

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES
METÁLICOS EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO PUENTES ANTIGUA VÍA
FÉRREA CAFÉ MADRID – SABANA DE TORRES. SECTOR TRAMO A EL
CONCHAL – SABANA DE TORRES.**

**SERGIO FERNANDO GARCIA BENITEZ
CARLOS ANDRES RODRIGUEZ SIMANCA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2013**

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES
METÁLICOS EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO PUENTES ANTIGUA VÍA
FÉRREA CAFÉ MADRID – SABANA DE TORRES. SECTOR TRAMO A EL
CONCHAL – SABANA DE TORRES.**

**SERGIO FERNANDO GARCIA BENITEZ
CARLOS ANDRES RODRIGUEZ SIMANCA**

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

DIRECTOR:

**ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil, PhD.**

CO-DIRECTOR:

**GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil,
PhD.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2013

DEDICATORIA

A Dios, primeramente por permitir que la gracia y la misericordia de él sea derramada en mí y en mi familia.

A mis padres Orlando A. Rodríguez Ramos e Inés Alicia Simanca López, por haber creído siempre en mí y ser ese apoyo incondicional que me motiva a ser y dar lo mejor cada día , por fundamentar un hogar lleno de valores y enseñarme sus fortalezas como son la capacidad, el servicio, la unión y la felicidad.

A mis hermanas Vanesa y Valentina Rodríguez Simanca, por sus buenos consejos, por ser fiel ejemplo de hermandad, bondad y amor.

A mis abuelas Elena López Solera y Elsa Faride Teherán Ramos, que con sus sabios consejos llenos de sabiduría y amor me guiaron hacia esta meta.

A mi Novia, mis tías, mis tíos, mis amigos, mis compañeros de trabajo y en general a todo los que depositaron su confianza en mí.

Mil y mil GRACIAS.

Carlos Andrés Rodríguez Simanca

Primero que todo le doy gracias a Dios por darme la fortaleza y la inteligencia para realizar todas mis metas. En segundo lugar a mis padres por ser el apoyo incondicional con el que conté en todo momento. También a mi tía Claudia, a mi tía Rosa, a Jorge, a mis abuelos Gilberto, Alfonso por apoyarme en este proyecto de vida y en genera a toda mi familia por creer en mí y apoyarme para hacer realidad mi formación como profesional. También agradecerles a todas aquellas personas que de alguna manera contribuyeron en mi formación universitaria; profesores compañeros y amigos.

Muchas gracias a todos.

Sergio Fernando García Benítez.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	16
1. OBJETIVOS	17
1.1 OBJETIVO GENERAL.	17
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	17
2. FUNDAMENTO TEORICO	18
2.1 PUENTES METÁLICOS	18
2.2 TIPOS DE PUENTES	19
2.2.1 Puentes con armaduras poligonales o parabólicas.	19
2.2.2 Puentes con armaduras rectangulares.	19
2.2.3 Puentes con armadura de tablero superior.	19
2.2.4 Puentes con armadura de tablero superior.	19
2.2.5 Puentes con armadura de tablero inferior	20
2.2.6 Puentes de armadura de "w's" .	21
2.3 DISEÑO DE PUENTES	21
2.4 NORMATIVA	22
2.4.1 Estados límite de servicio en puentes.	22
2.4.2 Estado límite de deformaciones.	22
2.4.3 Límites de deformaciones en puentes.	23
2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PUENTES METÁLICOS	24
2.5.1 Ventajas	24
2.5.2 Desventajas	25
2.6 DISEÑOS DE ESTRUCTURAS METALICAS	25

2.6.1	Diseño de miembros a tensión.	25
2.6.2	Límites de esbeltez:	25
2.6.2.1	Resistencia de diseño a tensión:	26
2.6.2.2	Área neta efectiva:	27
2.6.2.3	Miembros armados:	27
2.6.2.4	Miembros conectados con pasadores:	28
2.6.3	Diseño de miembros a compresión:	29
2.6.3.1	Provisiones generales:	29
2.6.3.2	Longitud efectiva:	29
2.6.3.3	Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos:	29
2.6.3.4	Miembros armados	30
2.6.3.5	Diseño de miembros a flexión.	32
2.6.3.6	Miembros de sección compacta en I con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor:	32
2.7	CARGAS EN CARRETERA	35
2.7.1	Cargas mínimas.	36
2.7.2	Carga c 40.	36
2.7.3	combinación de cargas.	36
3.	DESCRIPCION DE LOS PUENTES EN ESTUDIO	37
3.1	UBICACIÓN DE LA ZONA	37
3.1.1	Ruta hacia la zona desde Bucaramanga.	37
3.1.2	Descripción de la zona.	38
3.1.3	Hidrología de la zona.	39
3.1.4	Geología de la zona.	40

3.2	PUENTE NUEVA SALAMAGA	41
3.2.1	Ubicación.	41
3.2.2	Datos generales del puente	41
3.2.3	Geometria de la estructura	41
3.2.4	Conexión nodos	41
3.2.4.1	Conexión tipo I.	42
3.2.4.2	Conexión tipo II	42
3.2.4.3	Conexión tipo III.	43
3.2.4.4	Conexión tipo IV.	44
3.2.4.5	Conexión tipo V.	44
3.2.4.6	Conexión tipo VI.	45
3.2.4.7	Conexión tipo VII	45
3.2.5	Elementos	46
3.2.5.1	Cordón superior:	46
3.2.5.2	Cordón inferior.	46
3.2.5.3	Diagonal.	47
3.2.5.4	Postes	47
3.2.5.5	Viga transversal.	48
3.2.5.6	Viga longitudinal.	48
3.2.5.7	Riostra.	49
3.3	PUENTE CAÑO SECO	50
3.3.1	Ubicación.	50
3.3.2	Datos generales del puente	50
3.3.3	Geometría de la estructura	50

3.3.4	Conexión nodos	50
3.3.5	Elementos.	51
3.3.5.1	Viga principal.	52
3.3.5.2	Riostra.	52
4.	DESARROLLO DE LA INVESTIGACION	53
4.1	MODELAMIENTO EN SOFTWARE	53
4.1.1	Materiales	54
4.1.2	Áreas y secciones transversales	55
4.1.3	Raleases (Liberación de nodos).	56
4.1.4	Aplicación de cargas.	58
4.1.5	Combinaciones de carga	61
4.1.6	Secciones con área corroída.	62
4.1.7	Diagramas de resultados	63
4.1.7.1	Diagramas para el puente salamaga	63
4.1.7.2	Diagramas para el puente caño seco	64
4.2	ANALISIS DE LAS SECCIONES SEGÚN LA NORMA NSR 10	66
5.	CONCLUSIONES	77
6.	RECOMENDACIONES	79
	BIBLIOGRAFIA	80
	ANEXOS	81

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Elementos de un puente de estructura inferior	20
Figura 2. Elementos de un puente de estructura inferior	20
Figura 3. Tipología de puentes	21
Figura 4. Mapa Santander	37
Figura 5. Mapa ruta	38
Figura 6. Zona El Conchal – Vanegas.	39
Figura 7. Plano Hidrológico.	39
Figura 8. Plano geológico	40
Figura 9. Conexión Tipo I.	42
Figura 10. Conexión Tipo 2.	43
Figura 11. Conexión Tipo 3.	43
Figura 12. Conexión Tipo 4	44
Figura 13. Conexión Tipo 5	44
Figura 14. Conexión Tipo 6	45
Figura 15. Conexión Tipo 7	45
Figura 16. Elemento tipo 1	46
Figura 17. Elemento tipo 3	46
Figura 18. Elemento tipo 4	47
Figura 19. Elemento tipo 2	47
Figura 20. Elemento tipo 5	48
Figura 21. Elemento tipo 6	49
Figura 22. Elemento tipo 7	49
Figura 23. Conexión tipo 1 puente caño seco	51
Figura 24. Planta general puente caño seco	51
Figura 25. Elemento tipo 1 puente caño seco	52
Figura 26. Elemento tipo 2 puentes caño seco	52
Figura 27. Puente Salamaga	53

Figura 28.	Características del material	54
Figura 29.	Tipo de material utilizado en el modelamiento	54
Figura 30.	Frame utilizado para generar las secciones transversales.	55
Figura 31.	Secciones trasversales con sus propiedades	55
Figura 32.	Área para el tablero del puente, en milímetros	56
Figura 33.	Raleases establecidos para los nodos	57
Figura 34.	Restricciones en los apoyos	58
Figura 35.	Sección transversal ruta de carga	59
Figura 36.	Ruta de carga	60
Figura 37.	Cargado del camión C90-45.	60
Figura 38.	Caso de cargar	61
Figura 39.	Combinación de carga	61
Figura 40.	Elemento corroído	62
Figura 41.	Elemento corroído puente Salamaga	62
Figura 42.	Comparativo de la sección afectada por corrosión severa puente Salamaga.	63
Figura 43.	Diagrama de fuerza axial	63
Figura 44.	Diagrama de fuerza cortante	63
Figura 45.	Diagrama de momento flector viga transversal	64
Figura 46.	Deflexiones puente Salamaga	64
Figura 47.	Modelo puente Caño Seco	65
Figura 48.	Diagrama de momento viga principal	65
Figura 49.	Deflexiones puente Caño Seco	65

RESUMEN

TITULO: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES METÁLICOS EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO PUENTES ANTIGUA VÍA FÉRREA CAFÉ MADRID – SABANA DE TORRES, SECTOR TRAMO A EL CONCHAL – SABANA DE TORRES¹.

AUTORES: CARLOS ANDRES RODRIGUEZ SIMANCA
SERGIO FERNANDO GARCIA BENITEZ²

PALABRAS CLAVES: Puentes metálicos, Línea férrea, Bucaramanga, Sabana De Torres, modelamiento, estructuras.

DESCRIPCIÓN:

Se plantea la habilitación como vía vehicular del antiguo corredor férreo Bucaramanga - Sabana De Torres, debido a los problemas geológicos que se presenta en la vía principal actual. Se estudia un tramo de dicho corredor entre las poblaciones de El conchal y Vanegas.

Se escogen dos puentes metálicos del tramo en estudio, llamados "Puente Salamaga" que se encuentra en la ubicación en la abscisa K4+600 del tramo, con coordenadas 7°19'3.7"N, 73°16'49.4"E y cota aproximada 207.87 m.s.n.m. y el "Puente Caño Seco" que está ubicado en la abscisa K8+000 del tramo, con coordenadas 7°20'27.0"N, 73°17'27.2"E y cota aproximada 176.78 m.s.n.m.

En donde se le realiza un levantamiento geométrico detallado a cada uno de los puentes en estudio se identifican las principales patologías siguiendo los parámetros establecidos por el manual de inspección de puentes del INVIAS.

Se Modelan las cargas indicadas en el código colombiano de puentes 1995, Apoyados en el software de modelamiento de estructuras SAP2000, se evalúa la capacidad estructural, posteriormente se someten los elementos que conforman los puentes a una serie de controles de acuerdo a la norma NSR-10 título F , se realizan chequeos de estados límite de fluencia, estado límite de fractura por tracción, pandeo lateral torsional, pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos y se determinar la vulnerabilidad de los puentes en estudio.

¹ Trabajo de Grado

² Facultad Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela Ingeniería Civil, Director Ing. Álvaro Viviescas Jaimes

ABSTRACT

TITLE: EVALUATION OF THE STRUCTURAL VULNERABILITY OF EXISTING METALLIC BRIDGES. CASE OF STUDY BRIDGES OF THE FORMER RAILWAY CAFE MADRID – SABANA DE TORRES. SECTOR ROAD TO EL CONCHAL – SABANNA DE TORRES.³

AUTORES: CARLOS ANDRES RODRIGUEZ SIMANCA
SERGIO FERNANDO GARCIA BENITEZ⁴

KEY WORDS: Metallic bridges, railway line, Bucaramanga, Sabana De Torres, modeling, structures.

DESCRIPTION:

It is presented the enabling as a vehicular route of the former railway corridor Bucaramanga - Sabana, due to geological problems presented on the main actual route. A section of the corridor is studied between the towns of El Conchal and Vanegas.

Two bridges are chosen in the section in study, called "Puente Salamaga" found in the location in the abscissa K4 +600 of the section, with coordinates $7^{\circ} 19'3.7''$ N, $73^{\circ} 16'49.4''$ E and Cota approximately 207.87 m.s.n.m. and the "Caño Seco Bridge" which is located on the abscissa K8 +000 of the section, with coordinates $7^{\circ} 20'27.0''$ N, $73^{\circ} 17'27.2''$ E and Cota approximately 176.78.

To which is made a detailed geometric uplifting to each one of the bridges in the study are identified the main pathologies following the guidelines established by the manual of inspection of bridges INVIAS.

The loads are modeled as indicated in the Colombian bridge code 1995, supported on structural modeling software SAP2000, structural capacity is evaluated, subsequently the elements are subjected, they conform the bridges to a series of controls according to the normativity NSR-10 title F, checkups are performed limit states, limit state of tensile fracture, lateral torsional buckling, flexural buckling of members without slender elements and the vulnerability is determined of bridges under study.

³ Senior thesis

⁴ Faculty of Physico-mechanical Engineering, Civil Engineering School, Director Ing. Álvaro Viviescas Jaimes

INTRODUCCION

Considerando las dificultades que presenta la vía que comunica las ciudades de Bucaramanga y Barrancabermeja especialmente a la altura del sector conocido La Renta se encuentra una falla geológica llamada "LA LEONA". Y teniendo en cuenta que es de gran interés mantener una excelente comunicación vial entre estos dos núcleos urbanos tan importantes del oriente colombiano que mantienen una gran actividad comercial e industrial. Se plantea la posibilidad de una vía alterna, para con esto disminuir el nivel de vulnerabilidad de este corredor vial.

Como una de las alternativas para dar tránsito vehicular no solamente entre Bucaramanga y Barrancabermeja, sino para comunicar a Bucaramanga con todo el Magdalena Medio, se plantea la habilitación como vía vehicular del antiguo corredor férreo Bucaramanga - Sabana De Torres.

Apoyados en el software de modelamiento de estructuras SAP2000 se evalúa la capacidad estructural de los puentes objeto de dicho estudio, teniendo en cuenta las patologías presentes de manera natural por falta de mantenimiento o patología de manera estructural.

El presente documento recoge los resultados de un estudio netamente académico, en el cual por limitaciones de presupuesto y tiempo no fue posible la realización de pruebas extractiva, ensayos de vibración ambiental, levantamiento topográfico de precisión, etc. Por todo lo anterior los autores no se responsabilizan por la utilización en el campo profesional de la información aquí consignada.

