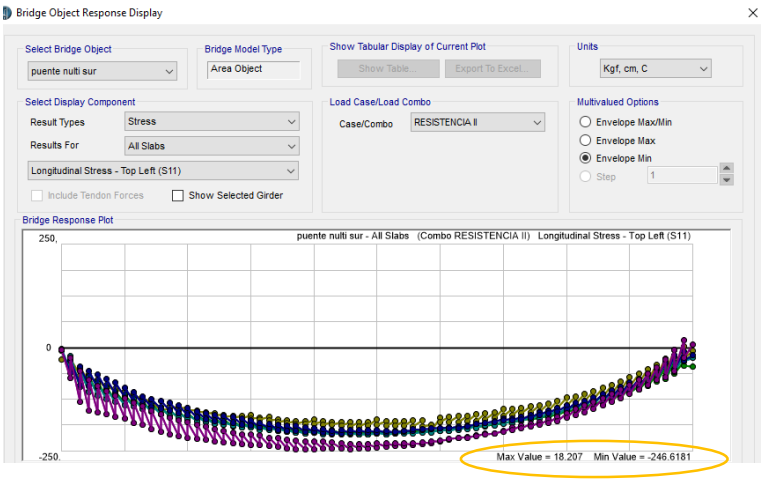


(c)

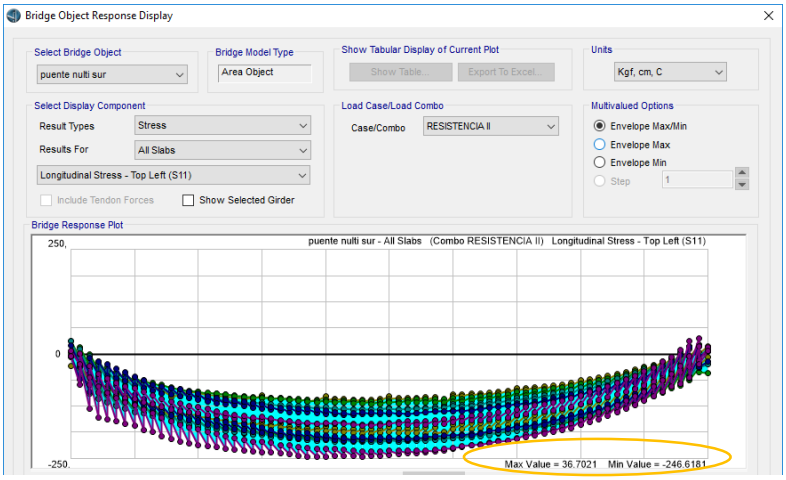
Ilustración 27. (a), (b), (c).Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia I, resultados obtenidos de CSiBridge



(a)



(b)



(c)

Ilustración 28. (a), (b), (c).Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia II, resultados obtenidos de CSiBridge

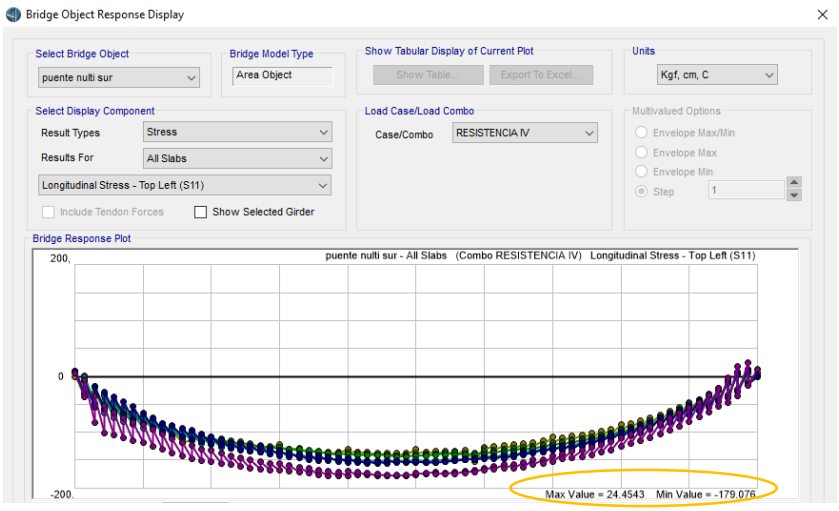


Ilustración 29. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia IV, resultados obtenidos de CSiBridge

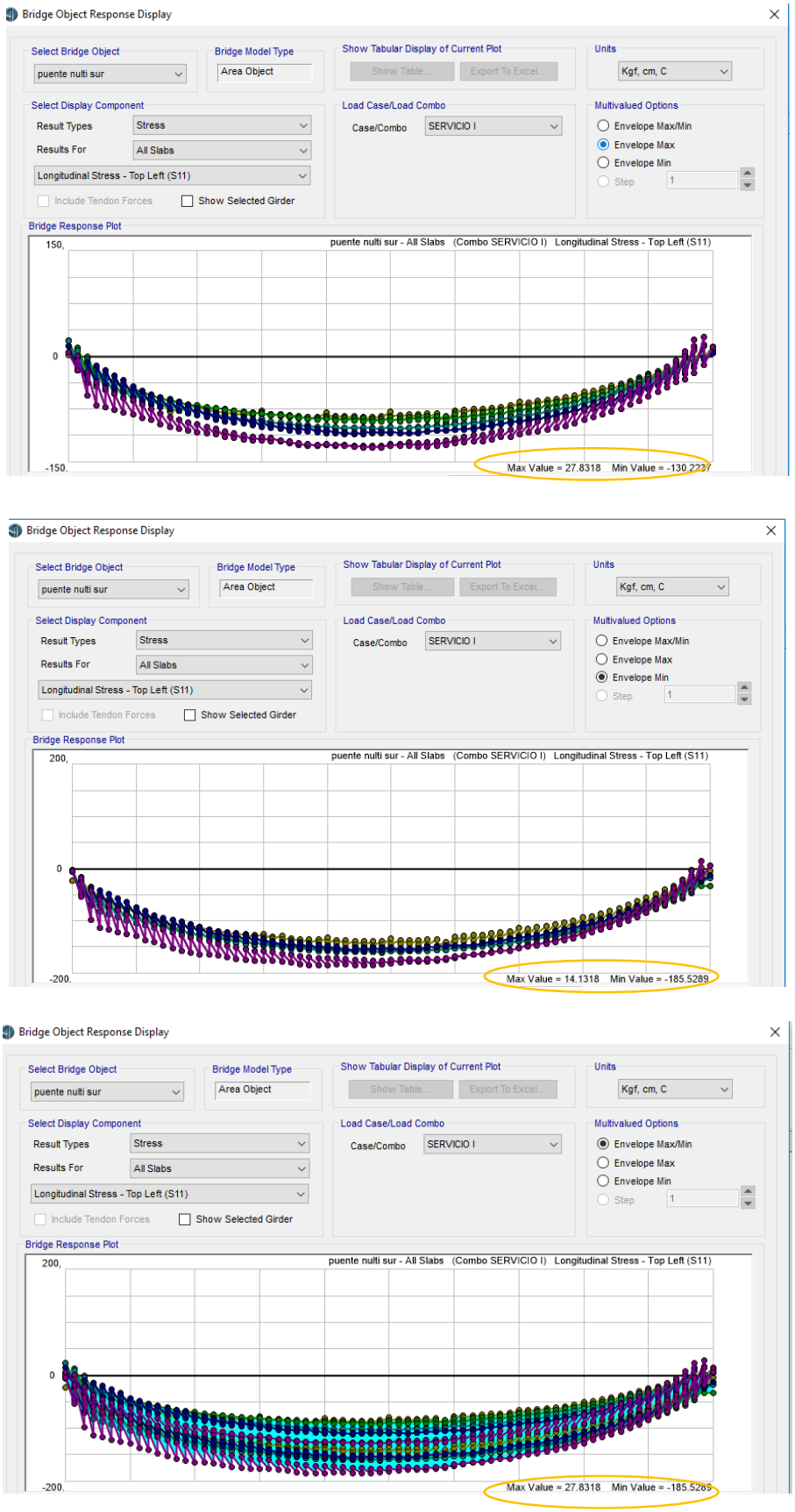


Ilustración 30. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Servicio I, resultados obtenidos de CSiBridge

