



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Diseño estructural de 200 metros de viaductos en el kilómetro 11 de
la vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autor:

PABLO ESTEBAN BELTRÁN CASTRO

Director:

VÁZQUEZ CALERO JOSÉ FERNANDO

CUENCA – ECUADOR

2015

DISEÑO ESTRUCTURAL DE 200 METROS DE VIADUCTOS EN EL KILÓMETRO 11 DE LA VÍA GUALACEO – PLAN DE MILAGRO – LIMÓN.

RESUMEN

La vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón conecta a las provincias de Azuay y Morona Santiago, por lo tanto tener un carretera en óptimas condiciones impulsa el comercio y el turismo entre las provincias descritas, fomentando el desarrollo de esta parte del austro del país.

En el kilómetro 11 de dicha vía en el sector conocido como Ingamullo, la calzada no cuenta con el ancho de obra básica, la solución más factible propuesta por el MTOP es la construcción de 200 metros de viaductos en el sector para lograr el ancho de vía básico y así mejorar el flujo de tráfico en el lugar.

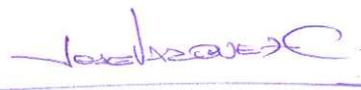
En el siguiente proyecto se presentara la modelación del viaducto en cuestión en el programa CSI BRIDGE en su versión 15, también se realizó el diseño con vigas metálicas y losa de hormigón armado, además de presupuesto y especificaciones técnicas.

Palabras Clave: Diseño, Estructural, Modelación, Viaducto, Vigas Metálicas, Losa Hormigón, Anclaje, CSI BRIDGE, MTOP, Presupuesto



Ing. Paúl Cornelio Cordero D.

Director de Escuela.



Ing. José Fernando Vázquez C, M.Sc.

Director de Tesis.



Pablo Esteban Beltrán C.

Autor.

**STRUCTURAL DESIGN OF 200 METERS VIADUCTS AT KM 11 IN THE
GUALACEO – PLAN DE MILAGRO – LIMÓN ROUTE
ABSTRACT**

The *Gualaceo – Plan de Milagro – Limón* Route connects the provinces of *Azuay* and *Morona Santiago*; therefore, having a road in good condition promotes trade and tourism between these provinces by fostering the development of this area in the south of Ecuador.

At kilometer 11 of this road, in the area known as *Ingamullo*, the road does not have the standard width; therefore, the most feasible solution proposed by the MTOP (Ministry of Transport and Public Works) is the construction of 200 meters of overpasses in the sector to achieve the basic width and improve traffic flow in the area.

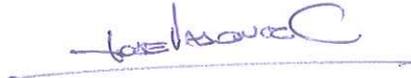
This project will present the viaduct modeling in the CSiBridge program version 15. Additionally, the design with steel beams and concrete slab as well as its budget and technical specifications were submitted.

Keywords: Design, Structural Modeling, Viaduct, Metal Beams, Concrete Slab, Anchor, CSiBridge, MTOP, Budget



Ing. Paul Cornelio Cordero D.

School Director



Ing. José Fernando Vázquez C. M.Sc.

Thesis Director



Pablo Esteban Beltrán

Author



Translated by
Lic. Lourdes Crespo

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	ii
ABSTRACT.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xii
GENERALIDADES.....	1
Introducción	1
Alcance	2
Antecedentes	2
Justificaciones	2
Objetivos.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos	3
CAPÍTULO I : RECOPIACIÓN DE ESTUDIOS PRELIMINARES	4
1.1. Ubicación geográfica.....	4
1.2. Descripción del estado actual del proyecto.	5
1.3. Aspectos topográficos.	5
1.3.1 Topografía.	6
1.4. Resumen de la información geotécnica.....	6
1.5. Condiciones de emplazamiento, selección y definición de la estructura.	8
CAPÍTULO II : MODELACIÓN Y AGRUPACIÓN DE CARGAS.....	10
2.1. Metodología de diseño.	10
2.2. Combinaciones de carga y factores.....	10
2.3. Condiciones geométricas y de carga.	13