Según los resultados obtenidos del modelamiento se estudia la viabilidad de un reforzamiento de estas estructuras para soportar las cargas solicitadas para su futuro uso.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL.

Evaluar el comportamiento estructural de puentes metálicos existentes, para determinar su capacidad resistente debido al impacto del tiempo y el deterioro ocasionado por la falta de mantenimiento.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el levantamiento geométrico detallado de los dos puentes seleccionados para el estudio y generar un modelo numérico.
- Identificar las principales patologías presentes en los puentes evaluados.
- Modelar las cargas indicadas en el código colombiano de puentes 1995 y determinar la vulnerabilidad de los puentes en estudio.
- Diagnosticar la viabilidad de reforzamiento de los puentes

2. FUNDAMENTO TEORICO

2.1 PUENTES METÁLICOS

Normalmente en el diseño y construcción de puentes metálicos se colocan dos cerchas que se arriostran entre si, estas las podemos encontrar en estructura superior o inferior, según el galibo o las condiciones del terreno.

Para 1570 el arquitecto-ingeniero italiano Andrea Palladio publicó un tratado en el cual mencionaba la armadura en madera como estructura utilizada en puentes. El uso de la armadura en madera se popularizó para 1820, cuando el arquitecto estadounidense Ithiel Town patentizó la armadura de celosía, y los puentes cubiertos a base de ese sistema proliferaron por toda la parte oriental de su país. Para el 1840 se comenzó a usar la armadura de hierro. Los elementos de las primeras armaduras metálicas se unían por medio de pasadores, pero pronto estos dieron paso a las conexiones a base de placas y roblones. A cada placa se fijaban todos los elementos de una junta. Hacia fines del siglo 19, el hierro fue siendo sustituido por acero.

En Estados Unidos la armadura metálica se popularizó en forma de varios sistemas patentizados a base de sus configuraciones. La mayoría de los puentes de cierta envergadura hechos entre los años 1850 y 1925 en Estados Unidos eran de armadura metálica. Esa misma situación existió en Puerto Rico entre 1872 y 1910.

La armadura funciona de forma análoga a la viga. La hilera superior de elementos, llamado cordón superior, queda en compresión, al igual que el ala superior de la viga. Los elementos que forman el cordón inferior, como el ala inferior de la viga, quedan en tensión. Los elementos verticales y diagonales que van de uno a otro cordón quedan en tensión o en compresión según la configuración y según cambia

la posición de la carga móvil. Los elementos sujetos sólo a tensión bajo cualquier patrón de carga posible son esbeltos. Los demás elementos son más masivos; pueden ser piezas que dejen el centro hueco y que a su vez estén formadas por pequeños elementos triangulares. En las armazones poligonales o parabólicas el cordón superior es de forma poligonal con su punto de mayor peralte en el centro; en las rectangulares este cordón es horizontal. El cordón inferior es generalmente horizontal.

2.2 TIPOS DE PUENTES

La armadura funciona de forma análoga a la viga. La hilera superior de elementos, llamado cordón superior, queda en compresión, al igual que el ala superior de la viga. Los elementos que forman el cordón inferior, como el ala inferior de la viga, quedan en tensión. Los elementos verticales y diagonales que van de uno a otro cordón quedan en tensión o en compresión según la configuración y según cambia la posición de la carga móvil. Los elementos sujetos sólo a tensión bajo cualquier patrón de carga posible son esbeltos. Los demás elementos son más masivos; pueden ser piezas que dejen el centro hueco y que a su vez estén formadas por pequeños elementos triangulares.

2.2.1 Puentes con armaduras poligonales o parabólicas. El cordón superior es de forma poligonal con su punto de mayor peralte en el centro. El cordón inferior es generalmente horizontal.

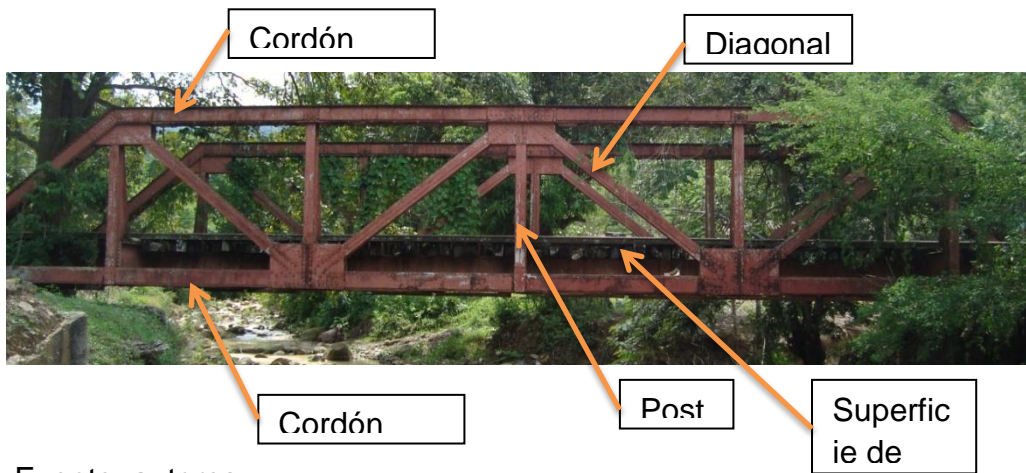
2.2.2 Puentes con armaduras rectangulares. El cordón poligonal es el cordón horizontal.

2.2.3 Puentes con armadura de tablero superior. Queda totalmente debajo del tablero, el cual se apoya sobre las placas de los cordones superiores.

2.2.4 Puentes con armadura de tablero superior. Sostiene al tablero por medio de las placas o pasadores de sus cordones inferiores.

2.2.5 Puentes con armadura de tablero inferior. Cuyas vigas armadas están unidas por encima del nivel del tablero por elementos de arriostramiento.

Figura 1. Elementos de un puente de estructura inferior



Fuente: autores

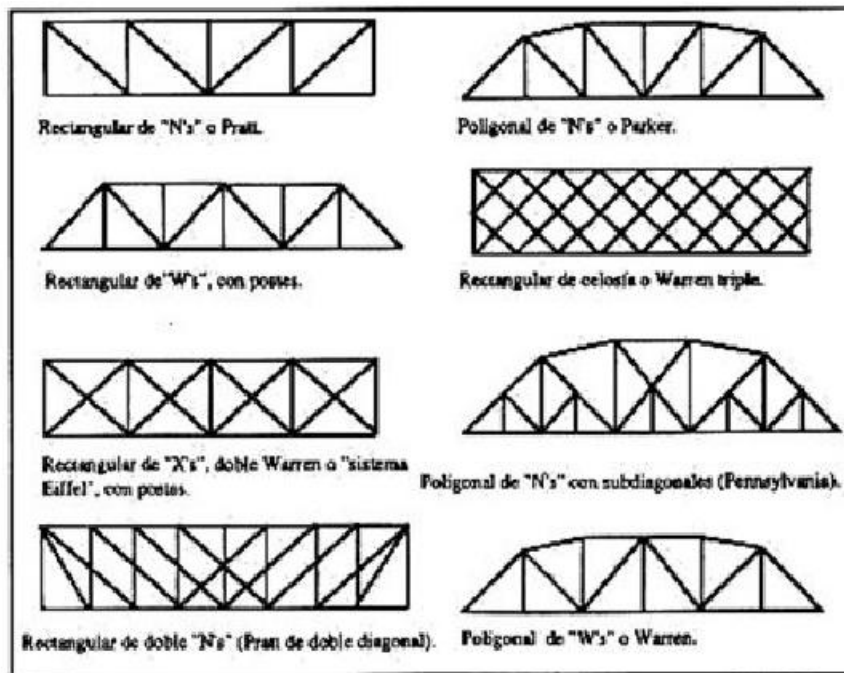
Figura 2. Elementos de un puente de estructura inferior



Fuente: autores

2.2.6 Puentes de armadura de "w's" . Fue patentizada en 1848 por dos ingenieros británicos. Esta configuración tiene sus diagonales en direcciones alternadas y generalmente combinadas con elementos verticales o postes. Una variación de ésta tiene dos sistemas de diagonales en direcciones opuestas, la armadura de "X's", también conocida como "sistema Eiffel". La armadura "de celosía" tiene tres sistemas de diagonales tipo "W" superpuestos.

Figura 3. Tipología de puentes



Fuente: Bibliografía 1

2.3 DISEÑO DE PUENTES

Todo puente debe ser diseñado para soportar con seguridad todos los vehículos que puedan pasar sobre él, durante su vida útil. Sin embargo, no es posible para el diseñador conocer con exactitud que vehículos solicitarán la estructura o cuál será la vida útil del mismo. Para garantizar la seguridad de la estructura, se deben mantener algunas medidas de control y hacerse algunas provisiones en cuanto a la resistencia para soportar cargas actuales y futuras. En Colombia existe el

Código de Puentes que en general es un recuento del código de diseño norteamericano AASTHO, el mismo que fija las cargas que actúan sobre los elementos de los puentes. Este reglamento si bien es cierto que ha sido muy bien probado en los Estados Unidos por más de 45 años, está desarrollado para características viales propias de ese medio, con geografía y volumen de tráfico diferente entre otros parámetros de comparación.

En vista de esto, es necesario tener en cuenta que al aplicar este código (AASTHO), para el diseño de puentes en nuestro medio, se deben observar las diferencias antes anotadas, y en base a un criterio realista de las características viales de nuestro país, efectuar los ajustes correspondientes a éstas normas.

2.4 NORMATIVA

2.4.1 Estados límite de servicio en puentes. En el caso de puentes o pasarelas resulta siempre necesario controlar el Estado Límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos y el Estado Límite de plastificaciones locales. En el caso de puentes, puede ser necesario considerar los efectos de los cambios de espesor de las chapas en la estimación de las acciones de peso propio y en las rigideces del modelo estructural.

2.4.2 Estado límite de deformaciones. El Estado Límite de deformaciones en una estructura metálica se satisface si los movimientos (flechas o rotaciones) en la estructura, o elementos estructurales son menores que unos valores límites máximos. La comprobación del Estado Límite de deformaciones tendrá que realizarse en todos aquellos casos en los que las deformaciones puedan afectar a la estética, funcionalidad o durabilidad de la propia estructura o de los elementos por ella soportados. Si la funcionalidad o el deterioro de la estructura, maquinaria, equipamientos o elementos no estructurales (tabiques, cerramientos, barandillas,

servicios, instalaciones, solados, por ejemplo) pueden verse afectados por las deformaciones, su control se limitará a los efectos de las cargas permanentes o variables que se apliquen después de la puesta en obra del elemento afectado. Si se considera la estética o apariencia de la estructura, se estudiará con la combinación cuasi-permanente de acciones.

Los valores máximos admisibles de las deformaciones dependen del tipo y función de la estructura, de las exigencias funcionales y de confort que deba satisfacer y de las condiciones que puedan imponer otros elementos no estructurales que se apoyen en ella, que a su vez pueden estar afectados por el tipo o procedimiento de fijación o montaje que se utilice.

2.4.3 Límites de deformaciones en puentes. El control de deformaciones (flechas y curvaturas) en puentes debe garantizar la adecuada apariencia y funcionalidad de la obra, evitando:

- Efectos dinámicos amplificados, o no deseados, debidos a impactos del tráfico circulante.
- Daños en el revestimiento de la calzada de puentes carreteros, o en el balasto y sistemas de vía de puentes ferroviarios.
- Alteraciones en el correcto funcionamiento del sistema de drenaje.
- Impresiones visuales no adecuadas de la geometría final de la estructura.
- Sensaciones que afecten al confort de los usuarios.
- Alteraciones en las condiciones finales de la rasante (planta, alzado, peraltes) respecto de las alineaciones de proyecto.
- Afecciones al funcionamiento y durabilidad de juntas, apoyos, barandillas, instalaciones, etc. Muy sensibles a quiebros o cambios bruscos de pendiente en la deformada.

El proyecto deberá definir unas contra flechas teóricas de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente, la rasante final de la estructura corresponda a la geometría prevista.

La correcta evaluación y control de las contra flechas de ejecución en puentes metálicos exige una gran precisión, ya que cualquier infra o sobrevaloración de las mismas puede acarrear desvíos superiores a las tolerancias admisibles.

2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PUENTES METÁLICOS

2.5.1 Ventajas

CONSTRUCTIVAS

Óptima para encañonados, altas pendientes, donde no permita instalar apoyos temporales. Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura. Facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.

RAPIDEZ DE MONTAJE

Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas. Resistencia a la fatiga.

AMBIENTALES

No contamina el medio ambiente No requiere la utilización de los recursos naturales

Se minimizan los residuos que afectan el entorno ecológico. El acero es 100% reciclable.

ECONÓMICAS

Disminución de cargas muertas entre 40% a 50% reduciendo los costos en cimentación. Beneficio económico para la región por el plazo reducido de la obra.

Menores costos para ampliación de capacidad.

2.5.2 Desventajas

COSTOS DE MANTENIMIENTO

La mayor parte de estructuras metálicas son susceptibles a la corrosión al estar expuestas a agua, aire, agentes externos, cambios climáticos por lo que requieren de pintado periódico.

CORROSION: La exposición al medio ambiente sufre la acción de agentes corrosivos por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes primarios anticorrosivos.

COSTO DE PROTECCION CONTRA FUEGO: Debido a este aspecto su resistencia se reduce considerablemente durante incendios.

FRACTURA FRÁGIL: puede perder ductilidad bajo ciertas condiciones provocando la falla frágil en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas producen fatiga y las bajas temperaturas contribuyen a agravar la situación.

SUSCEPTIBILIDAD AL PANDEO

Por ser elementos esbeltos y delgados.

2.6 DISEÑOS DE ESTRUCTURAS METALICAS

2.6.1 Diseño de miembros a tensión. Este numeral se aplica a miembros solicitados por tensión axial causada por fuerzas estáticas que actúan a lo largo del eje centroidal.

2.6.2 Límites de esbeltez: No se establece un límite máximo para la relación de esbeltez de miembros a tensión.

Para miembros cuyo diseño se basa en solicitaciones a tensión, la relación de esbeltez preferiblemente no debe exceder de 300. Esta recomendación no se aplica a varillas o pendolones a tensión.

2.6.2.1 Resistencia de diseño a tensión: La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión, $\phi_t P_n$, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta.