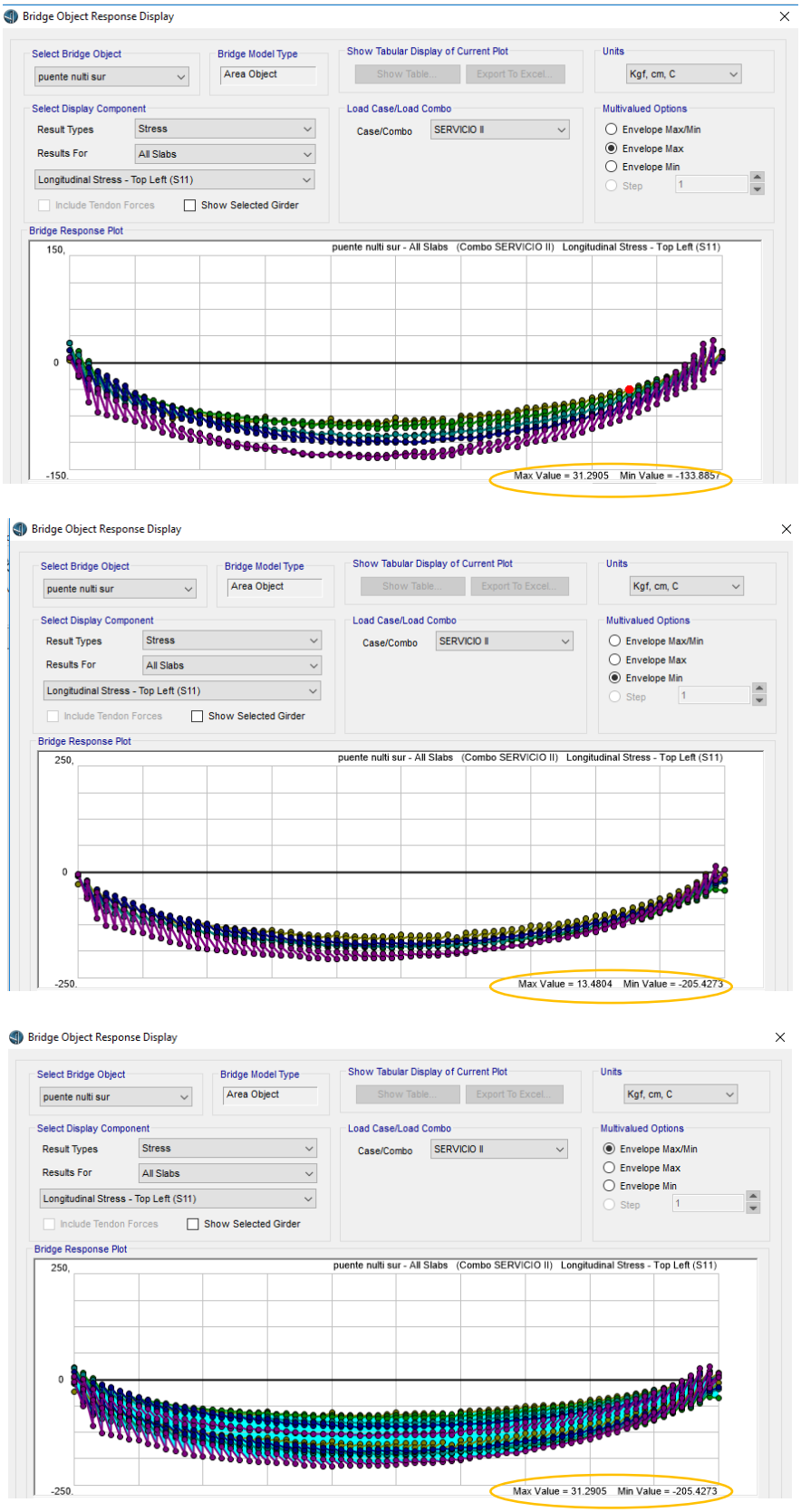


Ilustración 31. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Servicio II, resultados obtenidos de CSiBridge

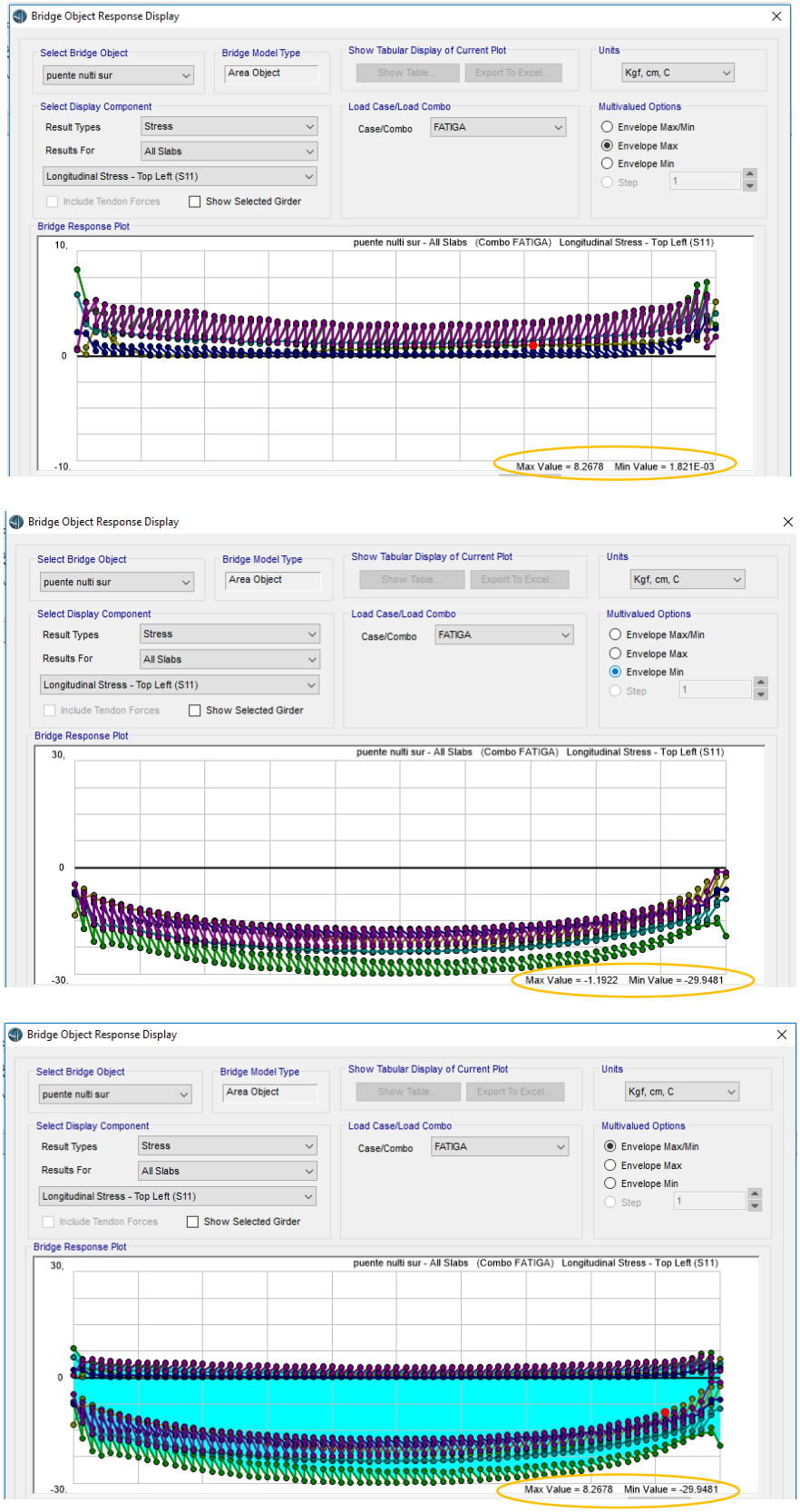
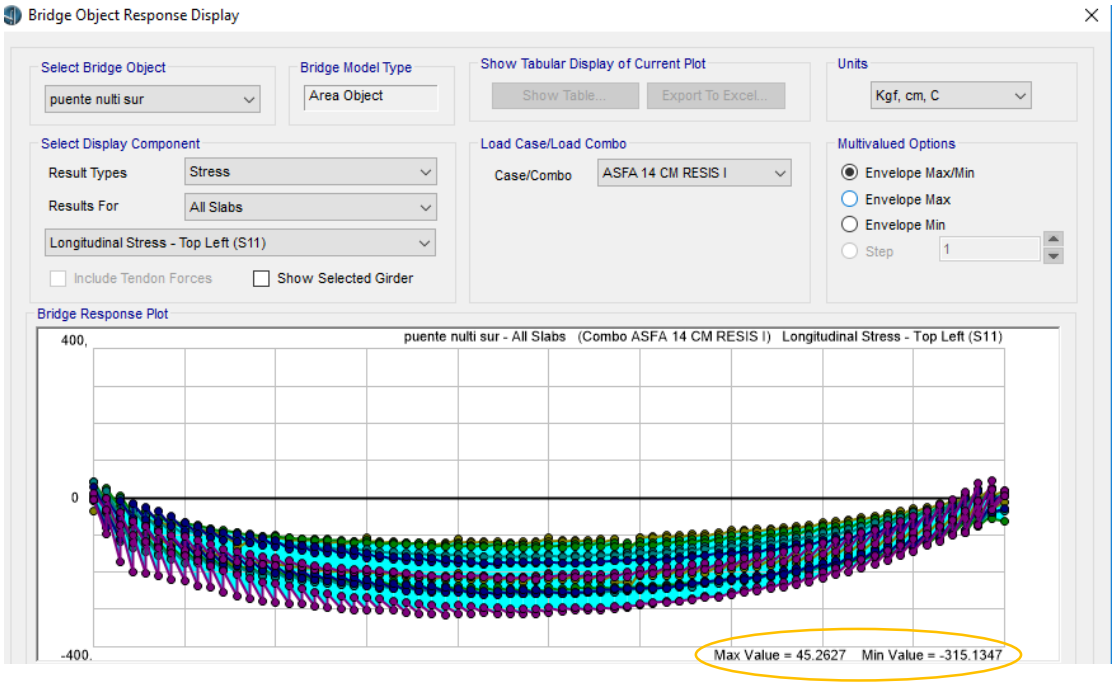