2.4.	Cargas permanentes.....	14
2.4.1.	Carga muerta (DC).....	14
2.4.2.	Carga de baranda (DC).....	14
2.4.3.	Carga por capa de rodadura (DW).	15
2.5.	Carga viva.	15
2.5.1.	Carga vehicular (LL).....	15
2.6.	Otras cargas.	18
2.6.1.	Incremento por carga dinámica (IM).	18
2.6.2.	Efecto sísmico (EQ).....	18
2.7.	Condiciones de apoyo.	23

CAPÍTULO III : PRE DISEÑO Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL..... 24

3.1.	Parámetros de diseño.	24
3.2.	Pre dimensionamiento.	25
3.2.1.	Pre dimensionamiento de losa de hormigón.....	25
3.2.2.	Pre dimensionamiento de vigas de acero.....	25
3.3.	Modelación estructural en CSI BRIDGE versión 15.	26
3.3.1.	Consideraciones generales.	27
3.3.2.	Definición de línea base del viaducto.	27
3.3.3.	Definición de materiales.	29
3.3.4.	Definición de sección de viga metálica.....	31
3.3.5.	Definición de la sección de losa del viaducto.....	32
3.3.6.	Definición de rigidizadores.....	34
3.3.7.	Definición del objeto puente.	34
3.3.8.	Definición de pendiente transversal.	36
3.3.9.	Definición de carriles.	37
3.3.10.	Definición de vehículos y grupo de vehículos.....	39

3.3.11. Definición de condiciones de apoyo.	42
3.3.12. Estructura final del viaducto.....	42
3.3.13. Espectro de diseño sísmico.....	43
3.3.14. Definición de cargas del viaducto.....	44
3.3.15. Carga de baranda (DC).....	45
3.3.16. Carga por capa de rodadura (DW).....	45
3.3.17. Combinaciones de carga.....	47
3.4. Análisis de resultados obtenidos.....	48
3.4.1. Análisis de momentos.....	48
3.4.2. Análisis de cortante.....	50
3.4.3. Análisis de fuerza axial.....	51
CAPÍTULO IV : DISEÑO ESTRUCTURAL	53
4.1. Pasamanos.....	53
4.2. Postes.....	56
4.2.1. Anclaje de postes.....	58
4.3. Diseño estructural de vigas metálicas.....	60
4.4. Diseño del miembro acartelado.....	65
4.5. Diseño estructural de losa de tablero.....	71
4.6. Diseño compuesto viga y losa.....	74
4.7. Conectores de cortante.....	76
4.8. Anclaje	78
CAPÍTULO V : PRESUPUESTO REFERENCIAL Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS SEGÚN NORMAS DEL MTOP	83
5.1. Planos estructurales.....	83
5.2. Presupuesto referencial.....	83

5.3. Cronograma valorado	85
5.4. Análisis de precios unitarios.	85
5.5. Especificaciones técnicas	85
CONCLUSIONES.....	86
RECOMENDACIONES.....	87
BIBLIOGRAFÍA.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Vía Gualaceo-Plan de Milagro-Limón	4
Figura 2 Topografía del sector Ingamullo Km 9 al Km 11	6
Figura 3 Esquema general del viaducto	9
Figura 4 Sección elegida para el diseño	13
Figura 5 Sección transversal del viaducto según especificaciones del MTOP	14
Figura 6 Características camión de diseño	16
Figura 7 Camión HS-MOP	17
Figura 8 Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador	19
Figura 9 Espectro inelástico de respuesta en superestructura	22
Figura 10 Espectro inelástico de respuesta en uniones	23
Figura 11 Dimensiones de la sección de viga metálica	26
Figura 12 Normativa y unidades	27
Figura 13 Línea base del viaducto definida	28
Figura 14 Comparación de línea base en el programa y sección real del viaducto ..	28
Figura 15 Acero para vigas metálicas	29
Figura 16 Acero para refuerzo	30
Figura 17 Hormigón armado	31
Figura 18 Viga metálica	32
Figura 19 Sección de losa y vigas metálicas	33
Figura 20 Sección de losa	33
Figura 21 Definición de rigidizadores	34
Figura 22 Objeto puente	35
Figura 23 Tramos continuos del viaducto	36
Figura 24 Pendiente longitudinal	37
Figura 25 Carril N-S	38
Figura 26 Carril S-N ..	39