(a) Para fluencia por tensión sobre el área bruta:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t = 0.90$$

(b) Para rotura por tensión sobre el área neta:

$$P_u = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0.75$$

Dónde:

A_e = área neta efectiva, mm²

A_g = área bruta del miembro, mm²

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado, MPa

F_u = resistencia a tensión mínima especificada para el tipo de acero usado, MPa

Para miembros sin perforaciones conectados completamente por soldaduras, el área neta efectiva para la fórmula del literal (b), se tomará según el capítulo "área neta efectiva". Al aplicar la misma fórmula para miembros que incluyen perforaciones y se conectan en sus extremos mediante soldaduras, y en conexiones con soldaduras de tapón o de ranura, se tomará el área neta efectiva a través de las perforaciones.

2.6.2.2 Área neta efectiva: El área bruta, A_g , y el área neta, A_n , de un miembro a tensión se determinarán según se especifica la NSR-10

El área neta efectiva de un miembro a tensión se calcula como sigue:

$$A_e = A_n U$$

Donde el factor de reducción por rezago de cortante, U , se calcula como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la nsr10

Para secciones abiertas tales como W, M, S, C, HP, WT, ST o similares y ángulos sencillos o dobles, no se requiere tomar un valor de U , el factor por rezago de cortante, menor que la relación entre el área bruta de los elementos conectados y el área bruta de la sección. Esta provisión no se aplica a secciones cerradas, tales como perfiles tubulares estructurales (PTE) ni a platinas.

Para platinas de empalme con perforaciones, el valor de A_n está limitado a un máximo de $0.85A_g$.

2.6.2.3 Miembros armados: Cuando se usan una platina y un perfil, o dos platinas, en contacto continuo, el espaciamiento longitudinal de los conectores entre los dos elementos debe cumplir con las limitaciones dadas en el capítulo de “máximos valores del espaciamiento y la distancia al borde”.

Se pueden utilizar tanto cubre placas perforadas como presillas sin diagonales en las caras abiertas de miembros armados solicitados por tensión. Las presillas deben tener una longitud no inferior a $2/3$ de la distancia entre las líneas de soldaduras o de pernos que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de dichas presillas no será inferior a $1/50$ de la distancia entre dichas líneas. El espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes o pernos en las presillas no debe exceder de 150 mm

Preferiblemente, el espaciamiento longitudinal de los conectores debe ser tal que la relación de esbeltez de cualquier componente entre uno y otro conector no sea superior a 300.

2.6.2.4 Miembros conectados con pasadores: RESISTENCIA A TENSIÓN:

La resistencia de diseño a tensión, $\phi_t P_n$, para los miembros conectados con pasadores, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de rotura por tensión, rotura por cortante, aplastamiento y fluencia.

(a) Para rotura por tensión sobre el área neta efectiva:

$$P_n = 2tbeFu$$

$$\phi_t = 0.75$$

(b) Para rotura por cortante sobre el área efectiva:

$$P_n = 0.60FuAsf$$

$$\phi_{sf} = 0.75$$

Dónde:

$Asf = 2t(a + d/2)$, área sobre la trayectoria de la falla a cortante, mm²

a = distancia más corta entre el borde del agujero del pasador y el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm

$be = 2t + 16$, mm, pero no mayor que la distancia real entre el borde del agujero y el borde de la pieza, medida en dirección normal a la fuerza aplicada

d = diámetro del pasador, mm

t = espesor de la platina, mm

(c) Para aplastamiento sobre el área proyectada del pasador, véase el capítulo “resistencia al aplastamiento”.

2.6.3 Diseño de miembros a compresión: Este numeral se aplica a miembros solicitados por compresión axial a través del eje centroidal.

2.6.3.1 Provisiones generales: La resistencia de diseño a compresión se tomará igual a $\phi_c P_n$, donde:

$$\phi_c = 0.90$$

Y P_n , la resistencia nominal a compresión, será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión.

2.6.3.2 Longitud efectiva: El factor de longitud efectiva, K , para el cálculo de la esbeltez de la columna, KL/r , se determinará con base en el numeral F.2.3, o en el numeral F.2.21, con:

L = longitud no arriostrada del miembro en el plano en que se considera el pandeo, mm

r = radio de giro asociado al modo de pandeo considerado, mm

Preferiblemente, la relación de esbeltez, KL/r , para miembros diseñados por compresión no debe exceder de 200.

2.6.3.3 pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos: según las definiciones dadas en la clasificación de las secciones para pandeo local, para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos.

La resistencia nominal a compresión, P_n , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} , se calcula como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } F_e \geq 0.44F_y$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y F_e}{F_y}$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } F_e < 0.44F_y$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Dónde:

F_e = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado según la fórmula siguiente o mediante un análisis de pandeo elástico, según sea aplicable, MPa.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Las dos fórmulas para el cálculo de los límites de aplicabilidad de los casos (a) y (b) anteriores, una basada en $\frac{KL}{r}$ y la otra basada en F_e , producen el mismo resultado.

2.6.3.4 Miembros armados. Resistencia de diseño a compresión — Esta sección se aplica a miembros ensamblados compuestos por dos o más perfiles que pueden (a) estar conectados entre sí con pernos o soldaduras, o (b) conformar una sección con por lo menos un lado abierto, sobre el cual los perfiles se interconectan por cubre placas perforadas y presillas, Las conexiones de extremo deberán ser soldadas o conectadas por medio de pernos pretensionados con superficies de contacto Clase A o Clase B.

En los extremos de un miembro ensamblado a compresión es aceptable usar conexiones pernadas, con los pernos diseñados a aplastamiento para la carga

total a compresión; sin embargo, los pernos deben ser pretensionados aun cuando las condiciones de servicio no requieran una conexión de deslizamiento crítico.

La resistencia nominal a compresión de miembros armados compuestos por dos o más perfiles conectados entre sí mediante pernos o soldaduras, se calculará de acuerdo con el capítulo de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, aplicando la siguiente modificación. Si el modo de pandeo genera en los perfiles individuales deformaciones que producen fuerzas cortantes en los elementos que los conectan, KL/r se reemplazará por KL/r_m determinada como sigue, cuando no se efectúe un análisis más exacto:

(a) Para conectores intermedios con pernos en condición de apriete ajustado:

$$\frac{KL}{r_m} = \sqrt{\frac{KL}{r_0}^2 + \frac{a}{r_1}^2}$$

(b) Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados, sin incluir ángulos dobles distanciados:

$$\frac{KL}{r_m} = \sqrt{\frac{KL}{r_0}^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \frac{a}{r_{ib}}^2}$$

(c) Para ángulos dobles distanciados con conectores soldados:

$$\frac{KL}{r_m} = \sqrt{\frac{KL}{r_0}^2 + \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} 0.82 \frac{a}{r_{ib}}^2 + 1.65 \frac{A_i a L_b}{I_b} + 51.32 \frac{a n A_i}{L_b A_b}}$$

Dónde:

KL/r_m = esbeltez modificada para el miembro armado

KL/r_0 = esbeltez del miembro armado, tratado como una unidad en la dirección de pandeo considerada

a = distancia entre conectores, mm

r_i = radio mínimo de giro de un componente individual, mm

r_{ib} = radio de giro de un componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, mm

α = relación de separación = $h / 2r_{ib}$

h = distancia entre los centroides de los componentes individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, mm

A_i = área de un ángulo, mm²

L_b = longitud del conector medida entre los centroides de los ángulos, mm

I_b = inercia del conector asociada a la flexión en el plano de los dos ángulos conectados, mm⁴

n = factor de forma para deformaciones por cortante

= 3.33 para conectores en perfil angular

= 1.2 para conectores de sección rectangular

= 1.11 para conectores circulares

A_b = área del conector, mm²

2.6.3.5 Diseño de miembros a flexión. Este numeral se aplica a miembros solicitados por flexión simple con respecto a uno de sus ejes principales. Esta condición se da cuando las cargas actúan en un plano que es paralelo a uno de los ejes principales y dicho plano pasa por el centro de corte de la sección o, alternativamente, cuando el miembro está restringido contra la torsión en los puntos de aplicación de las cargas y en los apoyos.

2.6.3.6 Miembros de sección compacta en I con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor: Este numeral se aplica a miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas.

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se tomará como el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

- **Plastificación de la sección (momento plástico)**

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Dónde:

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado, MPa

Z_x = modulo plástico de la sección alrededor del eje x, mm³

- **Pandeo lateral-torsional**

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b M_p - M_p - 0.70 F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \leq M_p \quad (\text{F.2.6.2-2})$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{F.2.6.2-3})$$

Dónde:

L_b = longitud comprendida entre dos puntos que están arriostrados ya sea contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión o contra la torsión de la sección transversal,

mm

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L_b r_{ts}} \sqrt{1 + 0.078 + \frac{J_c}{S_x h_o} \frac{L_b}{r_{ts}}^2}$$

Dónde:

E = modulo de elasticidad del acero =200.000 MPa

J = constante torsional, mm⁴

S_x = módulo elástico de sección alrededor del eje x, mm³

h_o = distancia entre centroides de aletas, mm

El término radical de la fórmula anterior puede tomarse conservadoramente igual a 1.0.

Los límites de longitud L_p y L_r se calculan como sigue:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y} \left[\frac{J_c}{S_x h_o} + \frac{J_c}{S_x h_o}^2 + 6.76 \frac{0.7 F_y}{E} \right]}$$

Dónde:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y C_w}{S_x}$$

y el factor c se determina como sigue: (a) Para perfiles en I de doble simetría: c =1

(b) Para canales:

$$c = \frac{h_o}{2} \frac{I_y}{C_w}$$

Para secciones en I de simetría doble, con aletas rectangulares, $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ y así la fórmula F.2.6.2-7 se convierte en:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

r_{ts} puede aproximarse de manera conservadora al radio de giro de la sección conformada por la aleta a compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{12 \sqrt{1 + \frac{ht_w}{6b_f t_f}}}$$

2.7 CARGAS EN CARRETERA

Camión estándar y línea de carga:

La carga viva para puentes de carreteras está conformada por camiones estándar o líneas de cargas que son equivalentes a trenes de camiones.

Cada línea de carga consiste en una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada colocadas de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos. Se supone que tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3.05 m sobre una línea perpendicular al carril. Para el cálculo de momentos y cortantes deben usarse cuando se calculen esfuerzos de flexión y la más pesada cuando los esfuerzos a calcular son de cortantes.

Clases de cargas.

Hay dos clases de cargas de carretera: C 40-95 y C 32-95. La carga C32-95 es el 80 por ciento de la carga C40-95. Si eventualmente se desea carga de diseño más grande o más pequeña. Esta debe obtenerse proporcionalmente a la carga deseada tanto para el camión estándar como para la línea de carga correspondiente.

2.7.1 Cargas mínimas. Los puentes ubicados en las vías que forman parte de la red Nacional de carreteras, definidas en la ley No. 105 del 30 de diciembre de 1993, o en la reemplaza, deben diseñarse para la carga C 40-95.

2.7.2 Carga c 40. Consiste en un camión de tres ejes o en la línea de carga correspondiente como se ilustra en las figuras. La carga se designa con la letra C seguida por un número que indica el peso total del vehículo en toneladas. La distancia variable entre los ejes posteriores tiene por objeto parecerse más a los camiones que se usan ahora.

Formula de impacto.

El incremento permitido por efecto del impacto se expresa como un porcentaje del esfuerzo de la carga viva y debe determinarse de acuerdo con:

$$I = \frac{16}{L + 40}$$

Dónde:

I= porcentaje de impacto (máximo 30%)

L= longitud en metros, de la parte de la luz que está cargada para producir los esfuerzos máximos en el elemento estructural.

2.7.3 combinación de cargas. Cada parte de una estructura y la fundación sobre la que esta se cimenta se debe analizar para todas las combinaciones de carga que sean aplicables al sitio en particular, en este caso se aplica:

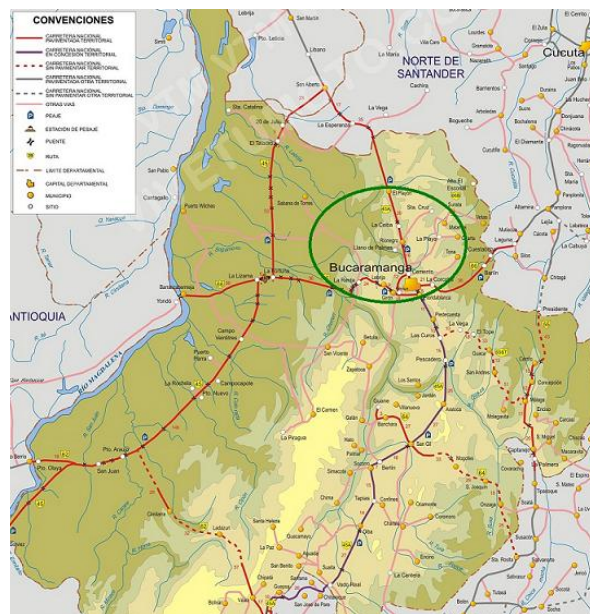
$$\text{GRUPO 1} = 1,3[1,3 * \text{WD} + 1,67 * \text{WL} + \text{Impacto}]$$

3. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

3.1 UBICACIÓN DE LA ZONA

La zona se encuentra en jurisdicción de los municipios de Rionegro y Lebrija en la provincia de Soto en el nororiente del departamento de Santander.

Figura 4. Mapa Santander

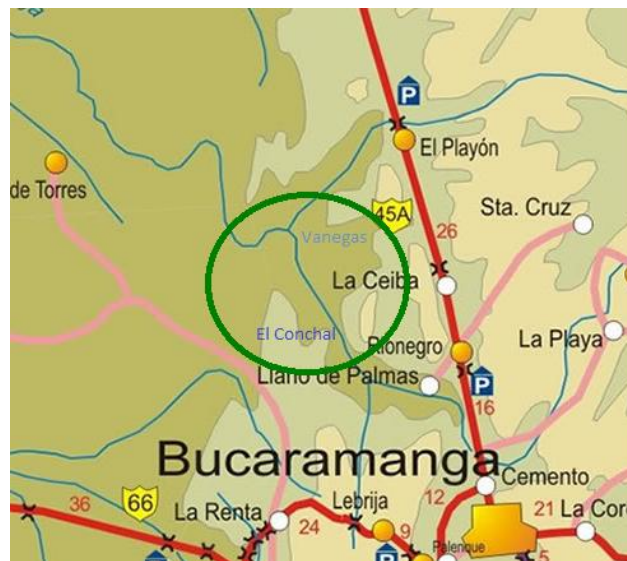


Fuente: [www. Invias.gov.co](http://www.Invias.gov.co)

3.1.1 Ruta hacia la zona desde Bucaramanga. Se toma la ruta 45A saliendo por el norte de Bucaramanga hacia el municipio de Rionegro a 16 km se desvía hacia el occidente por el Balneario Brisas para posteriormente llegar a la antigua estación de Bocas a 1.5 km, bordeando el río Lebrija se toma la antigua vía férrea

hacia el noroccidente llegando a la estación de Las Palmas, luego se toma la ruta hacia el norte hacia la estación de El Conchal.