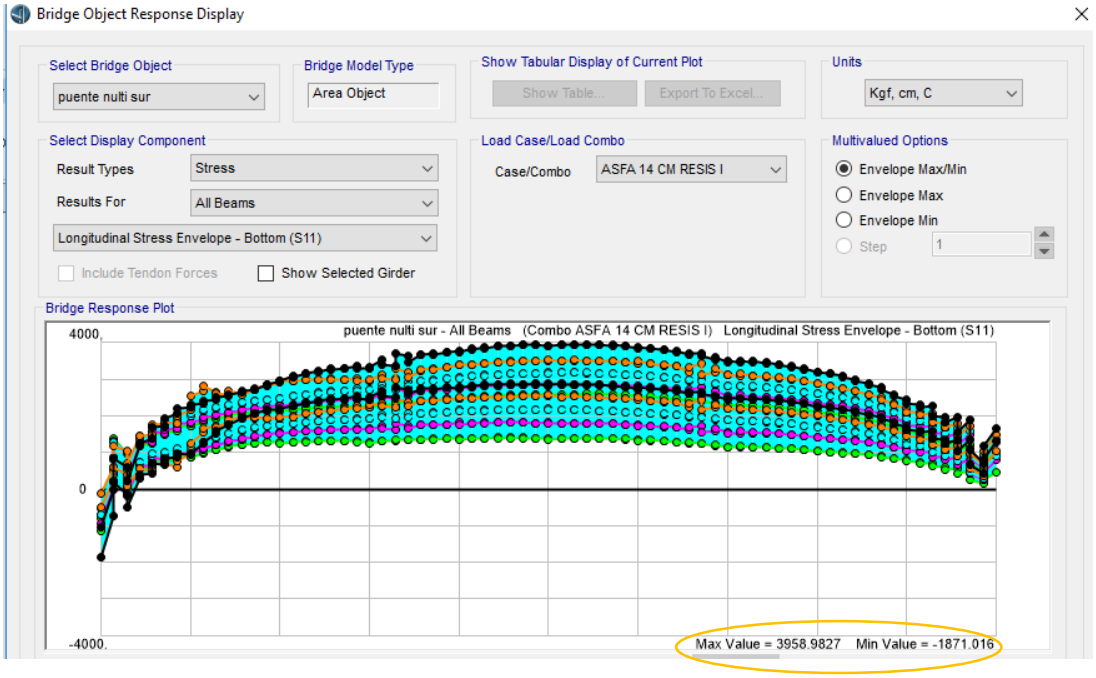
Ilustración 32. Tensiones en las losas de hormigón, combinación Fatiga, resultados obtenidos de CSiBridge

Si revisamos los resultados de salida del programa, los mismos nos indican que el hormigón no sobrepasa el esfuerzo admisible de resistencia, por lo que asumimos que ha estado funcionando satisfactoriamente hasta ahora, razón por la que no se ha observado fallas en la losa construida, al menos en la evaluación visual realizada en esta investigación. Se deberían realizar extracciones de núcleos u otros medios no destructivos que permitan medir la resistencia real que tiene en la actualidad el hormigón; por otro lado nuestro trabajo no llega a comprobar las cuantías de hierro de la losa del puente.

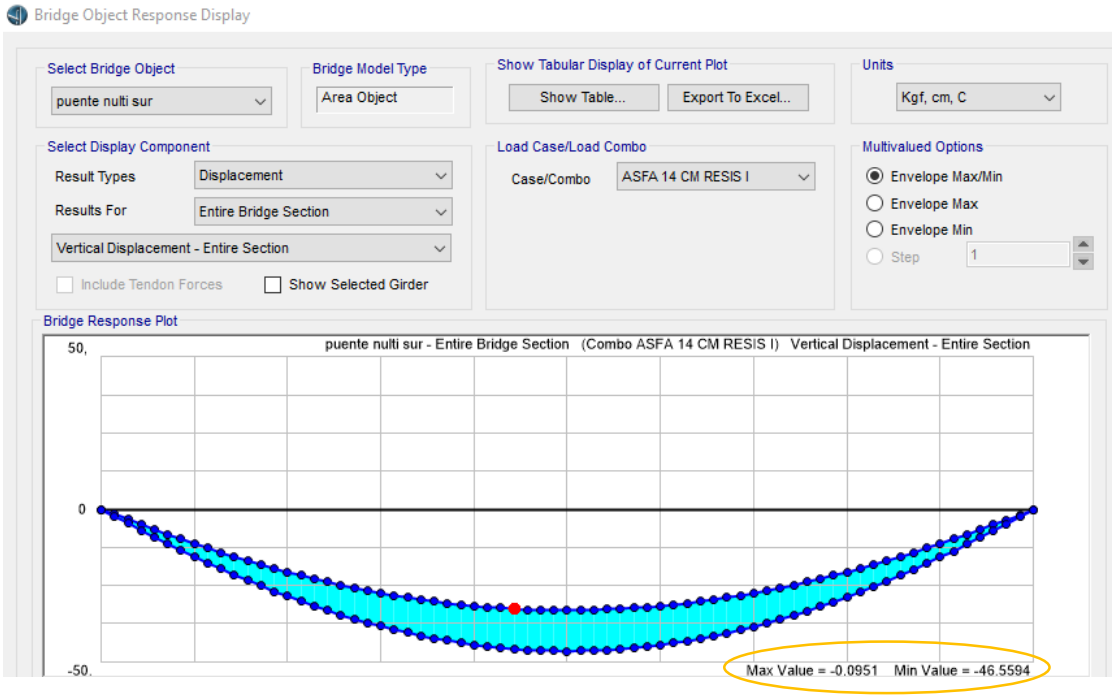
En el capítulo III de este trabajo, encontramos que la cantidad de asfalto colocado sobre el puente no fue de 5 cm como se planteaba en el diseño original de acuerdo a lo descrito en la memoria de cálculo, sino que en realidad el espesor del asfalto llega a los 14 cm como valor promedio, los registros fotográficos indican que existen tramos de 20 cm de espesor, por lo que adicionalmente a las combinaciones de la norma y sus factores de carga, añadimos una combinación más al programa para calcular las tensiones y deformaciones producidas con un factor de carga de 2.8 para el DW (peso del asfalto) en las combinaciones RESISTENCIA I y SERVICIO II y de esta manera evaluar en el modelo matemático una realidad observada variante del diseño original; se obtuvo para la compresión del tablero el valor de 315.13 kgf/cm^2 superando la resistencia de diseño, por otro lado la deflexión máxima que define el programa es de -46.56 cm (*Ilustración 33).*



(a)



(b)

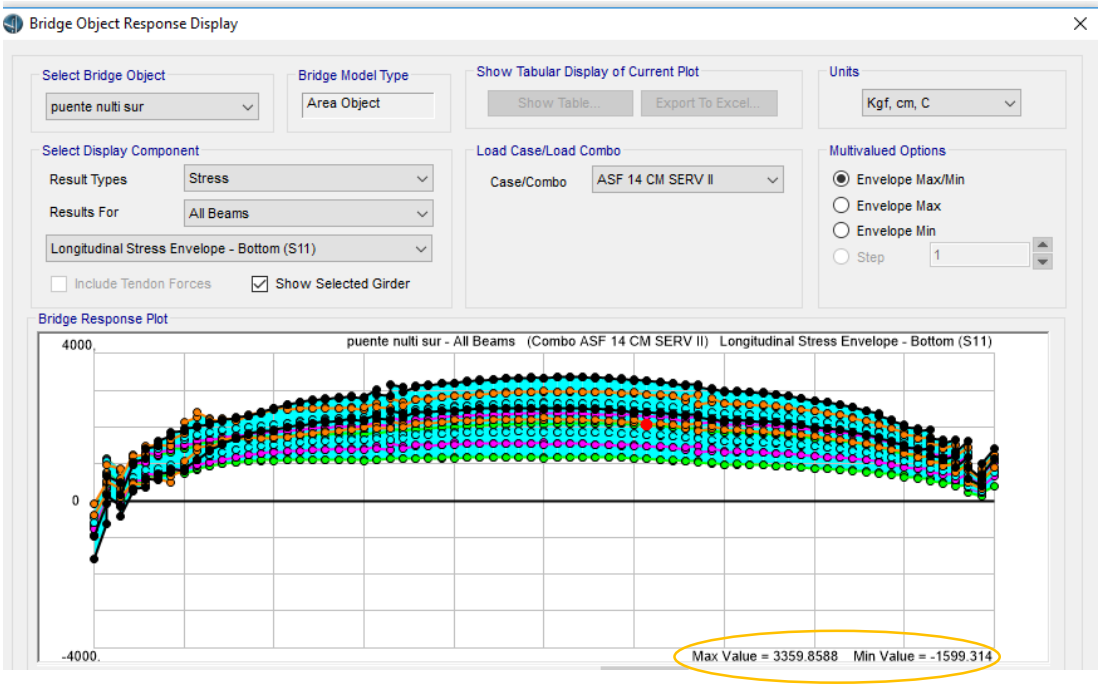


(c)

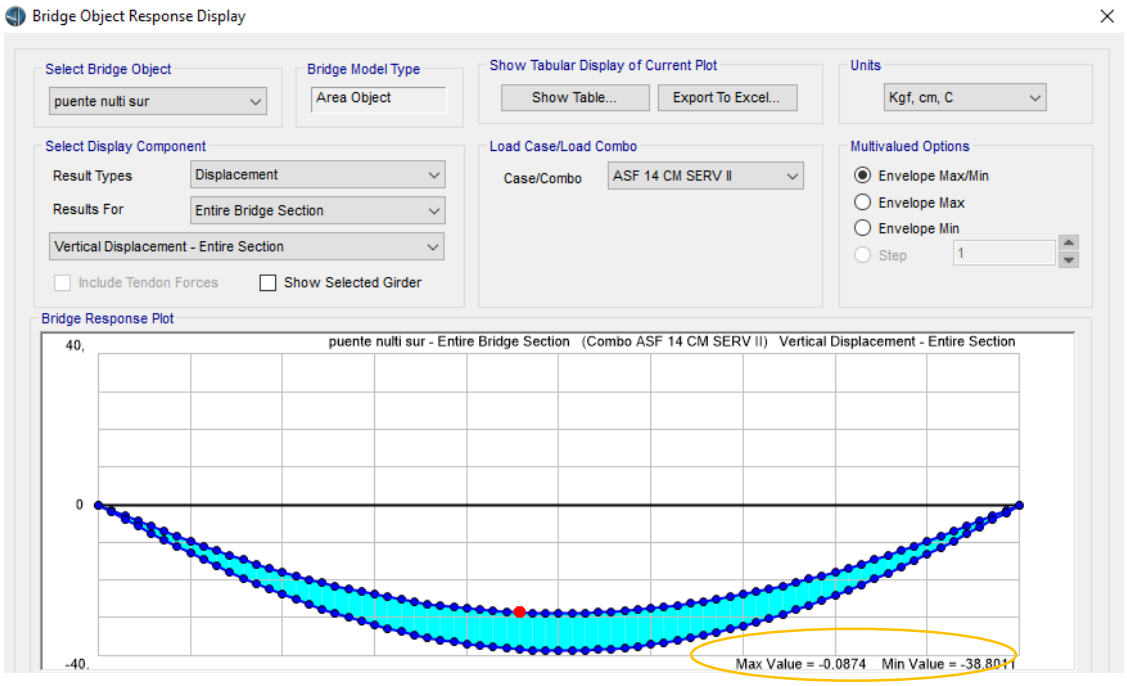
Ilustración 33. (a)Tensiones en las losas de hormigón, combinación Resistencia I, aumentando el factor de carga para DW a 2.8 por mayor espesor de asfalto. (b) Tensiones en la viga metálica para RESISTENCIA I, con factor de carga para DW de 2.8. (c) Deformación bajo la variación del factor de carga DW a 2.8, todos los resultados son obtenidos de CSiBridge.