Figura 27 Definición de Camión HS-MOP	40
Figura 28 Camión HS-20-44 (Incluye carga equivalente)	41
Figura 29 Clases de vehículos	41
Figura 30 Apoyo empotrado	42
Figura 31 Vigas metálicas	43
Figura 32 Esquema final del viaducto	43
Figura 33 Espectro de diseño	44
Figura 34 : Carga de baranda	45
Figura 35 Carga por superficie de rodadura	46
Figura 36 Carga peatonal	47
Figura 37 Combinaciones disponibles en el programa	47
Figura 38 Mu. C. Resistencia	48
Figura 39 Mu. C. Servicio	49
Figura 40 Mu. Losa C. Resistencia	49
Figura 41 Mu. Losa C. Servicio	50
Figura 42 Cortante C. Resistencia	50
Figura 43 Cortante C. Servicio	51
Figura 44 Axial C. Resistencia	51
Figura 45 Axial C. Servicio	52
Figura 46 Detalle de pasamanos	54
Figura 47 Detalle tubo para pasamanos	55
Figura 48 Viga para postes	56
Figura 49 Detalle de postes	58
Figura 50 Detalle de viga metálica	65
Figura 51 Detalle viga metálica acartelada	67
Figura 52 Detalle vigas acarteladas en CSI BRIDGE	71
Figura 53 Conector de cortante	76

Figura 54 Pernos para anclaje en roca	79
Figura 55 Planchas para anclaje	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Combinaciones de Carga y Factores de Carga	13
Tabla 2 Incremento por Carga Dinámica	18
Tabla 3 Coeficiente de sitio	20
Tabla 4 Factores de modificación de respuesta en las uniones	20

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Información complementaria CSI BRIDGE.

Anexo 2: Análisis de precios unitarios.

Anexo 3: Especificaciones técnicas.

Anexo 4: Cronograma valorado.

Anexo 5: Anexo fotográfico.

Anexo 6: Planos estructurales.

Pablo Esteban Beltrán Castro

Trabajo de Grado

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Marzo 2015

DISEÑO ESTRUCTURAL DE 200 METROS DE VIADUCTOS EN EL KILÓMETRO 11 DE LA VÍA GUALACEO – PLAN DE MILAGRO – LIMÓN.

GENERALIDADES

Introducción

Las carreteras y todos los elementos que la conforman como viaductos, puentes entre otros, son parte fundamental para el desarrollo de una comunidad, el mal funcionamiento de una vía supone pérdidas de tiempo y dinero a los usuarios de la misma.

La vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón conecta a las provincias de Azuay y Morona Santiago, por lo tanto tener un vía en óptimas condiciones impulsa el comercio y el turismo entre las provincias que usan la vía, fomentando el desarrollo de esta parte del austro del país.

Actualmente esta vía se encuentra en proceso de reconstrucción debido a las malas condiciones que presenta. “El Ministerio de Transporte y Obras Públicas firmó el contrato para la terminación del proyecto de reconstrucción de la carretera Gualaceo – Plan de Milagro – Limón, por un monto de US\$ 19’450.251.38 y un plazo de cuatro años, divididos en 12 meses de construcción y 36 de mantenimiento por niveles de conservación.” (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013)

En el kilómetro 11 de dicha vía en el sector conocido como Ingamullo, la vía no cuenta con el ancho de obra básica según el MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013), la solución más factible propuesta por el MTOP es la construcción de 200 metros

de viaductos en el sector para lograr el ancho de vía básico y así mejorar el flujo de tráfico en el lugar. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013)

Alcance

Con el diseño estructural de 200 metros de viaductos en el sector del Ingamullo se presentará una solución al problema de comunicación vial para las provincias de Azuay y Morona Santiago, además, el tema propuesto no ha sido realizado en la Universidad del Azuay, así quedará sentado un precedente para futuros proyectos de investigación en el área.

Antecedentes

Actualmente en la zona denominada como Ingamullo existe grandes deslizamientos de tierra, por lo que en la calzada del kilómetro 11 de la vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón se presentan deslizamientos y existe solo un carril en la vía, lo que complica el uso de la misma, y por lo tanto, es necesario un estudio para dar solución a este problema.

Justificaciones

El objetivo central de este trabajo es plantear una solución al problema que existe en el kilómetro 11 de la vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón, en el sector conocido como Ingamullo, donde el ancho de la calzada existente es extremadamente angosto para el nivel de flujo vehicular existente en la zona, por lo tanto, una solución viable es la construcción de 200 metros de viaductos, con los cuales se intenta llegar al ancho básico de obra y mejorar el flujo vehicular.