Figura 5. Mapa ruta



Fuente: www.invias.gov.co

3.1.2 Descripción de la zona. Se estudian 10 km de recorrido de la antigua vía Férrea, tramo comprendido entre la población de El Conchal y Vanegas con una altura sobre el nivel del mar entre 160 y 230 metros y clima cálido. Se encuentran 4 puentes principales y una serie de estructuras tales como pontones y box culvert. Referenciados en el anexo 1 (inventario del tramo), los cuales se escogen en común acuerdo con el director y co-director 2 de los puentes para hacer el estudio detallado de estos, seleccionando el Puente Salamaga y el Puente Caño Seco.

Figura 6. Zona El Conchal – Vanegas.



Fuente: Google Earth.

3.1.3 Hidrología de la zona. Río Lebrija, que va de oriente occidente a lo largo del departamento. Lo conforman los Ríos de Oro, Rionegro, Suratá, Cáchira, Paturia y otros y va a lo largo bordeando la Vía Férrea.

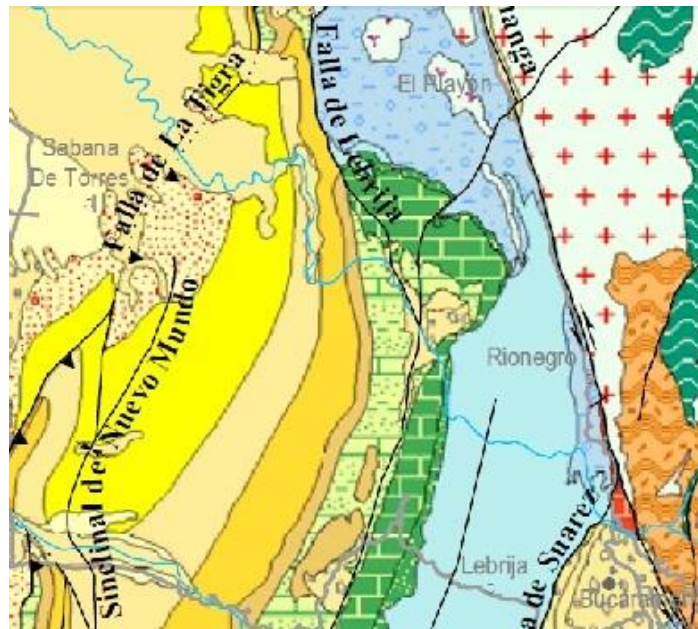
Figura 7. Plano Hidrológico.



Fuente: <http://institucional.ideam.gov.co>

3.1.4 Geología de la zona. La formación geológica de la Zona en estudio se divide en 2 sectores el tramo el conchal hasta el puente Luis L Guerrero en una longitud de aproximadamente 2 km encontramos un material con clasificación (b2b6-sm) conformado por minerales tales como shales con yeso, cherts, calizas y arenitas de la era mesozoica, periodo cretáceo de la edad valangiano de formación aproximada de 123 a 131 millones de años, por otra parte el tramo comprendido del puente Luis L Guerrero hasta la población de Vanegas se encuentra un material con clasificación (Qal) conformado por depósitos y llanuras aluviales que son formación de era cenozoica, periodo cuaternario de la edad holoceno de formación aproximada de 1 a 1.5 millones de años, que se dan por estar en rivera de río. A lo largo de la vía en gran parte del tramo en estudio la vía se ve afectada por la falla geológica llamada falla Lebrija que va desde el municipio del playón y hasta el municipio de Girón del departamento de Santander.

Figura 8. Plano geológico



Fuente: Ingeominas

3.2 PUENTE NUEVA SALAMAGA

3.2.1 Ubicación. Se encuentra ubicado en el tramo de la línea férrea que comunica las estaciones de las poblaciones del Conchal y Vanegas en el K4+600 la ubicación geográfica es 7°19'3.7"N, 73°16'49.4"O y cota aproximada 207.87 m.s.n.m

3.2.2 Datos generales del puente

Nombre del puente: Puente Salamaga

Material de la estructura: acero A36

Tipología: Estructura de tablero inferior.

Nombre de quebrada o río: Quebrada Salamaga

Fecha aprox. de construcción: año 1930

3.2.3 Geometría de la estructura

Luz principal: 24.994 metros

Ancho total: 4.921 metros

Ancho libre: 3.315 metros

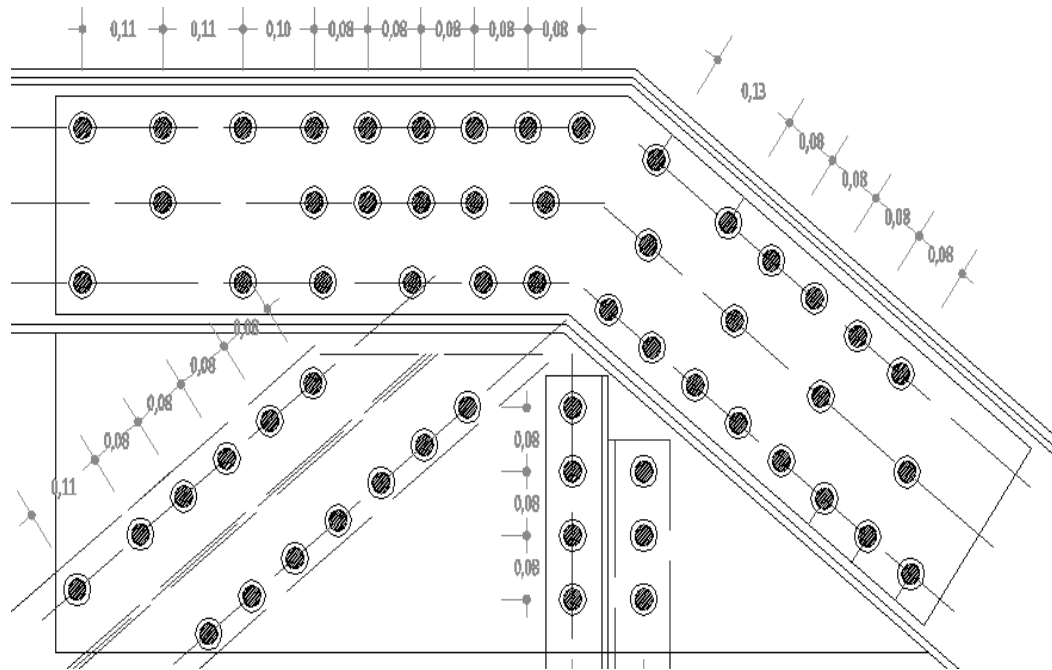
Altura de la estructura: 3.048 metros

3.2.4 Conexión nodos

Descripción general: los nodos se encuentran conectados con remaches apoyados en platinas de acero o placas de apoyo recubiertos con anticorrosivo sin ningún tipo de mantenimiento a lo largo del tiempo de servicio.

3.2.4.1 Conexión tipo I. Esta une el cordón superior, un poste y elemento diagonal. Está conformada por una placa de acero con espesor de 3/8" y 59 remaches de 1" aproximadamente.

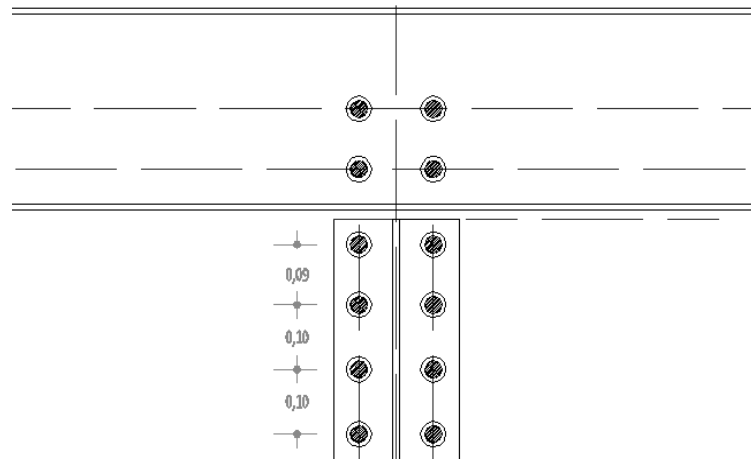
Figura 9. Conexión Tipo I.



Fuente: Autores

3.2.4.2 Conexión tipo II. Esta une el cordón superior y un poste I. Esta conformada por una placa de acero con espesor de 3/8" y 12 remaches de 1" aproximadamente.

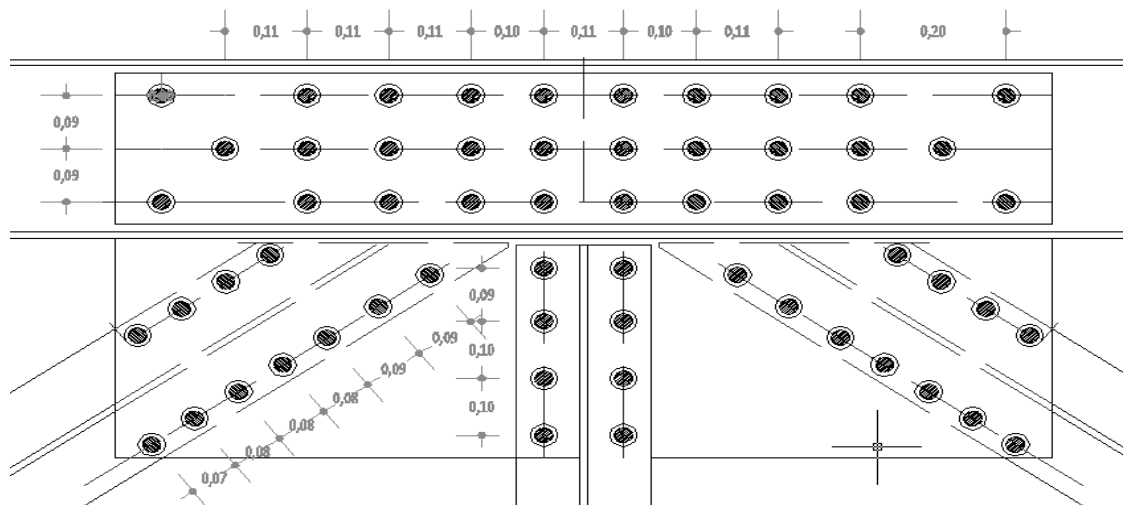
Figura 10. Conexión Tipo 2.



Fuente: Autores

3.2.4.3 Conexión tipo III. Esta une el cordón superior, un poste y 2 elementos diagonales. Está conformada por una placa de acero con espesor de 3/8" y 60 remaches de 1" aproximadamente.

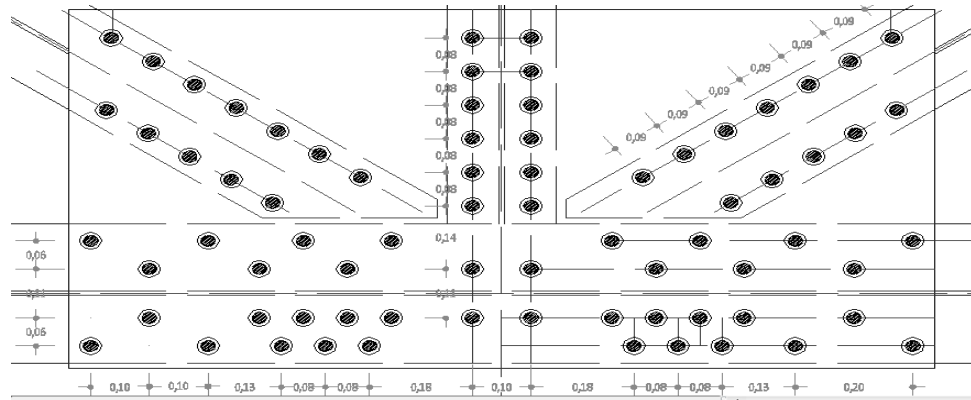
Figura 11. Conexión Tipo 3.



Fuente: Autores

3.2.4.6 Conexión tipo VI. Esta une la el cordón inferior, un poste y dos elementos diagonales. Está conformada por una placa de acero con espesor de 3/8" y 74 remaches de 1" aproximadamente.

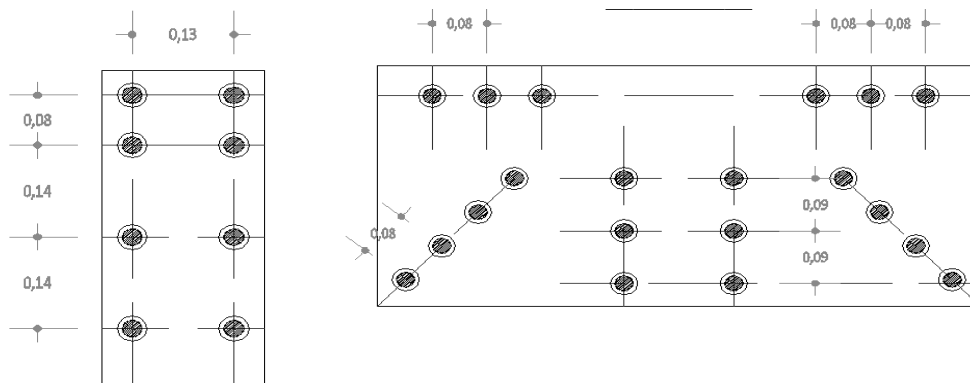
Figura 14. Conexión Tipo 6



Fuente: Autores

3.2.4.7 Conexión tipo VII. Esta une la el cordón inferior, un poste. Está conformada por dos placas de acero con espesor de 3/8" y 28 remaches de 1" aproximadamente.