En el caso de las tensiones en las vigas metálicas vemos que la tensión del acero es positiva y de valor igual a 3958.98 kgf/cm^2, que sobrepasa los 3500 kgf/cm^2 admisibles, aunque el acero tiene un límite de ruptura de 4900 kgf/cm^2, podríamos pensar que el acero en puntos específicos está en un estado plástico, por lo que sería imprescindible realizar estudios más profundos sobre el acero, su calidad, parámetros físico-mecánicos y conocer el espesor real de la carpeta asfáltica para comprender mejor cual es la respuesta estructural que está desarrollando este material.

A continuación presentamos los valores obtenidos en la combinación SERVICIO II con el factor de carga 2.8, este factor no es para mayorar la carga sino que refleja la condición real de la superestructura debido al mayor espesor de asfalto colocado.



(a)



(b)

Ilustración 34. (a)Tensiones en las vigas de acero, para el asfalto de 14 cm en la combinación SERVICIO II, (b) deformaciones en el puente, para el asfalto de 14 cm en la combinación SERVICIO II

Además se hizo un análisis de los resultados especialmente los de la viga 5, que como habíamos planteado antes es la más esforzada y cargada. El acero de las vigas metálicas (A-588) al parecer cumple satisfactoria las tensiones hasta ahora, pero las deformaciones como se verán más adelante nos muestran una superestructura innegablemente deformada. Se procesan las tablas que arroja el programa CSiBridge para obtener los valores de tensiones máximas en cada combinación previamente establecida como datos de entrada en el programa.

El valor máximo de tensión en las vigas metálicas es igual a 3214.78kgf/cm^2 y se produce en la combinación denominada RESISTENCIA I, en la siguiente tabla se pueden observar los resultados de tensiones obtenidos en las otras combinaciones.

En la *Ilustración 35*, el programa nos da la posibilidad de observar a través de un campo de colores la distribución de tensiones en las vigas metálicas, como era de suponerse en la parte inferior de color azul se encuentran los esfuerzos de tracción, aquí se van a producir los máximos valores, por eso es que el acero se utiliza en esta configuración de sección transversal para grandes luces por la gran capacidad y cualidades que tiene el acero estructural.

TABLE: Element Stresses - Area Shells					
Are	ShellTyp	Joir	OutputCase	S11Top	S11Bot
629	Shell-Thin	823	RESISTENCIA I	3193,64	3214,78
612	Shell-Thin	823	RESISTENCIA I	3194,9	3208,67
595	Shell-Thin	779	RESISTENCIA I	3187,7	3207,18
629	Shell-Thin	823	RESISTENCIA II	2932,01	2943,3
595	Shell-Thin	779	RESISTENCIA II	2926,3	2936,86
612	Shell-Thin	823	RESISTENCIA II	2931,63	2936,63
629	Shell-Thin	823	RESISTENCIA IV	2322,81	2302,13
578	Shell-Thin	779	RESISTENCIA IV	2322,28	2294,05
629	Shell-Thin	845	RESISTENCIA IV	2317,95	2294,36
629	Shell-Thin	823	SERVICIO I	2202,61	2213,43
612	Shell-Thin	823	SERVICIO I	2203,03	2208,8
595	Shell-Thin	779	SERVICIO I	2198,59	2208,64
629	Shell-Thin	823	SERVICIO II	2398,83	2417,04
612	Shell-Thin	823	SERVICIO II	2400,48	2412,84
595	Shell-Thin	779	SERVICIO II	2394,64	2411,39
591	Shell-Thin	793	FATIGA	199,7	186,66
608	Shell-Thin	793	FATIGA	197,95	184,64
591	Shell-Thin	771	FATIGA	197,62	188,77
629	Shell-Thin	823	ASFA 14 CM RESIS I	3782,99	3779,74
595	Shell-Thin	779	ASFA 14 CM RESIS I	3773,83	3771,25
646	Shell-Thin	845	ASFA 14 CM RESIS I	3771,04	3769,51
629	Shell-Thin	823	ASF 14 CM SERV II	3214,87	3199,29
578	Shell-Thin	779	ASF 14 CM SERV II	3211,7	3185,4
629	Shell-Thin	845	ASF 14 CM SERV II	3207,49	3189,5
629	Shell-Thin	823	ASF 14 CM SERV I	3018,65	2995,69
578	Shell-Thin	779	ASF 14 CM SERV I	3015,02	2981,9
629	Shell-Thin	845	ASF 14 CM SERV I	3010,81	2986,54

Tabla 18. Valores máximos de tensiones en las vigas metálicas para las distintas combinaciones de carga, resultados obtenidos de CSiBridge

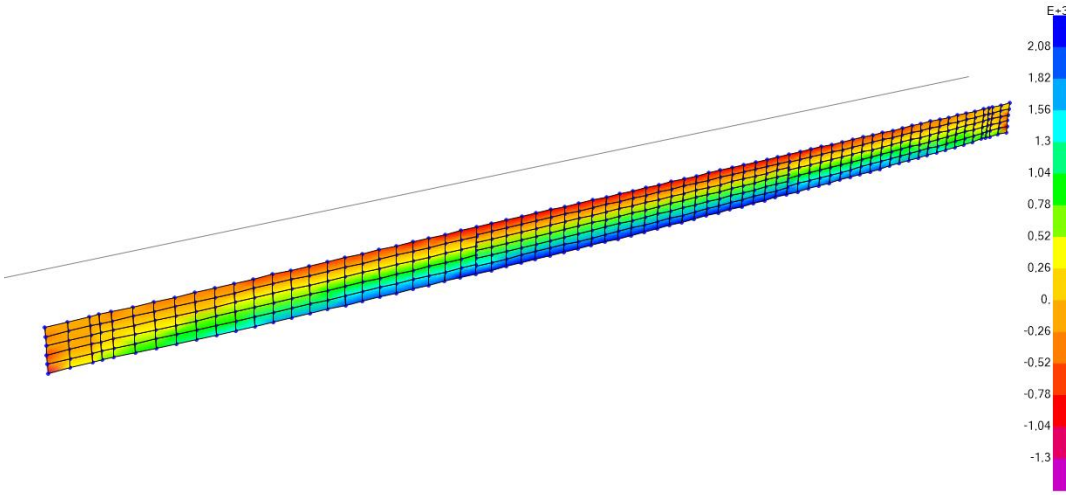


Ilustración 35. Campo de colores de la tensión en las vigas metálicas, obtenido de CSiBridge

Análisis de las deformaciones

En cada uno de los siguientes Ilustraciones se podrán observar las deformaciones para distintas combinaciones de carga. Al tratarse de una superestructura simplemente apoyada se esperaba que las máximas flechas se localizaran en el centro de la luz, tal como se aprecian en los resultados del programa. Además analizaremos los desplazamientos producidos por otros tipos de carga, como por ejemplo debido a la carga permanente total o a la deflexión producida solo por la acción de la carga HL-93.

De manera resumida tenemos las siguientes deformaciones para cada combinación de carga

- 41.00 cm para RESISTENCIA I,
- 37.66 cm para RESISTENCIA II,
- 30.33 cm para RESISTENCIA IV,
- 28.60 cm para SERVICIO I,
- 31.11 cm para SERVICIO II
- 2.37 cm para FATIGA

} se analizan para el cálculo a la rigidez

En la ilustración 36 tenemos la deformación de 15.95 cm. debida al peso propio de la losa y las vigas, la rigidez de la superestructura está afectada con casi el doble de la flecha permita por la norma.