Objetivos

Objetivo general

Diseño estructural de 200 metros de viaducto en el kilómetro once de la vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón (Sector Ingamullo).

Objetivos específicos

- Recopilar y sistematizar la información técnica existente sobre el proyecto.
- Modelación y diseño estructural del viaducto según las normas.
- Elaboración del presupuesto y especificaciones técnicas.

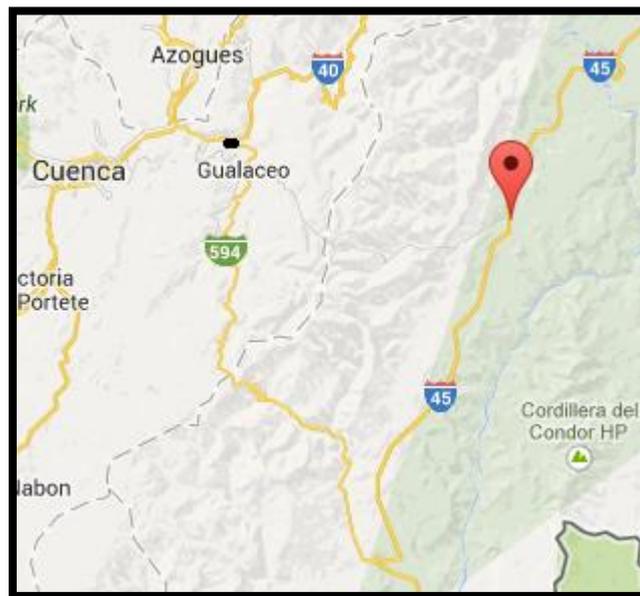
CAPÍTULO I

RECOPIACIÓN DE ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1. Ubicación geográfica.

La vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón se encuentra ubicado en la Región Oriental, desarrollándose por consiguiente por un terreno cuyas condiciones topográficas varían entre llano, ondulado y montañoso, inicia su trayecto en el Cantón Gualaceo de la Provincia del Azuay con coordenadas geográficas $2^{\circ}53'24''S$ $78^{\circ}46'46''O$, recorriendo la zona oriental de la provincia, hasta el cantón Limón Indanza en la Provincia de Morona Santiago con coordenadas geográficas $2^{\circ}57'0''S$ $57^{\circ}27'36''O$, esta vía forma parte de la red estatal de carreteras E45.

Figura 1: Vía Gualaceo-Plan de Milagro-Limón



Fuente: Google Maps.

1.2. Descripción del estado actual del proyecto.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas firmó el contrato para la terminación del proyecto de reconstrucción de la carretera Gualaceo – Plan de Milagro – Limón, por un monto de US\$ 19'450.251.38 en un plazo de cuatro años, divididos en 12 meses de construcción y 36 de mantenimiento por niveles de conservación.

El contrato fue suscrito en la ciudad de Gualaceo, provincia del Azuay, la mañana del lunes 23 de Diciembre, entre los ingenieros Fabián Pérez, director provincial del MTOP – Azuay y el Ing. Edgar Ochoa, representante del Consorcio Gualaceo – Limón. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013)

Para lo cual se ha comenzado con los estudios preliminares del proyecto, en específico en el kilómetro 11 de dicha carretera, existe un ancho de obra básica insuficiente para la circulación vehicular, además de ser una zona de constante deslizamiento de material desde lo alto del talud.

En el MTOP se han realizado diversos estudios para dar solución al problema existente en la zona, se pensó en primera instancia en un túnel de 435.0 metros, estudio realizado por la Consultora Trazados, el mismo fue rechazado debido al costo del proyecto, al final se optó por la construcción de viaductos en la zona, desde la abscisa inicial PC 9+827.68 y abscisa final PT 10+065.06.