Figura 15. Conexión Tipo 7

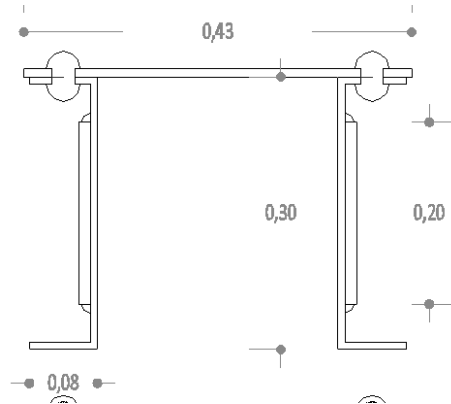


Fuente: Autores

3.2.5 Elementos

3.2.5.1 Cordón superior: Está conformado por una celosía compuesta por platinas unidas por soldaduras como lo muestra el grafico

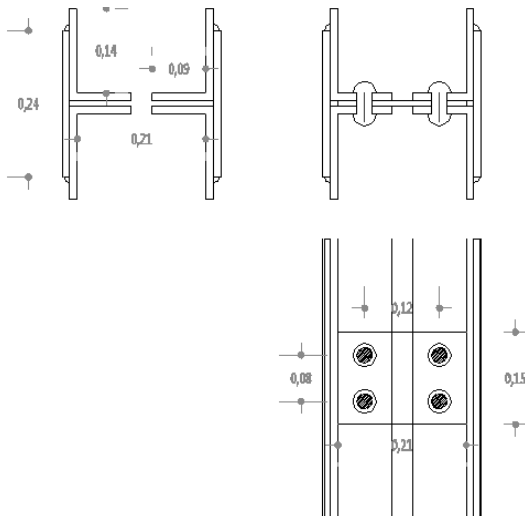
Figura 16. Elemento tipo 1



Fuente: Autores

3.2.5.2 Cordón inferior. Está conformado por una sección compuesta por cuatro ángulos y dos platinas unidas por soldaduras como lo muestra el grafico.

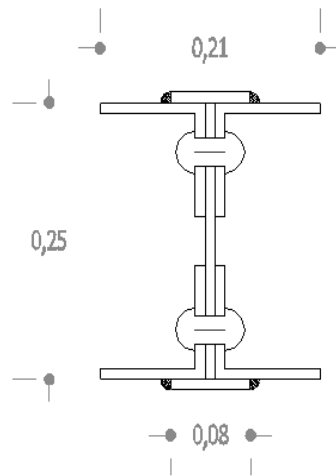
Figura 17. Elemento tipo 3



Fuente: Autores

3.2.5.3 Diagonal. Está conformado por una sección compuesta por cuatro ángulos y tres platinas unidas por soldaduras y remaches como lo muestra el grafico.

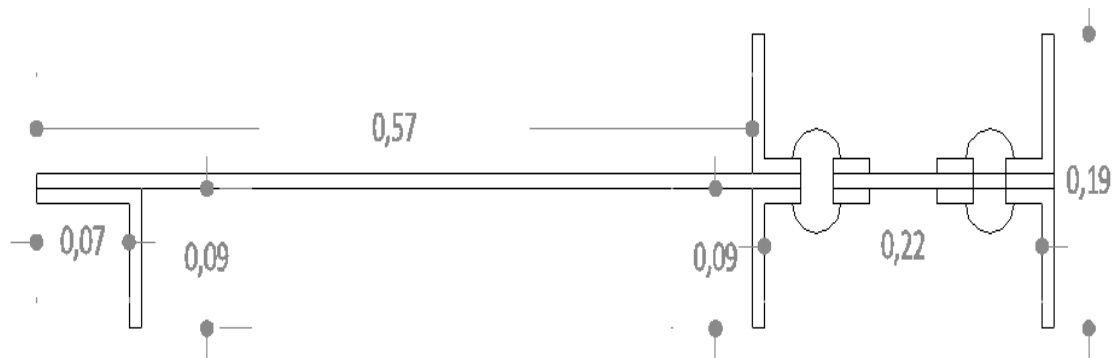
Figura 18. Elemento tipo 4



Fuente: Autores

3.2.5.4 Postes. Está conformado por una sección compuesta por cinco ángulos y una platina unidas por soldaduras y remaches como lo muestra el grafico.

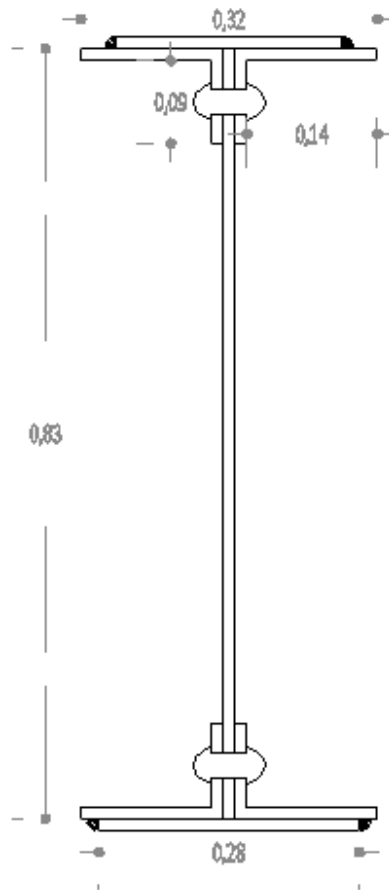
Figura 19. Elemento tipo 2



Fuente: Autores

3.2.5.5 Viga transversal. Está conformado por una sección compuesta por cuatro ángulos y tres platinas unidas por soldaduras y remaches como lo muestra el grafico.

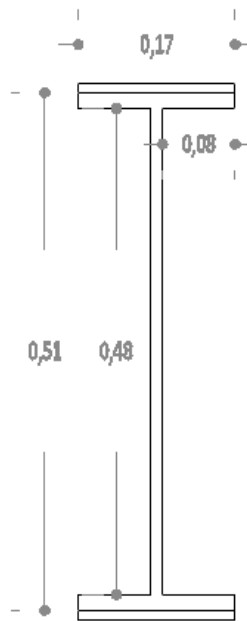
Figura 20. Elemento tipo 5



Fuente: Autores

3.2.5.6 Viga longitudinal. Está conformado por una sección compuesta por una viga laminada tipo I y dos platinas unidas por soldaduras como lo muestra el grafico.

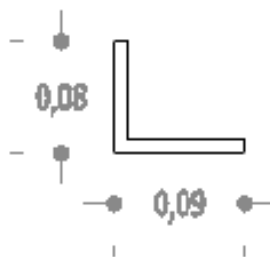
Figura 21. Elemento tipo 6



Fuente: Autores

3.2.5.7 Riostra. Está conformado por una sección laminada tipo ángulo como lo muestra el grafico.

Figura 22. Elemento tipo 7



Fuente: Autores

3.3 PUENTE CAÑO SECO

3.3.1 Ubicación. Se encuentra ubicado en el tramo de la línea férrea que comunica las estaciones de las poblaciones del Conchal y Vanegas en el K8+000 la ubicación geográfica es 7°20'27.0"N, 73°17'27.2"O y cota aproximada 176.78 m.s.n.m.

3.3.2 Datos generales del puente

Nombre del puente: Puente Caño Seco

Material de la estructura: Acero A36

Tipología: Estructura de tablero superior

Nombre de quebrada o río: Deprimido

Fecha aprox de construcción: año 1930

3.3.3 Geometría de la estructura

Luz principal: 10.338 metros

Ancho total: 3.270 metros

Ancho libre: 3.270 metros

Altura de la estructura: 1.251 metros

3.3.4 Conexión nodos

La unión en los nodos la conforman platinas cuadradas de 9" x 9" de 3/8" de espesor y 5 remaches de 1" uniendo los elementos de riostras con las vigas principales

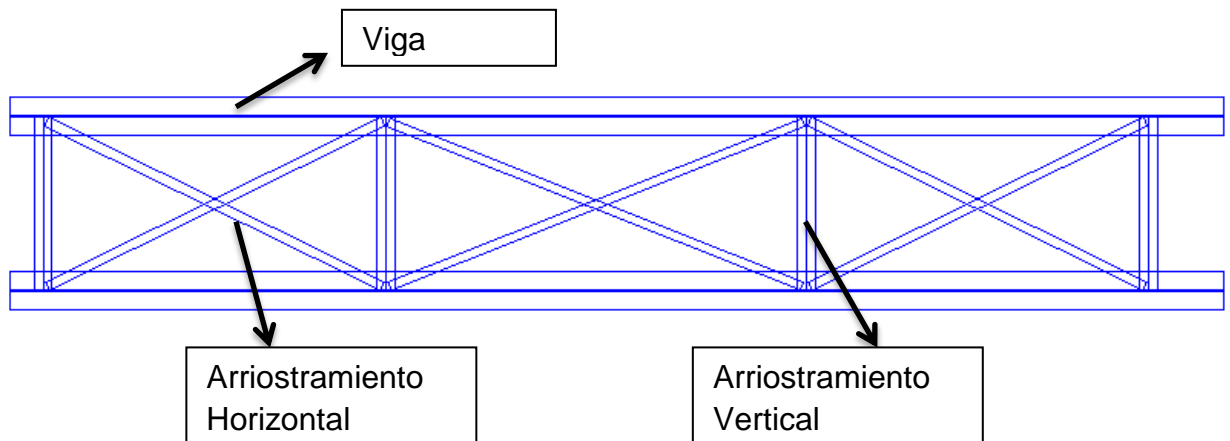
Figura 23. Conexión tipo 1 puente caño seco



Fuente: Autores

3.3.5 Elementos. Esta estructura la conforma dos vigas longitudinales compuestas, unidas entre si por 7 riostras, 3 ubicadas horizontalmente en la parte superior de las vigas y las otras 4 ubicadas verticalmente a lo largo del puente como se muestra en el gráfico.

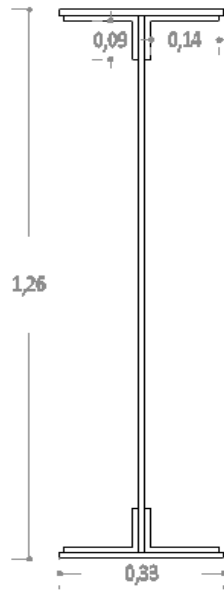
Figura 24. Planta general puente caño seco



Fuente: Autores

3.3.5.1 Viga principal. Está conformado por una sección compuesta por cuatro ángulos y tres platinas unidas por soldaduras y remaches como lo muestra el grafico.

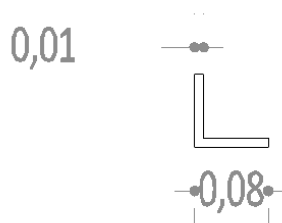
Figura 25. Elemento tipo 1 puente caño seco



Fuente: Autores

3.3.5.2 Riostra. Está conformado por una sección laminada tipo ángulo como lo muestra el grafico.

Figura 26. Elemento tipo 2 puentes caño seco



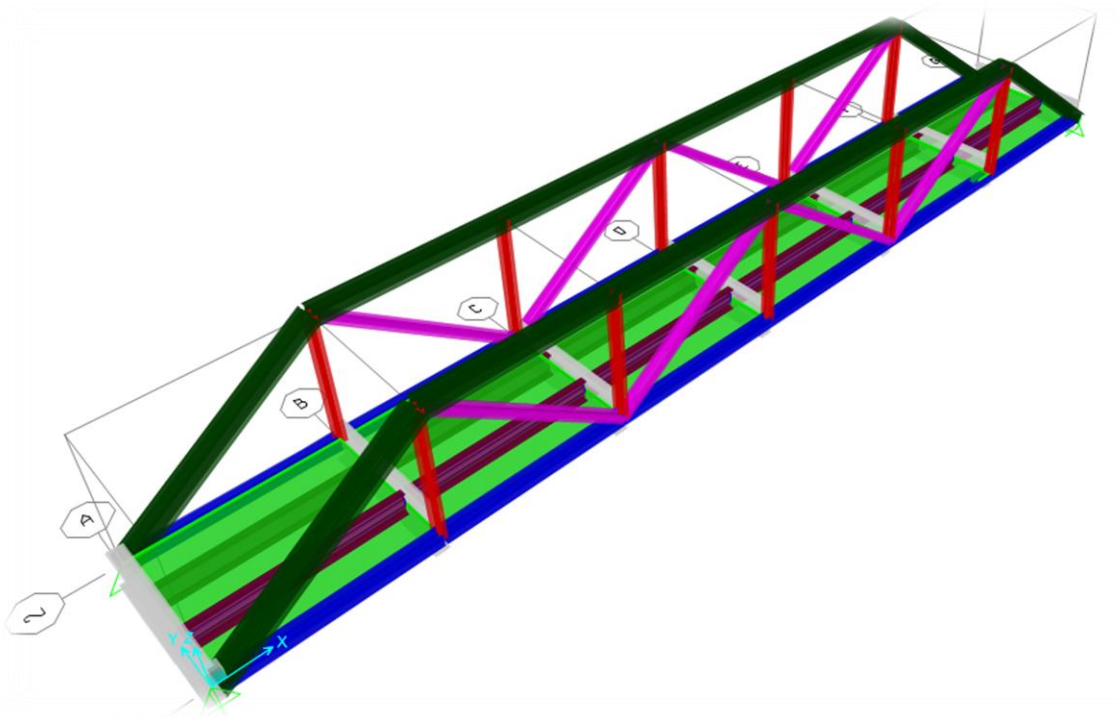
Fuente: Autores

4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACION

4.1 MODELAMIENTO EN SOFTWARE

El modelamiento numerico se realizo con un metodo de analisis estatico lineal en un rango elastico, utilizando un software de elementos finitos para calcular.

Figura 27. Puente Salamaga



Fuente: Autores

estructura, a continuacion veremos los pasos mas importantes utilizados:

4.1.1 Materiales. Se definen los materiales con los que se trabajara en el puente. Para este caso se utiliza acero A-36, y se escoge el predeterminado por sap2000 llamado: ASTM A36

Figura 28. Características del material

Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	199,948
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	76,9031

Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	0.2482
Minimum Tensile Stress, Fu	0.3999
Effective Yield Stress, Fye	0.3723
Effective Tensile Stress, Fue	0.4399

General Data	
Material Name and Display Color	ACERO A36
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.697E-08
Mass per Unit Volume	7.849E-12

Units	
Units	KN, mm, C

Fuente: Autores

Figura 29. Tipo de material utilizado en el modelamiento

Material Notes

ASTM A36 added 09/01/2013 12:14:17 p.m.