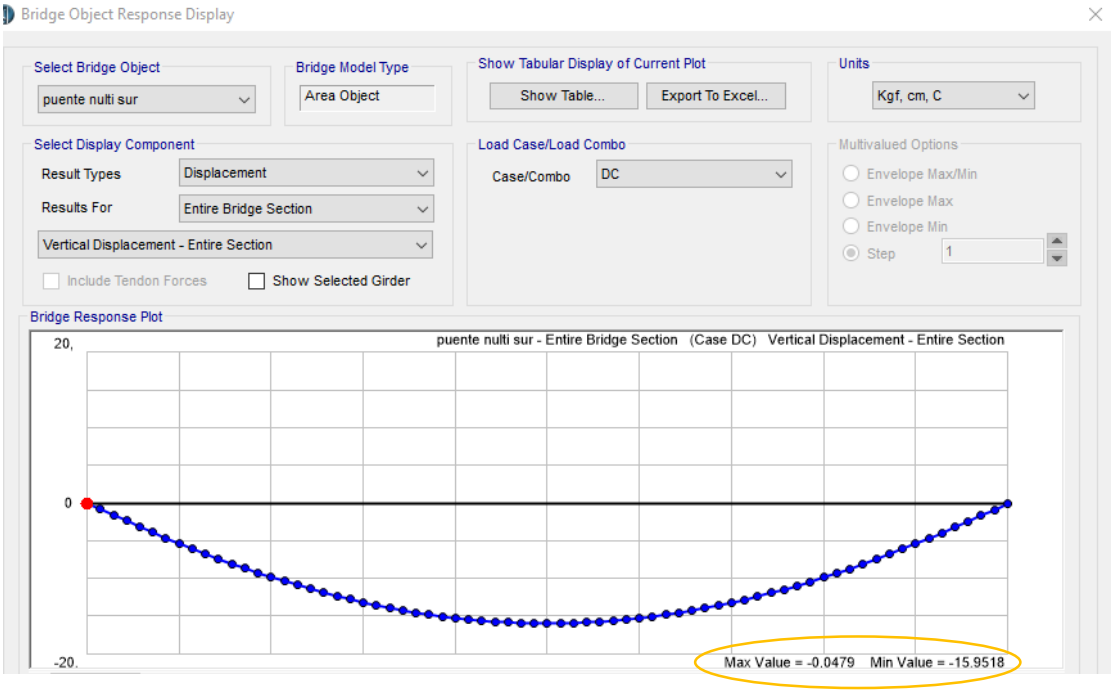


Ilustración 36. Deformación del puente, por la carga muerta del peso propio DC

Ahora analicemos la flecha producida por la carga permanente total (vigas metálicas, riostras más los demás elementos estructurales y no estructurales) actuando sobre la superestructura, este valor seria la contraflecha con la que la viga de sección variable debió haber sido construida para que permanezca recta y las deformaciones de aquí en adelante sean solo las producidas por el paso de los vehículos sobre el puente.

El valor obtenido como desplazamiento para la carga muerta o permanente total es de 20.22 cm.

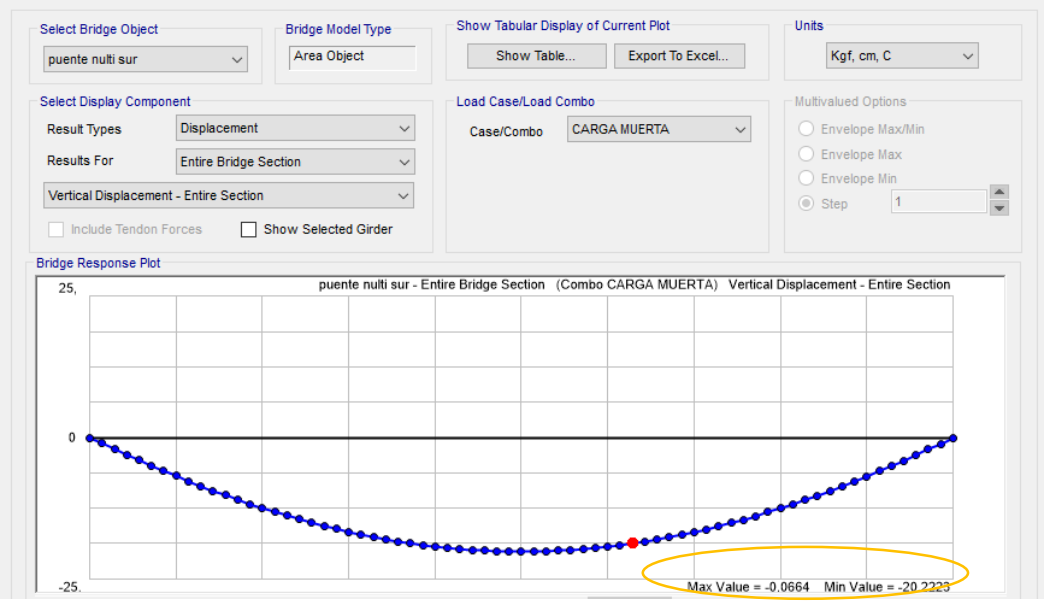


Ilustración 37. Deflexión en el puente Nulti sur, debido a la carga permanente total

No existe claridad de cómo se definió constructivamente la contraflecha por lo que se debería indagar de forma minuciosa en los diseños geométricos y en la forma en cómo se hicieron las vigas metálicas, con lo que se deja abierta una nueva investigación basada en los análisis y resultados de esta tesis y que podría dar nuevos datos y criterios para afinar los cálculos e interpretaciones aquí propuestos.

En los demás casos se presentan las deflexiones máximas y mínimas mediante las envolventes.

Para las combinaciones de SERVICIO la deflexión se asemeja más a la situación actual que fue medida y presentada en la nivelación y la evaluación visual del puente Nulti sur en el Capítulo III. Utilizamos estas combinaciones porque se relacionan con el funcionamiento normal del puente, tomando todas las cargas con sus valores nominales además que se utilizan para controlar la fluencia de las estructuras de acero.