1.3. Aspectos topográficos.

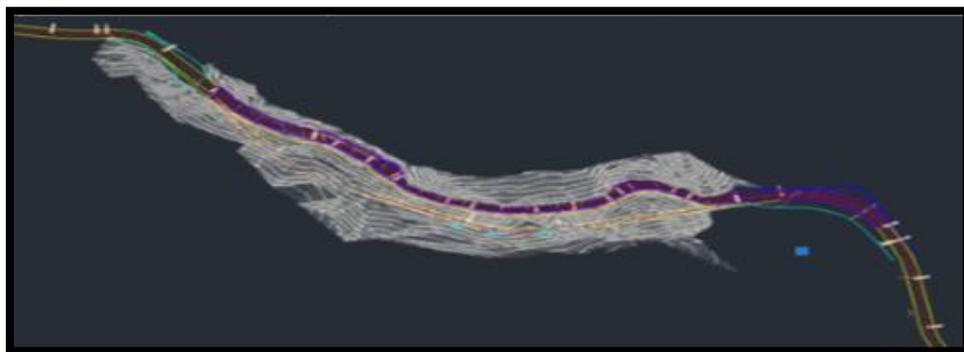
El trazado geométrico contempla una sección transversal de 7.2 metros de ancho total, en los 2 tramos de viaductos a diseñarse ancho suficiente para la circulación para la construcción de 2 carriles en la vía.

El tramos a diseñarse se encuentran en la abscisa inicial PC 9+827.68 y abscisa final PT y abscisa final PT 10+065.06 en el segundo tramo con una longitud de 183.81 metros.

El viaducto a diseñarse tienen una pendiente longitudinal del 6.8 % a lo largo de todo el diseño.

1.3.1 Topografía.

Figura 2: Topografía del sector Ingamullo Km 9 al Km 11



Fuente: MTOP.

1.4. Resumen de la información geotécnica.

Levantamientos Geosísmicos: Se utilizó los métodos de Palmer y también el de Tomografía Icónica.

El método de Palmer nos da un conocimiento general de las velocidades sísmicas de los materiales que constituyen el subsuelo. El método de Tomografía Icónica nos detalla las variaciones y velocidades sísmicas.

En la carretera actual se realizaron 2 líneas sísmicas de 110 m cada una. Líneas (LS4 y LS5) para poder correlacionarlos con la geología superficial que aparece en los taludes de corte.

Geofísica

Equipo Utilizado:

- Sismógrafo GEOMETRICS GEODE 24 de 24 canales y 24 geófonos.
- Cable de geófonos y geófonos verticales de 14 Hz.
- Equipos complementarios y materiales.

PERFILES LS-4, LS-5

Los perfiles LS-4 y LS-5, tienen una longitud de 110 m cada uno, localizados junto al talud de la carretera (LS-4), mientras que el perfil LS-5 se encuentra aproximadamente paralelo al LS-4 en el borde de la misma, obteniendo una dirección aproximada E-W, en los que se han observado los siguientes resultados:

- El primer estrato que presenta una velocidad de 300 m/s en el perfil y LS-5 correspondientes al suelo de cobertura de tipo limo arenoso y 767 m/s en el perfil LS-4, que corresponderían a un relleno que se encuentra en este sector, con profundidades mínima y máxima 0.2 m a 1.3 m en el perfil LS-5, 0.7 m a 3.9 m en el perfil LS-4.
- Un segundo medio que presenta una velocidad entre 4240 m/s y 3743 m/s, en el perfil y LS-5 correspondiente a material rocoso, sano. En el perfil LS-4 se encuentra un estrato de 1323 m/s probablemente correspondiente al relleno, base y sub-base de la carretera con profundidades que varían entre 11.2 m a 14.5 m.
- Un tercer medio detectado únicamente en el perfil LS-4 de 4101 m/s de velocidad que correspondería al basamento rocoso.
- La tomografía indica una variación de la velocidad en forma lateral y en profundidad en los dos estratos.

Conclusiones del estudio de suelos.

Como resultado de los trabajos de investigación geofísica realizados sobre los perfiles indicados se podrían establecer las siguientes conclusiones:

- Suelo tipo S3, suelos cohesivos rígidos o no cohesivos profundos.
- En los perfiles sobre el eje del viaducto se ha detectado la presencia de tres medios de velocidad diferente. El primero que constituye en todos los casos el

estrato de material suelto o ligeramente compacto con velocidades bajas, correspondiente a la capa vegetal y suelo de cobertura, sus profundidades son variables desde unos pocos metros hasta decenas de metros.