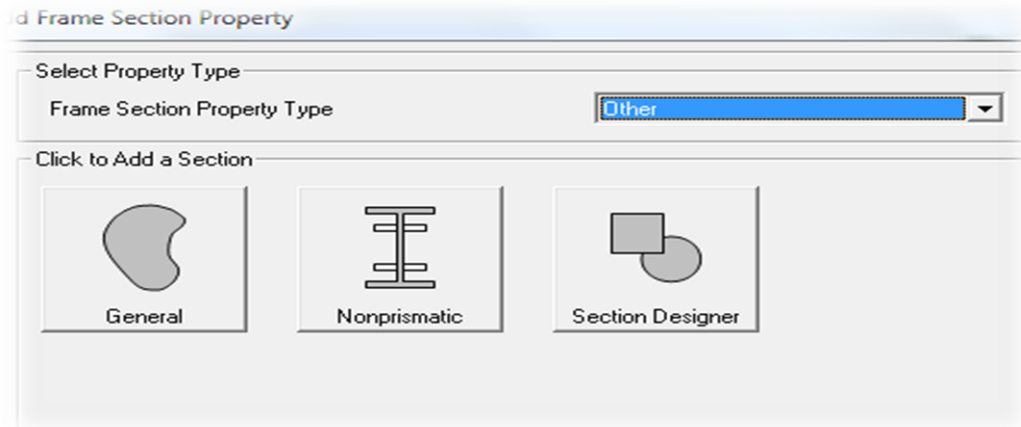
Note: Notes are limited to 255 characters maximum.

OK Cancel

Fuente: Autores

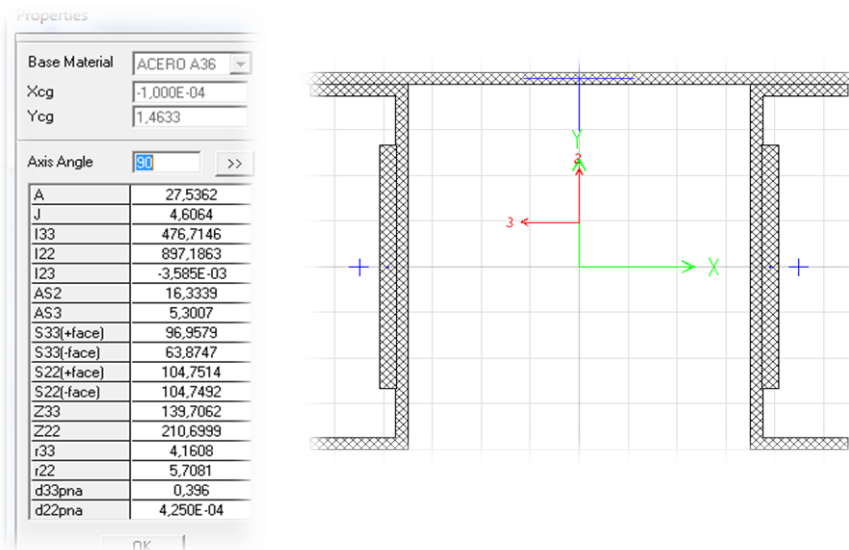
4.1.2 Áreas y secciones transversales. Definir secciones transversales de los elementos, para los que se utiliza “otro tipo de seccion” con el fin de incorporar la seccion levantada en campo.

Figura 30. Frame utilizado para generar las secciones transversales.



Fuente: Autores

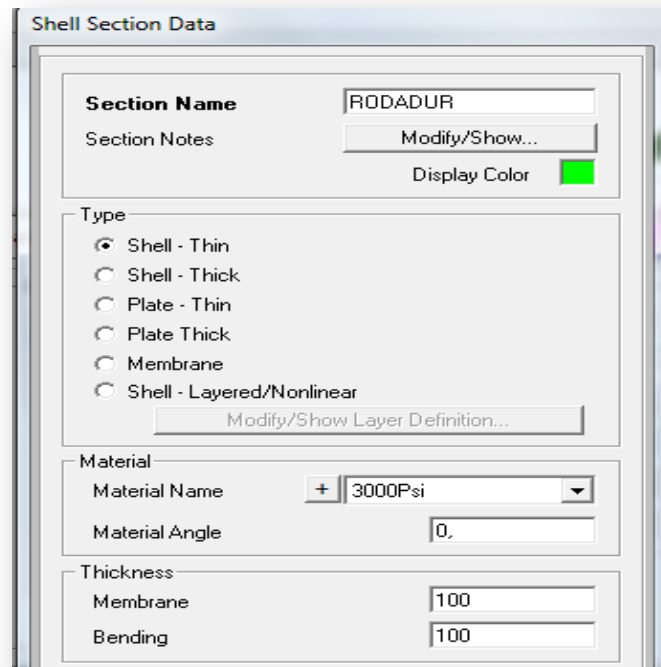
Figura 31. Secciones trasversales con sus propiedades



Fuente: Autores

También se define una sección de área para el tablero, que para el caso de los puentes modelados estamos considerando un espesor de 10 cm. De concreto reforzado de 3000 [psi].

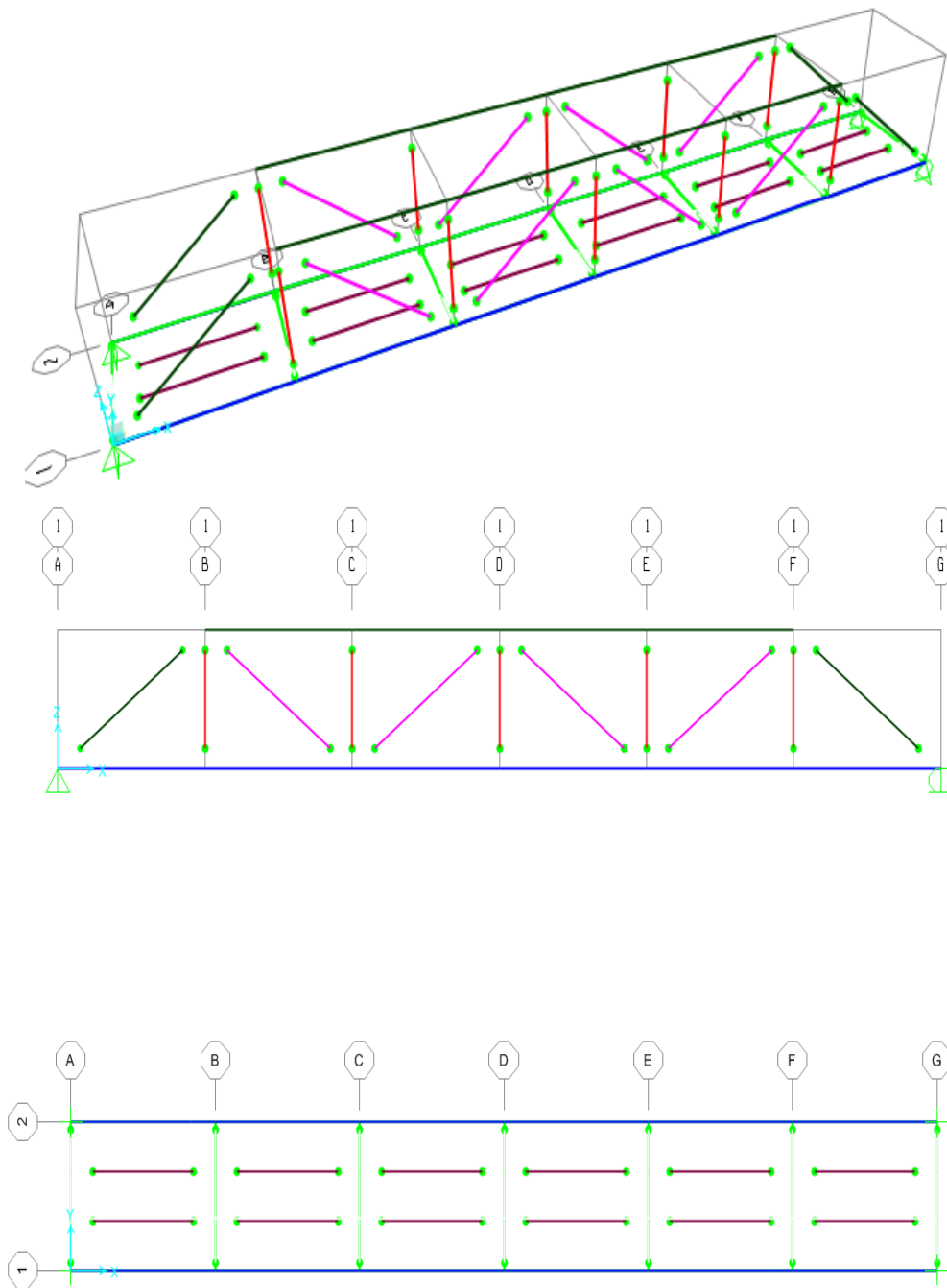
Figura 32. Área para el tablero del puente, en milímetros



Fuente: Autores

4.1.3 Releases (Liberación de nodos). Utilizamos la herramienta releases/partial fixity para liberar los nodos y hacer mucho más real la continuidad de la estructura. Con esta herramienta estamos teniendo en cuenta los elementos que continúan en el nodo y los que se interrumpen.

Figura 33. Releases establecidos para los nodos

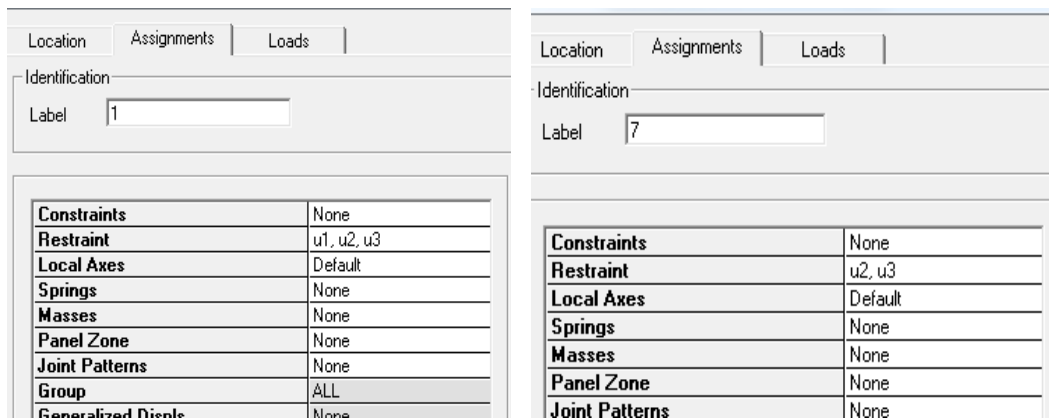


Fuente: Autores

APOYOS

Para los apoyos se estableció que en uno de los extremos se tenga restricciones en los desplazamientos X, Y, Z. Y en el otro extremo tenemos apoyos con restricción en Y, Z. De tal manera que la estructura tenga libertad de desplazamiento en la dirección X, en un extremo, con el fin de eliminar esfuerzos residuales.

Figura 34. Restricciones en los apoyos

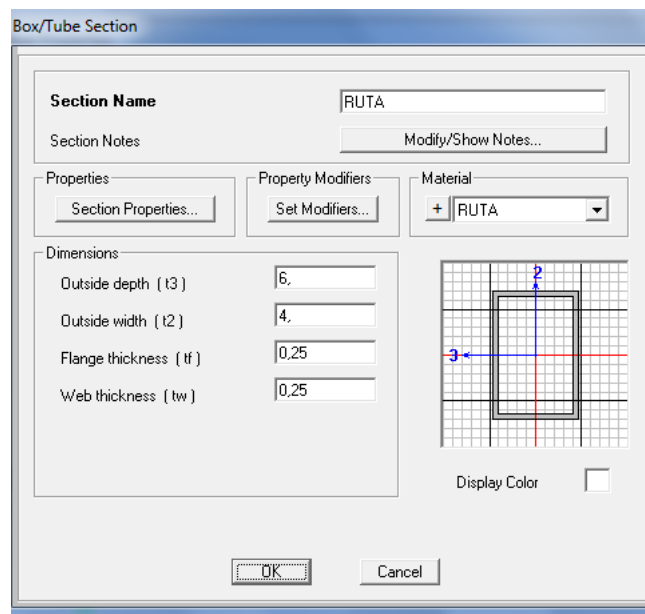


Fuente: Autores

4.1.4 Aplicación de cargas. Se utiliza una carga móvil, para este caso el camión C40-95, el cual consta de 3 ejes dos de ellos (trasero) de 15,00 [ton] y uno delantero de 10,00 [ton] con una separación entre el eje primer y segundo eje de 4,00 [m] y entre el segundo y tercero una separación variable desde 4 a 9 metros según el código de puentes en el capítulo A.3.4.2.1. Camión estándar y línea de carga.

- Generar una línea de carga: para generar una ruta de carga se crea una sección o “frame”, en lo posible que sea de simetría doble, se define que el peso por unidad de área sea cero logrando así que no afecte en normal comportamiento del modelo y se ubica de manera tal que se estimen los caso más reales de carga, para esto se moverá la línea de carga de forma transversal en el tablero hasta lograr el estado más crítico de carga.

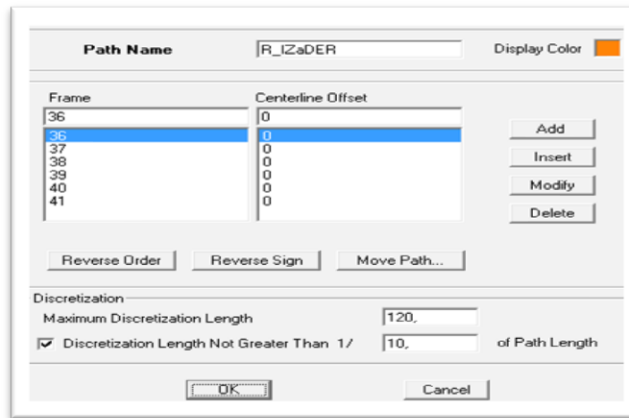
Figura 35. Sección transversal ruta de carga



Fuente: Autores

Ya teniendo ubicados los elementos de la línea de carga se define la ruta en PATHS, se nombra la ruta y en forma ordenada se agregan los “frame” que componen la ruta.