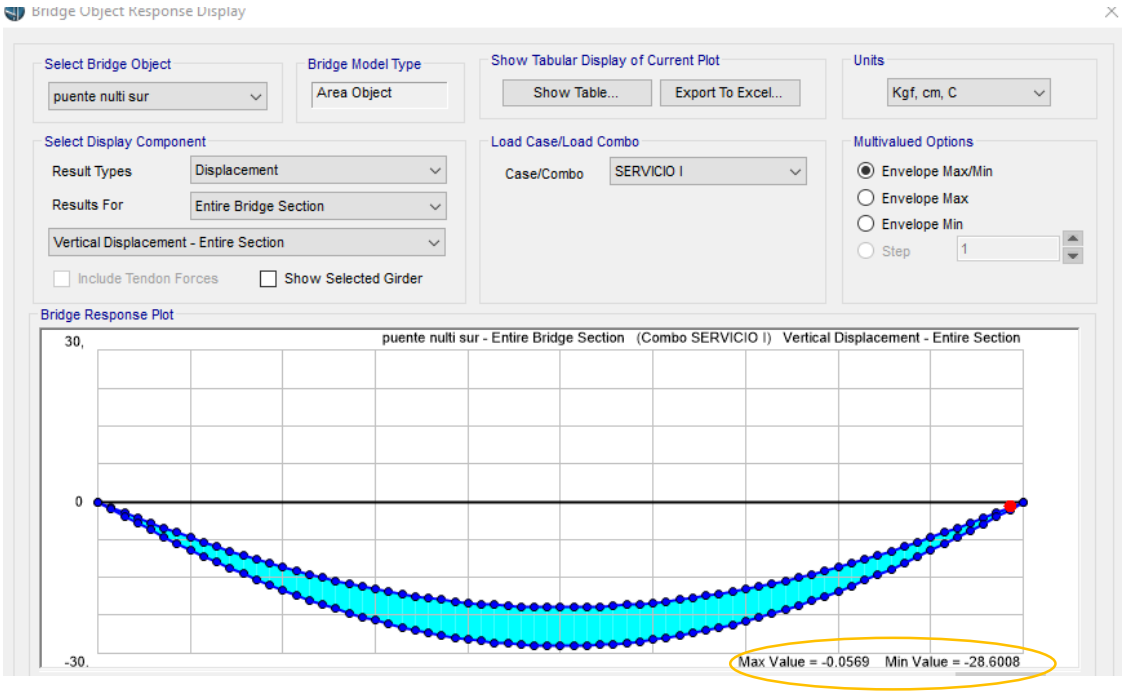


Ilustración 38. Deflexión en el puente, combinación Servicio I

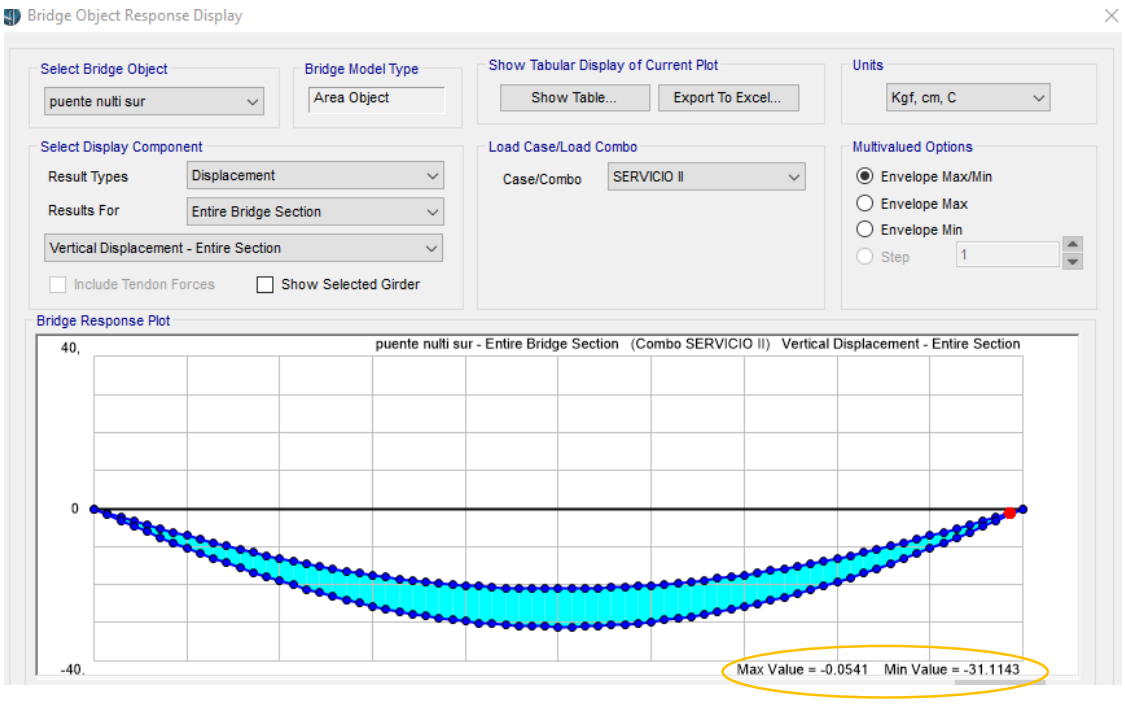


Ilustración 39. Deflexión en el puente, combinación Servicio II

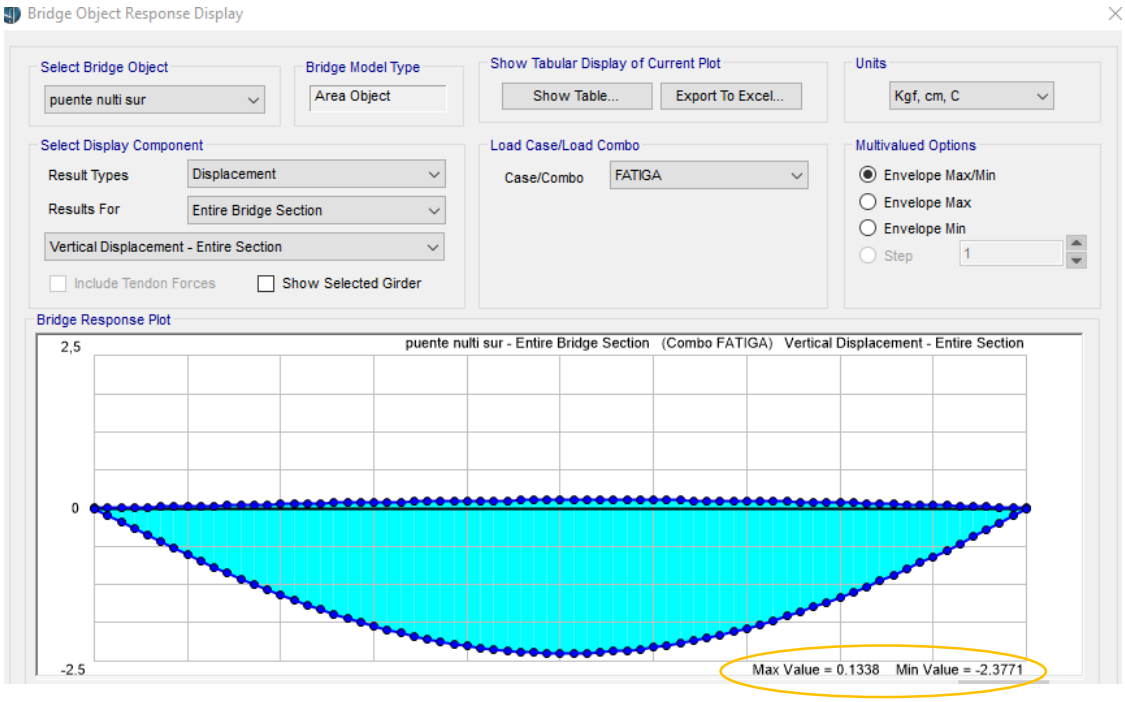


Ilustración 40. Deflexión en el puente, combinación Fatiga

Realizamos además el cálculo de la deformación del puente colocando un factor de carga de 2.8 para DW en las combinaciones Servicio I y Servicio II, que como lo habíamos analizado en las conclusiones del Capítulo III este valor representa el exceso de asfalto encontrado y medido sobre la superestructura, se calculan las deflexiones con este factor ya que el mismo refleja la realidad del puente con su capa de rodadura.

Estas deformaciones calculadas en el programa se observan en las *Ilustraciones 41 y 42.*

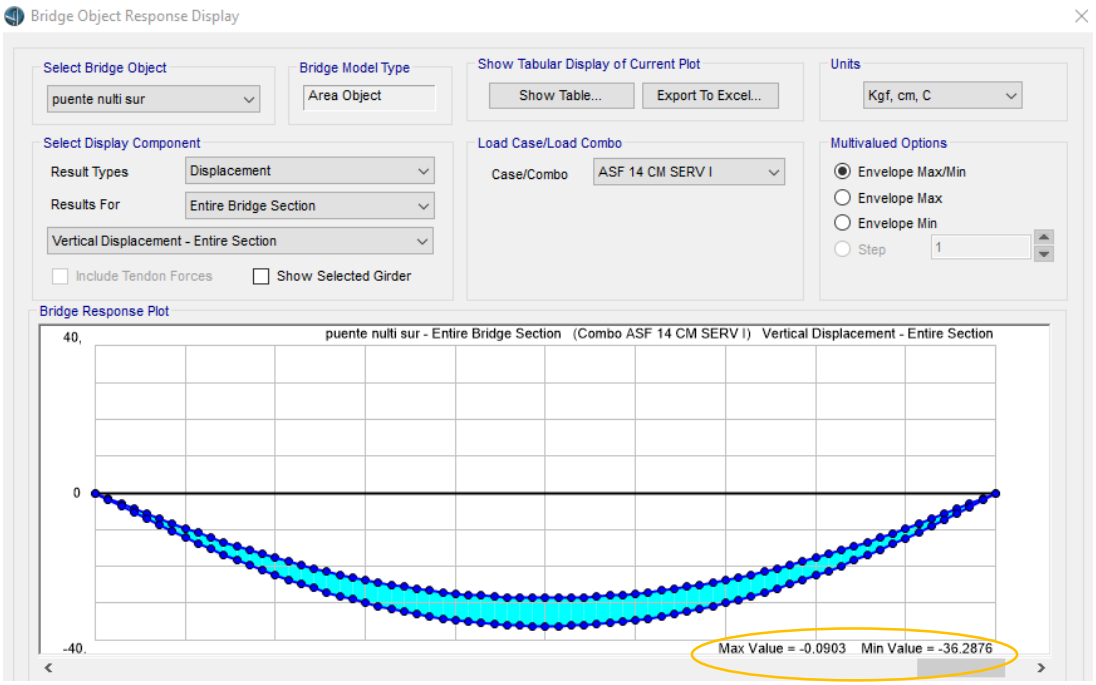


Ilustración 41. Deflexión en el puente con un factor de 2.8 para DW, combinación Servicio I

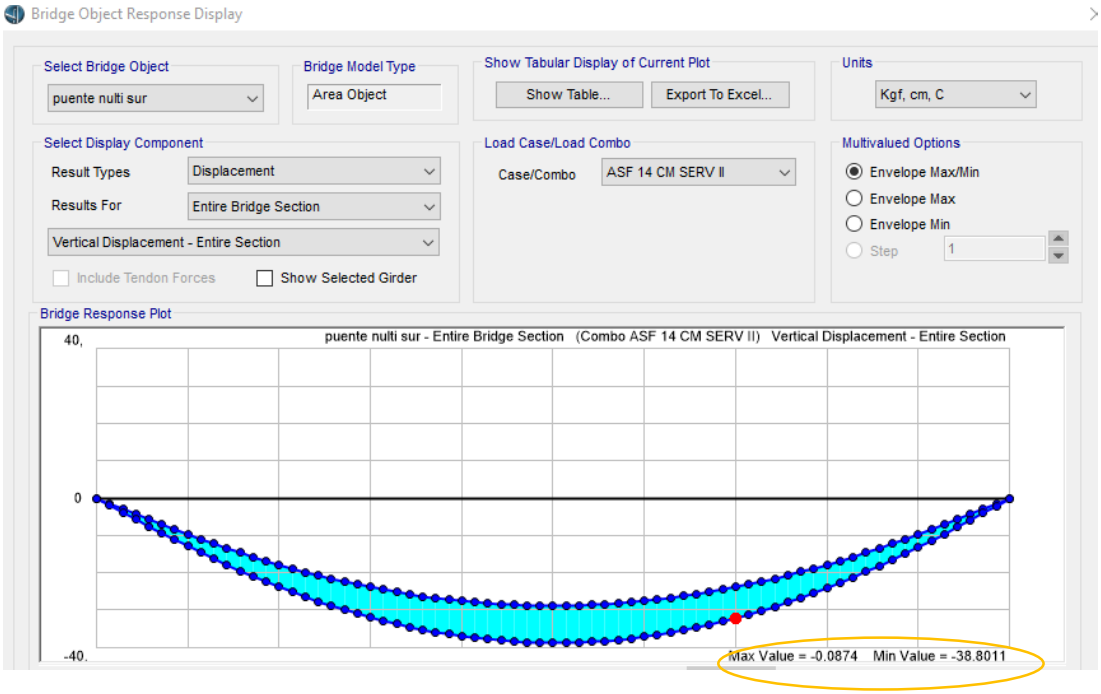


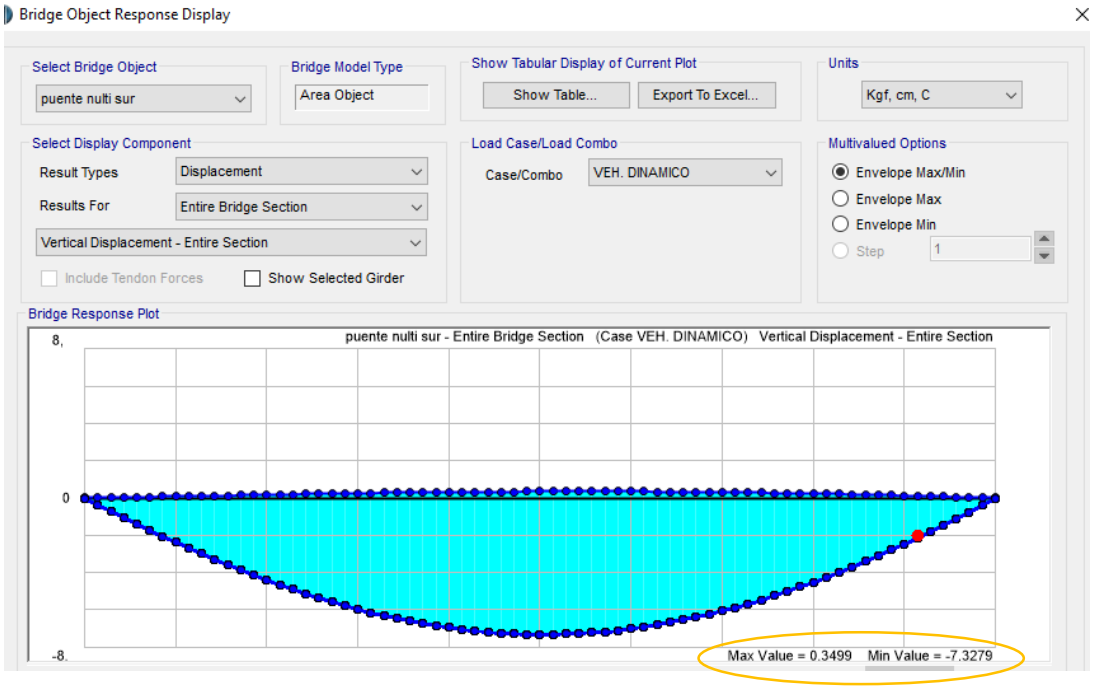
Ilustración 42. Deflexión en el puente con un factor de 2.8 para DW, combinación Servicio II

Las deformaciones calculadas en el programa y las deflexiones medidas en la nivelación de la superestructura del puente, corroboran que la rigidez de las vigas metálicas no fue suficiente como para resistir la carga permanente total, la flecha en este caso es igual a 20cm. (*Ilustración 36*). De acuerdo a los resultados obtenidos del modelo matemático ni habiendo apuntalando las vigas metálicas se logró mantener la rigidez necesaria para que el puente permanezca "funcionando normalmente", más bien los valores obtenidos del programa reflejan la realidad actual del puente que fue medida en la nivelación de la superestructura como uno de los objetivos de esta tesis. Ahora bien hay que tener en cuenta que la norma no recomienda el uso del apuntalamiento en las vigas compuestas, más bien aconseja darle a las vigas mayor peralte o una mayor rigidez para poder resistir el peso propio y el resto de cargas permanentes. Además en el diseño dicen obviar las cargas por procesos constructivos y no hay un análisis estructural de la acción de un apuntalamiento temporal.

En la memoria de cálculo del puente Nulti sur, en la sección de control de deformaciones dice cumplirse satisfactoriamente con la norma para el caso de sobrecarga vehicular más impacto, pero los resultados del programa para las condiciones de SERVICIO I y SERVICIO II solo con sobrecarga vehicular más incremento dinámico (o impacto) arroja un valor de 7.32 para la primera combinación y 9.52 cm para la segunda combinación, sobrepasando la deflexión máxima permitida de 7 cm. (*Ilustración 43*).

Al final de la evaluación del estado tenso-deformacional de la superestructura del puente Nulti sur, con el modelo computacional y las mediciones realizadas, podemos asegurar existen grandes deflexiones que superan en el triple a la máxima recomendada, a pesar de que la superestructura permanece con esta deformación el puente aun continua funcionando por la capacidad de resistencia y las propiedades que tienen los materiales (acero A-588 y hormigón de 280 kgf/cm^2), aun después de haber encontrado variaciones en los diseños originales, (revisar capitulo III). No obstante es necesario realizar estudios más profundos y detallados sobre la calidad de los materiales, recabar datos sobre sus propiedades físico-mecánicas actuales, medir las vibraciones de la superestructura, realizar nuevas pruebas de carga, analizar la capacidad elasto-plástica del acero, etc.

Es altamente recomendable realizar los estudios correctivos para la deformación del puente, no es posible que una vía regional de tránsito vehicular masivo presente este servicio para quienes hacen uso diario de la misma pero esto está fuera del alcance del presente trabajo.



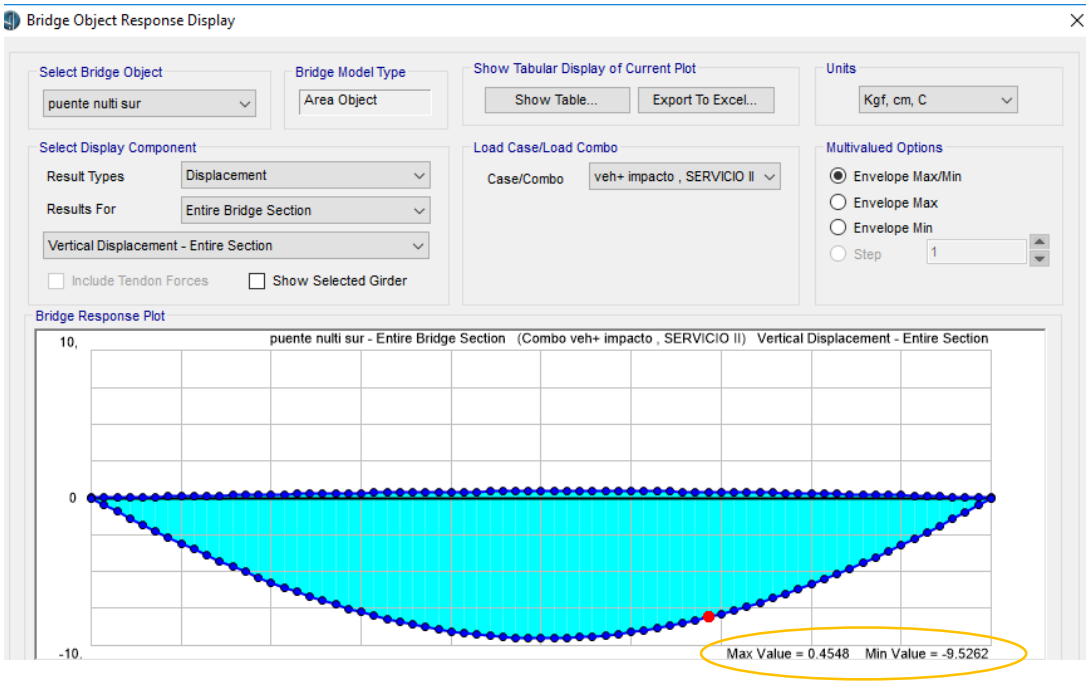


Ilustración 43. Deflexión en el puente para combinación de SERVICIO I y SERVICIO II causada solo por sobrecarga vehicular + impacto

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. El Ministerio de Transporte y Obras Publicas MTOP fue la entidad encargada de contratar los diseños y de fiscalizar la construcción del puente Nulti Sur, esta entidad con oficio Nro. MTOP-SUBZ6-16-266-OF y fecha 16 de noviembre de 2016 nos entregó en un CD la memoria de cálculo y la memoria descriptiva del puente, planos estructurales, etc.
2. Las mayores solicitaciones debidas a la carga móvil se produjeron con el camión HL-93 comparado con el CAMION-MTOP o el HS-25 por lo que los resultados que se analizaron para el estado tenso deformacional de la superestructura son los obtenidos con los efectos de la carga inicialmente mencionada.
3. Añadiéndole el factor de 2.8 a la carga DW para reflejar la condición real de la estructura al tener un mayor espesor de asfalto colocado, la superestructura del puente Nulti sur presenta las siguientes tensiones máximas: en el acero 3958.98 kgf/cm^2 y en la losa de hormigón 315.13 kgf/cm^2 (compresión) para la combinación RESISITENCIA I.
4. Las vigas metálicas están cerca del límite de fluencia, por lo que se debería controlar las tensiones futuras para medir el comportamiento elasto-plástico del acero. El hormigón de la losa del tablero no presenta fisuras ni grietas que muestren indicios de que el material este fallando por resistencia.
5. Para el control de las deformaciones los diseñadores utilizaron la recomendación de L/800 de la AASHTO que se refiere para “puentes con carga vehicular general”, pero siendo el diseño del puente Nulti sur con veredas para circulación peatonal se debió haber utilizado el valor de L/1000 que es manejado para “puentes con cargas vehiculares y/o peatonales”, apegándose a la realidad de construcción y uso que tiene el puente objeto de este análisis. Por tanto se disminuye el valor permisible de deflexión, de 8.5 cm que es el mencionado en la memoria de cálculo a 7 cm que es el que proponemos como parámetro de control de flechas para la superestructura.
6. La deformación de la superestructura determinada en la nivelación varía entre 31-39 cm en el centro de la luz del puente. La modelación computacional en la condiciones de SERVICIO I y SERVICIO II arroja valores entre 36.28 – 38.80 cm. Comparando las mediciones efectuadas y las obtenidas del modelo

matemático las mismas están en mismo rango de variación por lo que inequívocamente nos indican que el puente Nulti sur en la actualidad está funcionando con deflexiones que superan en 4 veces el máximo permitido por la norma que es de 7 cm.