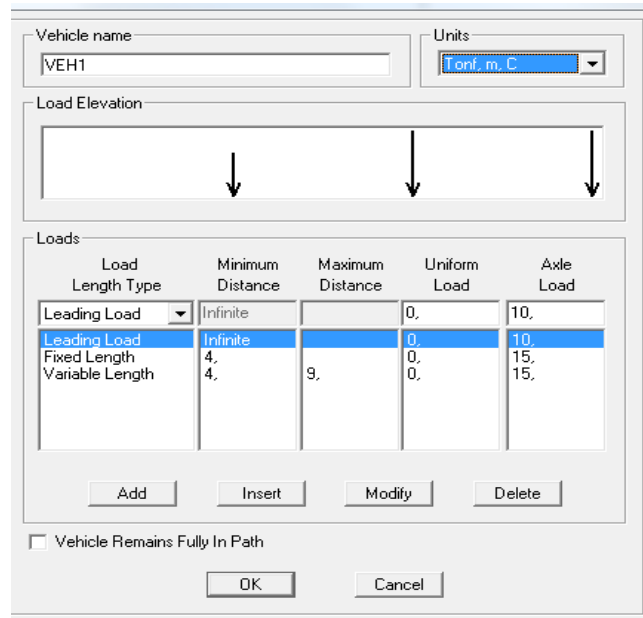
Figura 36. Ruta de carga



Fuente: Autores

- Vehículo de diseño: Según el código de puentes se establece el camión C90-45.

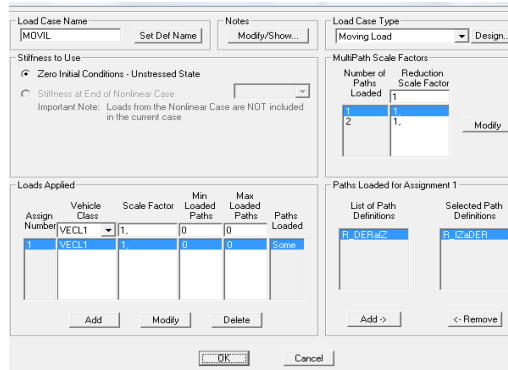
Figura 37. Cargado del camión C90-45.



Fuente: Autores

- Load cases: Se establece un caso de carga donde este incorporada la carga móvil.

Figura 38. Caso de cargar

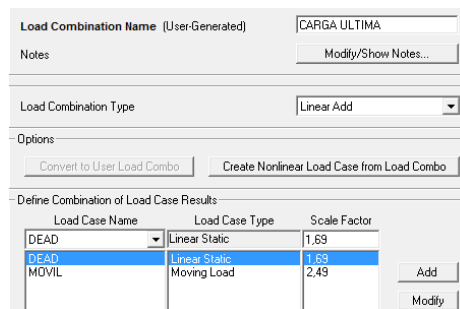


Fuente: Autores

4.1.5 Combinaciones de carga. Según el código colombiano de puentes en el capítulo A sección A.3.12-COMBINACIONES DE CARGA. Se establece que la combinación de carga considerando peso propio y carga sísmica, que es el caso planteado sería:

$$1,3[1,3*WD + 1,67*WL + Impacto]$$

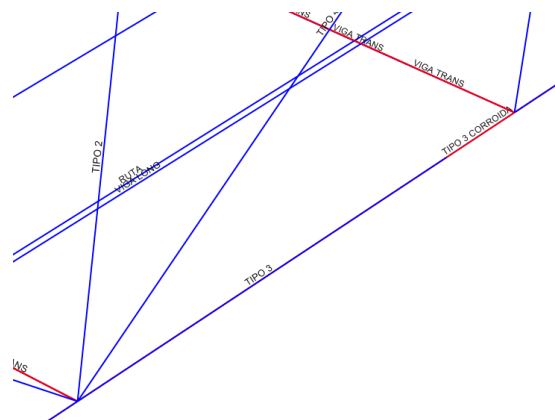
Figura 39. Combinación de carga



Fuente: Autores

4.1.6 Secciones con área corroída. Estos casos se resuelven reduciendo el 10% de área de sección transversal por corrosión leve y se reduce la sección por corrosión severa a un valor aproximado del 50% del área afectada tomando como referencia mediciones de los perfiles.

Figura 40. Elemento corroído



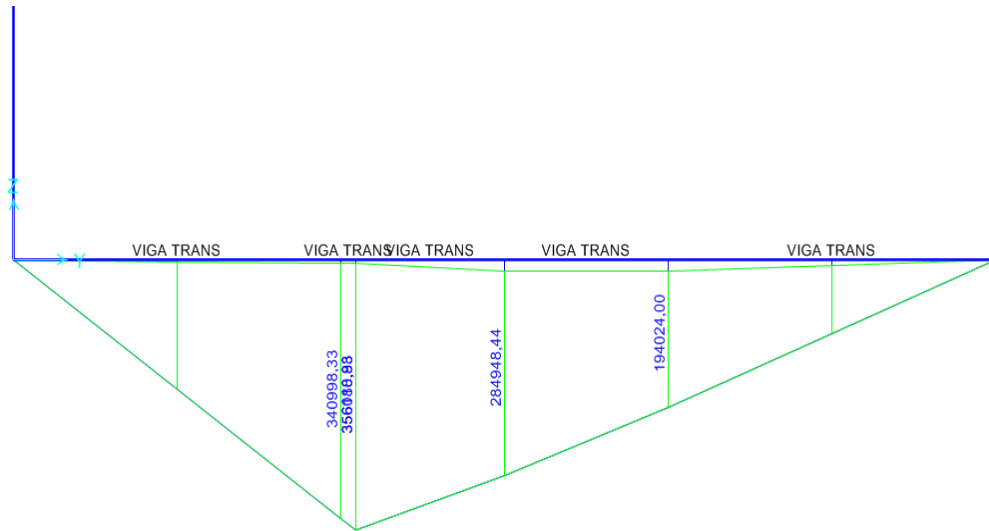
Fuente: Autores

Figura 41. Elemento corroído puente Salamaga



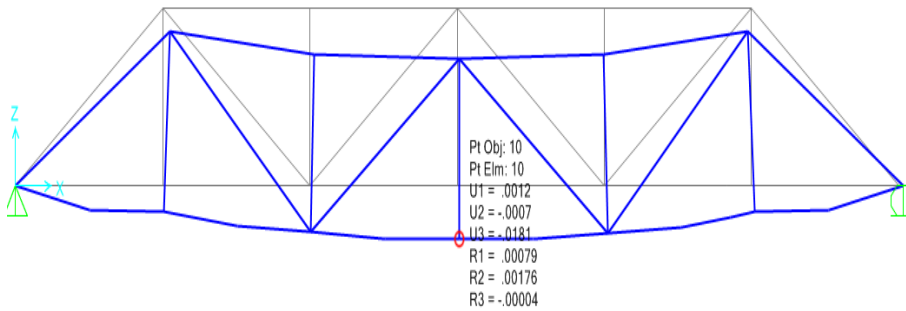
Fuente: Autores.

Figura 45. Diagrama de momento flector viga transversal



Fuente: Autores.

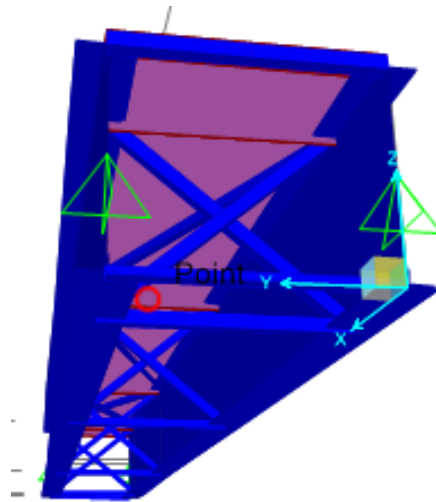
Figura 46. Deflexiones puente Salamaga



Fuente: Autores.

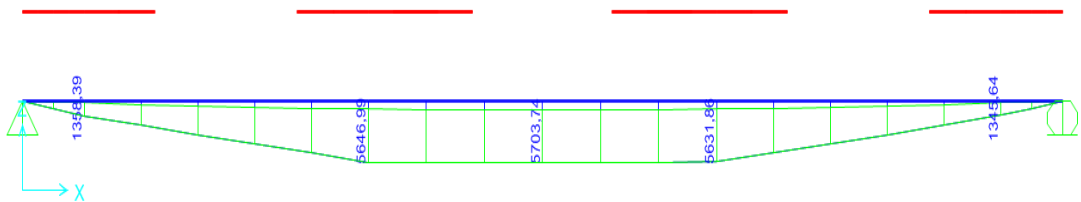
4.1.7.2 Diagramas para el puente caño seco

Figura 47. Modelo puente Caño Seco



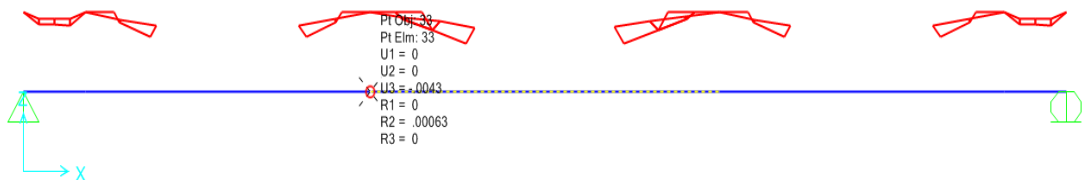
Fuente: Autores.

Figura 48. Diagrama de momento viga principal



Fuente: Autores.

Figura 49. Deflexiones puente Caño Seco



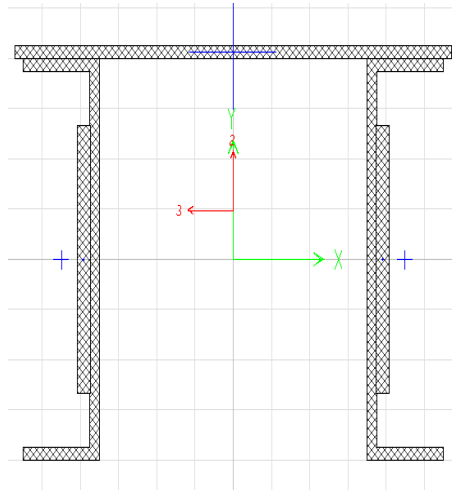
Fuente: Autores.

4.2 ANALISIS DE LAS SECCIONES SEGÚN LA NORMA NSR 10

ANALISIS DE LAS SECCIONES SEGÚN LA NORMA NSR-10
POR FUERZA AXIAL TENSION Y COMPRESION PARA EL PUENTE SALAMAGA

SECCION TIPO 1

Area	14212	[mm ²]
I33	1,9842360E+08	[mm ⁴]
I22	3,7343711E+08	[mm ⁴]
L	4165,6	[mm]
k	0,8	
r33	118,1587653	Eje de pandeo
r22	162,0981372	
KL/(R33)	28,20340912	
KL/(R22)	20,55841021	



(KL/R)^o 28,20340912 Radio de Giro de la placa horizontal en el eje Y

Area 4143,08925 [mm²]

ANALISIS DE ESBELTEZ

Ixx 31323,69 [mm⁴]

Ry 2,749630358 [mm]

ATIEZADOS

NO ATIEZADOS

Placa Vertical

h	203,2 [mm]
tw	12,7 [mm]
h/tw	16 < I r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
I r caso 5	41,8930 a F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

Placa Horizontal

h	346,07 [mm]	h	44,45 [mm]
tw	9,525 [mm]	tw	9,525 [mm]
h/tw	36,3328084 < I r	h/t	4,666666667 < I r
E	200000	E	200000
Fy	253 [Mpa]	Kc	0,66360631
I r caso 5	41,8930	Fy	253 [Mpa]
F.2.2.4-1a NSR-10	CUMPLE	I r caso 2	14,6585

tabla F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

ATIEZADOS

NO ATIEZADOS

Perfil C

h	203,2 [mm]
tw	7,9375 [mm]
h/tw	25,6 < λ_r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
λ_r caso 5	41,8930

tabla F.2.2.4-1a NSR-10 **CUMPLE**

h	76,2 [mm]
tw	7,9375 [mm]
h/tw	9,6 < λ_r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
λ_r caso 1	15,7450

tabla F.2.2.4-1a NSR-10 **CUMPLE**

Seccion con perfiles no Esbeltos caso F.2.5.3

h	157,16
Alfa	28,578387
ai	58,16171245

Caso de diseño
CASO A

A) $KL/r < 4,71(E/Fy)^{0,5}$
 $F_{cr} = [0,658^{0,5}(Fy/Fe)]Fy$

B) $KL/r > 4,71(E/Fy)^{0,5}$
 $F_{cr} = 0,877Fe$

(KL/r)m 34,08631327

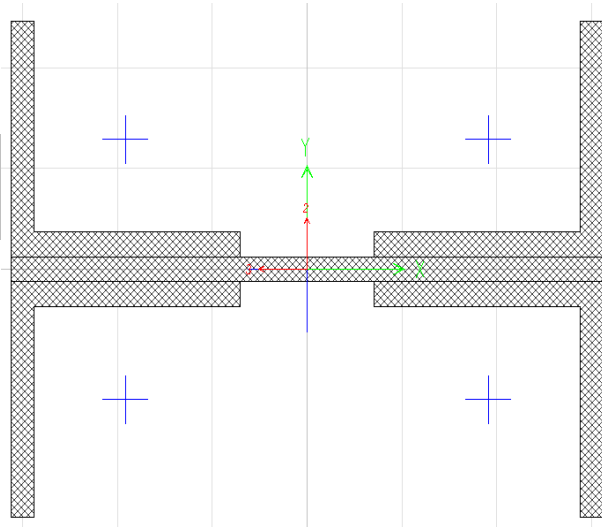
Fe	1698,915232 [Mpa]
Fcr	237,7119333 [Mpa]
Φ	0,9

ΦP_n 3040,6 KN

SECCION TIPO 2

Area	7040	[mm ²]
I33	1,0670106E+07	[mm ⁴]
I22	7,1435591E+07	[mm ⁴]

Elemento sometido a fuerzas de traccion



ESTADO LIMITE DE ROTURA POR TRACCION

$\Phi_{pn} = f_{ii} \cdot F_u \cdot A_e$	Area transversal de Pernos	725,805 [mm ²]
$A_e = A_n \cdot U$	A_n	6315 [mm ²]
Φ 0,75	Tabla F.2.4.3-1	U caso 2
F_y	253 [Mpa]	0,94851378
F_u	408 [Mpa]	0,9
		A_e 5683,053132 [mm ²]

Φ_{Pn} 1739 KN

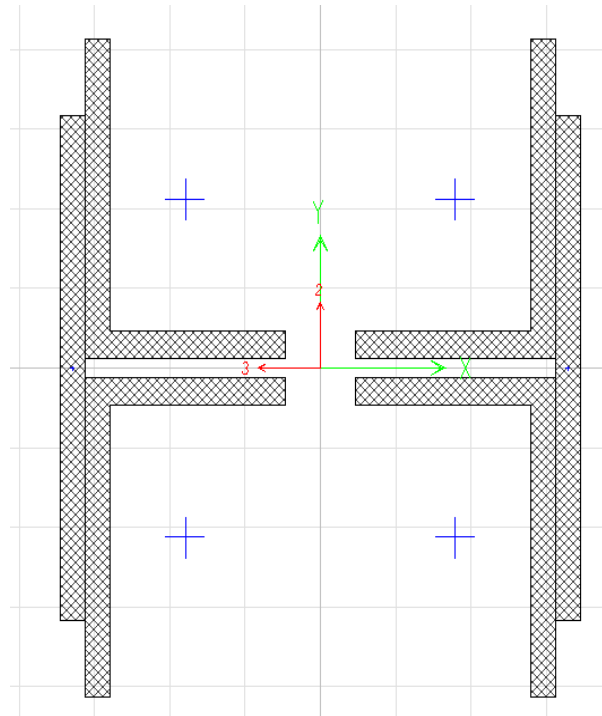
ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$\Phi_{Pn} = f_{ii} \cdot A_g \cdot F_y$	
f_{ii}	0,9

Φ_{Pn} 1603,1 KN

SECCION TIPO 3

Area	14710	[mm ²]
I33	96089301	[mm ⁴]
I22	215200000	[mm ⁴]



ESTADO LIMITE DE ROTURA POR TRACCION

$\Phi_{pn} = f_{ii} \cdot F_y \cdot A_e$	Área transversal de Pernos	887,095 [mm ²]
$A_e = A_n \cdot U$	A_n	13823 [mm ²]
$\Phi = 0,75$	Tabla F.2.4.3-1	U caso 2
$F_y = 253$ [Mpa]		0,94851378
$F_u = 408$ [Mpa]		0,9
		$A_e = 12440,2545$ [mm ²]

$\Phi_{Pn} = 3806,7 \text{ KN}$

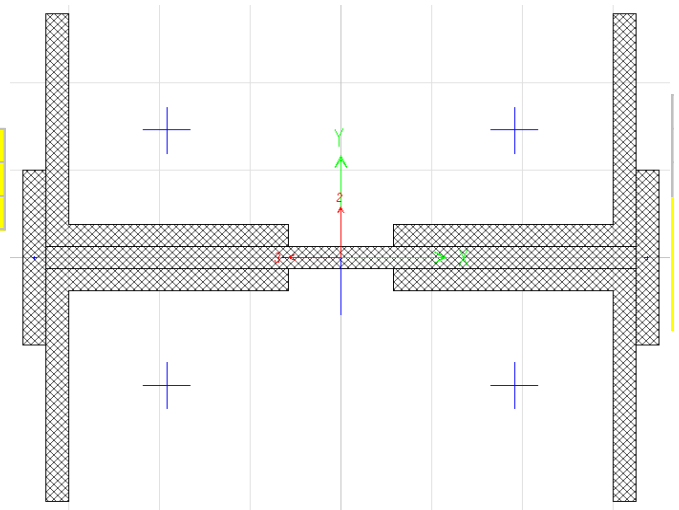
ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$\Phi_{Pn} = f_{ii} \cdot A_g \cdot F_y$
$f_{ii} = 0,9$

$\Phi_{Pn} = 3349,4 \text{ KN}$

SECCION TIPO 4

Area	11189	[mm ²]
I33	16345264	[mm ⁴]
I22	109800000	[mm ⁴]



ESTADO LIMITE DE ROTURA POR TRACCION

$\Phi_{pn} = f_{ii} \cdot F_y \cdot A_e$	Area transversal de Pernos	725,805 [mm ²]
$A_e = A_n \cdot U$	A_n	10463 [mm ²]
Φ 0,75	Tabla F.2.4.3-1	U caso 2 0,94851378
F_y	253 [Mpa]	0,9
F_u	408 [Mpa]	A_e 9416,8755 [mm ²]

Φ_{Pn} 2881,6 KN

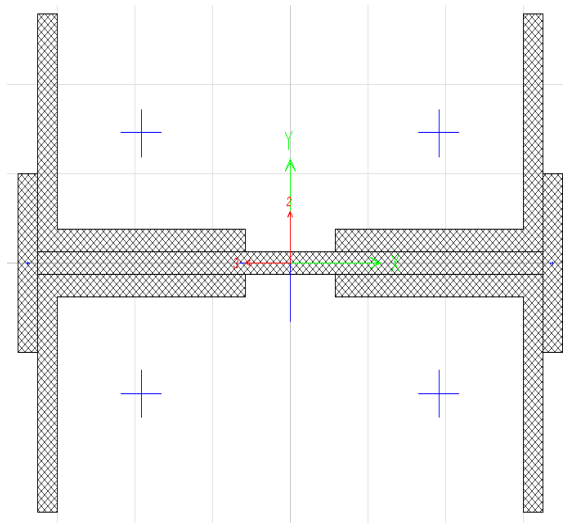
ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$\Phi_{Pn} = f_{ii} \cdot A_g \cdot F_y$
f_{ii} 0,9

Φ_{Pn} 2547,7 KN

SECCION TIPO 4

Area	11189	[mm ²]
I33	16345264	[mm ⁴]
I22	109800000	[mm ⁴]
L	5161	[mm]
k	0,8	
r33	38,22084926	eje de pandeo
r22	99,06164445	



KL/(R33) **108,0248105**
 KL/(R22) 41,67909813

(KL/R)^o 108,0248105

Radio de Giro de la placa horizontal en el eje Y

Area 4143,08925 [mm²]
 Iyy 31323,69 [mm⁴]
 Ry 2,749630358 [mm]
 NO ATIEZADOS

ANALISIS DE ESBELTEZ

ATIEZADOS

Placa Horizontal

h 158,75 [mm]
 tw 9,53 [mm]
 h/tw 16,67 < I_r
 E 200000,00
 Fy 253,00 [Mpa]
 I_r caso 5 41,89
 tabla F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

h 44,54 [mm]
 tw 9,53 [mm]
 h/t 4,68 < I_r
 E 200000,00
 Kc 1,41
 Fy 253,00 [Mpa]
 I_r caso 2 21,3989
 tabla F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

Placa Vertical

h 76,2 [mm]
 tw 9,525 [mm]
 h/tw 8 < I_r
 E 200000
 Fy 253 [Mpa]
 I_r caso 5 41,8930
 tabla F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

ATIEZADOS

NO ATIEZADOS

Perfil L

h	101,6 [mm]
tw	9,525 [mm]
h/tw	10,66666667 < λ_r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
λ_r caso 1	15,7450

tabla F.2.2.4-1a NSR-10

CUMPLE

Radio de Giro de la placa horizontal en el eje Y

Area	2360,1045 [mm ²]
Ixx	17862,23 [mm ⁴]
Ry	2,751073681 [mm]

NO ATIEZADOS

Seccion con perfiles no Esbeltos

caso F.2.5.3

h	55,34
Alfa	10,057891
ai	222,8881599

Caso de diseño
CASO A

$$A) \quad KL/r < 4,71(E/Fy)^{1/2}$$
$$Fcr = [0,658^{1/2}(Fy/Fe)]Fy$$

$$B) \quad KL/r > 4,71(E/Fy)^{1/2}$$
$$Fcr = 0,877Fe$$

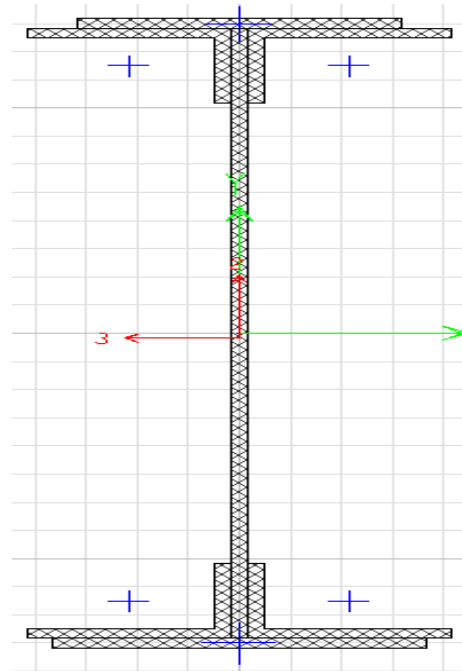
(KL/r)m 130,3808482

Fe	116,1192356 [Mpa]
Fcr	101,641724 [Mpa]
Φ	0,9

ΦP_n 1023,54 KN

SECCION VIGA TRANS

Area	29355	[mm ²]
I33	3608000000	[mm ⁴]
I22	1066000000	[mm ⁴]
Cc	432,36	[mm]
Ct	418,54	[mm]
Sxc	8344897,77	[mm ³]
sxt	8620442,491	[mm ³]



Esbeltes de los Elementos a Compresión
Utilizamos tabla F.2.2.4-1b NSR-10

Atieizados

No atieizados

Placa horizontal

h	241,3 [mm]
tw	12,7 [mm]
h/tw	19 < I r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
I p caso 18	31,49
I r caso 18	39,36

CUMPLE

Placa Vertical

h	711,2 [mm]
tw	12,7 [mm]
h/tw	56 < I r
E	200000
Fy	253 [Mpa]
I p caso 15	105,72
I r caso 15	160,26

CUMPLE

Atieizados

73

No atieizados

Perfiles L

h = 152,4 [mm]

VIGA TRANSVERSAL SOLICITADA A FLEXION			
Producido por la carga movil y peso propio			
Maximo	315,46	[KN-m]	
CONTROL NSR-10			
Mu	2204,8	[KN-m]	
PUENTE CAÑO SECO			
SECCION PRINCIPAL EN I			
Producido por la carga movil y peso propio			
Maximo IZQ	644,43	[KN-m]	
Maximo DER	791,26	[KN-m]	
CONTROL NSR-10			
Mu	2914,3	[KN-m]	
SECCION PRINCIPAL EN I			
Producido por la carga movil y peso propio			
Maximo IZQ	644,44	[KN-m]	
Maximo DER	791,26	[KN-m]	
CONTROL NSR-10			
Mu	2914,3	[KN-m]	

ELEMENTO L AUXILIAR REQUERIDO POR TRACCION						
PERFIL AUX	35	25,605 [KN]	TRACCION			
PERFIL AUX	34	83,693 [KN]	TRACCION			
PERFIL AUX	35	25,605 [KN]	TRACCION			
	Maximo	83,693 KN	COTROL NSR-10	Pu	247,9	KN
ELEMENTO L AUXILIAR REQUERIDO POR COMPRESION						
PERFIL AUX	29	21,809 [KN]	COMPRESION			
PERFIL AUX	32	81,935 [KN]	COMPRESION			
PERFIL AUX	33	83,47 [KN]	COMPRESION			
	Maximo	83,47 KN	COTROL NSR-10	Pu	193,42	KN

5. CONCLUSIONES

- Se realizó un levantamiento detallado de las estructuras seleccionadas para el estudio especificando secciones, detalles de pernos, detalles de conexiones, apoyos, tipología y ubicación geográfica tanto de los puentes como de las demás estructuras que comprenden el sector El Conchal – Vanegas de antigua vía férrea que comunica el Café Madrid (Bucaramanga) y el municipio de Sabana De Torres, que fueron el insumo para la elaboración del modelo numérico en elementos finitos.
- Se identificaron dos patologías importantes en los puentes en estudio las cuales fueron pérdida de sección transversal por oxidación de manera puntual en algunas secciones, oxidación general de las estructuras por ausencia de mantenimiento.
- Se realizó el análisis de la estructura y el comportamiento de sus fuerzas internas con respecto a la carga propia, la carga móvil considerando el camión de diseño C40-95 y carga de impacto (30% de la carga viva), referenciada en el código colombiano de puentes de 1995. Este análisis se hizo en el software Sap2000, considerando como materiales el acero A36.
- Se realizaron los controles de carga fuerza máxima y momentos, de acuerdo con la norma NSR-10 para analizar los estados limites de fluencia, estado limite de fractura por tracción, pandeo lateral torsional, pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, se comprobó que las secciones cumplen satisfactoriamente aquellos controles.
- Considerando el nivel de profundidad del estudio, presupuesto y limitaciones de tiempo se realizaron los controles y consideraciones más importantes, excluyendo: análisis modal espectral (sismo), vibración ambiental, muestreo de los materiales. También se excluyeron controles propios del código como son: Diseño por fatiga y ataque químico.

- Después de analizados los datos arrojados por el software y comparados con los controles establecidos por la normativa, se puede concluir que estas estructuras a pesar de su prolongado tiempo de servicio sin ningún tipo de mantenimiento y teniendo en cuenta la pérdida de sección asociada a la corrosión local y general cumple satisfactoriamente con las cargas solicitadas con la salvedad de realizar mantenimientos correctivos tales como recuperación de las secciones perdidas con platinas soldadas, remoción de la corrosión con métodos como el sandblasting o por medio químico para posteriormente recubrirlo con anticorrosivo y por último hacer mantenimientos preventivos periódicamente.
- Atendiendo las indicaciones anteriores y recordando las limitaciones del estudio se considera viable la utilización de estos puentes para uso vehicular.

6. RECOMENDACIONES

Se recomienda que en base en el estudio ya realizado se haga un levantamiento topográfico detallado, se haga un estudio de vibración ambiental, una extracción de muestras del acero de las secciones y concreto en los estribos, radiografías de los pernos en cada uno de los nodos, un estudio de ataque químico para evaluar corrosión y propiedades del acero. Lo anterior con el objetivo de tener datos aun más precisos acerca del estado exacto de los puentes.

BIBLIOGRAFIA

- Asociación colombiana de ingeniería sísmica, Norma Colombiana sismo resistente 2010 (NSR – 10), Bogotá D.C. paginas 444.
- Chío Cho Gustavo, “Metodología para construcción de funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño en puentes de hormigón armado”, editorial: publicaciones UIS, Bucaramanga, paginas 285.
- Colombia. Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías, Asociación Colombiana de Ingeniera Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico De Puentes. Bogotá: Invías, 1995.
- Dirección General de Carreteras- Madrid, “Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95”, Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2003
- Ingeominas - <http://www.ingegominas.gov.co/Geologia/Mapa-geologico-de-Colombia.aspx>
- Jerónimo H. Herrera M, “Puentes”, editorial: Publicaciones Universidad Católica de Colombia, 1996.
- Rodrigo Retamales S, Eduardo Muñoz A. “SAP 2000: Modelación y Análisis de un Edificio Tipo y otros ejemplos”, www.construaprende.com, paginas 28

ANEXOS