7. Las deflexiones del puente Nulti sur se evidencian en las condiciones finales de la rasante en la capa de rodadura, en las veredas y en las alineaciones horizontales de barandas y pasamanos.
8. El análisis realizado en el conjunto de vigas y arriostramientos sin la losa de hormigón, comprueba que no tuvieron la rigidez suficiente para soportar ni su propio peso sin deformarse, la flecha calculada fue de 15.95cm. Con este valor al no cumplir con la norma permitida se debió rediseñar las secciones metálicas de la viga. En el diseño original los autores indican que “no se llega al límite de fluencia del material” y “se considera que la viga metálica tiene la suficiente resistencia” y recomiendan solo que se deberán apuntalar las vigas. Esta deformación deja en evidencia que el puente Nulti sur se iba a comportar con deformaciones en sus elementos y como actualmente está funcionando, “con grandes deflexiones en la superestructura”. Estos resultados matemáticos en total congruencia con la realidad observada valida el modelo de cálculo propuesto.
9. Se realizó la evaluación y diagnóstico del estado actual del puente Nulti sur y de los elementos principales de la superestructura, estas observaciones realizadas están respaldadas en material fotográfico y se pueden revisar en las conclusiones finales del informe de evaluación visual de esta tesis en el Capítulo III.
10. No se encontró información técnica que justifique la construcción de unos dados de hormigón en el primer estribo del puente en dirección Cuenca-Azogues. Los apoyos de neopreno colocados presentan un diseño deficiente que se evidencia en la deformación que estos presentan al estar aplastados y chancados. Además los dados de hormigón presentan fisuras verticales que son evidencia de esfuerzos de compresión y que la finalidad de su construcción puede responder a la necesidad de dar mayor área de contacto al apoyo o que la distancia entre estribos en la construcción de los mismos tuvo un error y fue mayor a la distancia prevista en los diseños.
11. La losa del parterre central del puente Nulti sur que contenía una capa vegetal actualmente está demolida, en esta investigación no se pudo tener acceso a información técnica que justifique esta acción realizada. Se podría intuir que esta

acción intentaba liberar parcialmente al puente de un peso permanente para disminuir o detener las deflexiones.

12. Existe un exagerado peso permanente de carpeta asfáltica que sobrepasa las estimaciones del diseño original, la superposición de varias capas de este material fue realizada de forma inusual, se midieron espesores entre los 8 y 20 cm que rebasan el diseño original de 5 cm y el máximo de 7.5 cm previsto en la norma mediante los respectivos coeficientes de seguridad.
13. Una suposición planteada que justifique la colocación de una mayor cantidad de asfalto, seria pensar que cuando las vigas fueron emplazadas y estas ya se deformaron por el peso propio como ya lo demostramos, el desnivel que persistía se tuvo que rellenar con más asfalto para poder mantener la pendiente funcional del puente. Se podría comprobar esta hipótesis planteada comparando el volumen de asfalto usado y pagado versus la cantidad de material que está colocado en la superficie del puente Nulti sur, pero no se tuvo acceso a esta información de planillaje de obra. Otra posibilidad sería creer que no existió un control técnico ni dirección especializada en el mantenimiento vial que revise el diseño estructural y evalúe el máximo espesor posible y que al sobreponer y acumular el asfalto se estaba sobrecargando al puente.
14. Si asumimos que se usó el factor máximo de carga permanente recomendado para el asfalto (valor igual a 1.5), el espesor de asfalto al que se podía llegar como límite sería de 7.5 cm pero con las muestras tomadas del asfalto (un promedio 14 cm de espesor) este factor cambia, rebasando en 2.8 veces el valor de la norma.
15. En el puente Nulti sur los arriostramientos entre las vigas fueron diseñados y construidos paralelos al esviaje de los apoyos pero no existe la justificación técnica en la memoria de cálculo que explique por qué de esta disposición geométrica. La AASHTO 6.7.4.2 Secciones doble Te rectas, dice que los marcos o diafragmas transversales intermedios deberán ser normales a los elementos principales y que no será necesario que sean colineales a la línea de apoyos.
16. De haberse cumplido con la norma AASHTO 6.7.4.2 los arriostramientos serian de menor longitud y se hubiera podido ahorrar material y recursos económicos, además de que con menos acero se pudo haber disminuido la carga muerta del peso propio; por otro lado la inclinación de las riostras genera que las fuerzas axiales se tengan que descomponer en dos fuerzas, la primera actúa directamente sobre el alma siguiendo la dirección longitudinal del puente y la otra actuaría de forma perpendicular al alma, al final la fuerza axial de las barras oblicuas es mayor que sus componentes y el esfuerzo adicional en el acero pudo

haberse evitado colocando los diafragmas o marcos de forma perpendicular a las vigas principales.

17. Las vibraciones producidas por el efecto dinámico de la sobrecarga vehicular provocan una sensación de movimiento moderado-fuerte que se advierte mientras se camina por el puente causando inquietud en los peatones, los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca han realizado varias visitas técnicas al puente Nulti Sur como parte de la Catedra de Puentes y han corroborado que las vibraciones existen y que son fácilmente perceptibles.

5.2. Recomendaciones

1. Se recomienda continuar con estudios más detallados y de mayor alcance para dar continuidad a la presente investigación y determinar el estado tenso deformacional de los demás elementos del puente, toda esta información se podría incluir en un solo documento junto con los resultados de esta evaluación y plantear las soluciones pertinentes. Se deberán realizar nuevas pruebas de carga y ensayos en todos los elementos del puente para detectar potenciales patologías o daños.
2. Hacer un monitoreo permanente de las deformaciones del puente para establecer una línea base de datos estadística sobre el funcionamiento y comportamiento del mismo con el paso del tiempo para poder tomar decisiones o correctivos oportunos y prevenir situaciones de riesgo, relacionadas con un potencial estado de fluencia de las vigas.
3. Es necesario investigar el proceso y las fases de montaje y puesta en obra de las vigas metálicas, saber cómo se llevó a cabo la colocación de los elementos del puente Nulti sur, permitirá analizar y comprender mejor que situaciones desfavorables pudieron haber afectado las respuestas estructurales de los elementos del puente.
4. Es conveniente realizar análisis dinámicos de la superestructura del puente Nulti sur para comprender las respuestas de los elementos frente a las vibraciones producidas por la sobrecarga vehicular.
5. Los factores de reparto transversal de carga viva en puentes, son un tema de investigación pendiente que deberá seguirse estudiando con el fin de encontrar métodos más refinados y apropiados. Todo esto se destinaría a crear un código de puentes que refleje la realidad de requerimientos y criterios de nuestro país.

6. Se recomienda plantear un manual técnico de revisiones y evaluaciones estructurales que permita determinar parámetros de control, establecer medidas de mitigación y control de anomalías, además de recomendar procedimientos de reparación y manteamiento de puentes. Finalmente se podría hacer un estudio de recuperación de las estructuras
7. Fomentar y promulgar políticas de cuidado, mantenimiento, evaluación y recuperación de estructuras esenciales, a través de normas, reglamentos, manuales, ordenanzas o leyes, que sirvan como aporte técnico para todos los profesionales inmersos en el diseño y construcción civil.

BIBLIOGRAFIA

1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - SE – RE, NEC - SE – AC, NEC-SE-HM).
2. MTOP, Norma ecuatoriana vial NEVI-12 – MINISTERÍO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR, volumen N°3, Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes.
3. AASHTO 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials), para el diseño y evaluación de puentes es común su utilización.
4. Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero.
5. McCormac, JC. (2002). Diseño de Estructuras de Acero (2da Edición), Método LRFD. México, D.F.; ALFAOMEGA GRUPO EDITOR. S.A de C.V.
6. Villareal C.G. (2010), Resistencia de Materiales. Perú: Imprenta Grafica Norte S.R.L.
7. CELIGUETA JT. CURSO DE ANALISIS ESTRUCTURAL. EUNSA, editor. SAN SEBASTIAN; 1998. 698 p.
8. Otero AV. Breve resumen de la ingeniería civil. En: Ingeniería Tecnica de Topografia. Escuela Politecnica Superíor de Avila; 2010. p. 0–281.
9. Ministerío de Fomento DG de C. Guia para la realizacion de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado. Centro de Publicaciones, Secretaria General Tecnica M de F, editor. España: ministerío de fomento; 2012.
10. Ravelo CACPE de JR. EVALUACIÓN, DIAGNÓSTICO PATOLÓGICO Y PROPUESTA DE INTERVENCIÓN DEL PUENTE ROMERO AGUIRRE. Universidad de Cartagena; 2014.
11. Ruiz MC, Díaz EB. Mecánica de Estructuras. Libro 2. Métodos de Análisis. Segunda ed. SL E de la UP de C, editor. BARCELONA; 2002. 1 p.
12. Piralla Meli. DISEÑO ESTRUCTURAL. SEGUNDA ED. EDITORIAL LIMUSA NE, editor. 2000.
13. López YS. Estudio de la influencia de las deformaciones impuestas en el proyecto de puentes integrales de ferrocarril. 2010.
14. Crespo E, Rodr D, Carri NF, Juan V, Quintana A. Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares. Publ Tec No 398 Sanfandila, Qro,2014. 2014;(398).
15. Serquen IAR. PUENTES, CON AASHTO-LRFD 2010. 5ta Edicio. Msc. Ing. Aturo Rodriguez S, editor. 2012.

16. Jairo Uribe Escamilla. ANALISIS DE ESTRUCTURAS. 1992a ed. Ediciones E, editor. colombia; 1992. 778 p.
17. Roberto S. Metodologia de la investigacion. Quinta Edi. McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES SADCV, editor. Mexico; 2010. Disponible en: www.freelibros.com
18. Ruales Fonseca Manuel Agustin. “DISEÑO DE LA SUPERSTRUCTURA DE SECCION COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGON ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II- PROVINCIA DE SUCUMBIOS-SECTOR EL REVENTADOR”. 2014. Facultad de Ingeniería, Ciencias Fisicas y Matematica. Universidad Central del Ecuador.
19. Acevedo Laos Victor Manuel. Diseño de un puente con estructura de acero. Lima 2015. Pontificia Universidad Catolica del Peru.
20. Parra Cepeda Teresa Griselda. “MANUAL PARA MODELAR PUENTES DE HORMIGON ARMADO Y MIXTOS (TABLERO DE HORMIGON CON VIGAS METALICAS), EMPLEANDO EL SOFTWARE SAP2000 BRIDGE”. Ríobamba-Ecuador, 2016. Universidad Nacional de Chimborazo, Facultad de Ingeniería,