- El segundo medio igualmente varía en los tres perfiles investigados desde velocidades correspondientes a suelos probablemente producto de la meteorización de las rocas, hasta velocidades del basamento especialmente en el perfil LS-4. Por debajo se encuentra un tercer medio correspondiente al basamento propiamente dicho con velocidades altas.
- Por debajo se encuentra un tercer medio correspondiente al basamento propiamente dicho con velocidades altas.
- En las tomografías respectivas se puede notar la variabilidad de la velocidad tanto en sentido lateral como en profundidad, lo cual indica de alguna manera que los horizontes obtenidos presentan cambios en la velocidad de manera transicional.

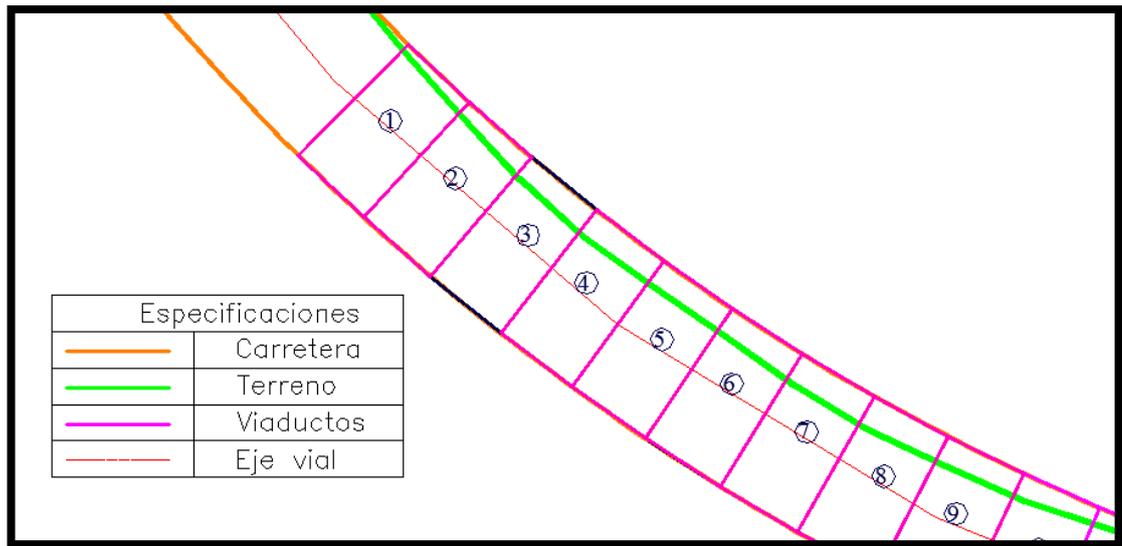
1.5. Condiciones de emplazamiento, selección y definición de la estructura.

El viaducto a diseñarse tiene una longitud total de 183.81 metros en total, está dividido en 36 tramos modulares de aproximadamente 5.3 metros de ancho cada uno, el viaducto será construido con losa de hormigón armado asentado sobre vigas metálicas conforme a las especificaciones AASTHO.

La sección transversal del viaducto tiene una calzada de 3.2 metros por sentido, con un total de 6.4 metros y 1.20 metros de ancho dedicado para protecciones, cunetas.

El tablero contará con una pendiente transversal de 2.5 % a un solo lado del viaducto, y una pendiente transversal de 6.8%.

Figura 3: Topografía del sector Ingamullo Km 9 al Km 11



Fuente: MTOP.

CAPÍTULO II

MODELACIÓN Y AGRUPACIÓN DE CARGAS

2.1. Metodología de diseño.

El diseño estructural se basará en la normativa ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD.

La norma antes descrita se basa en el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), esta metodología de diseño se basa en los estados límites, es decir, el estado en el que la estructura o parte de ella deja de cumplir su función pretendida.

Existen dos clases de estados límites, los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de servicio, que tienen relación con el uso y ocupación, los estados límites de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras. (McCormac, 2002)

La ecuación básica del diseño LRFD se puede expresar como:

$$\sum LF_i \cdot S_{mi} \leq RF \cdot R_n$$

2.2. Combinaciones de carga y factores.

Existen diversas combinaciones de carga en puentes o viaductos a continuación se describen las combinaciones que se proponen en la norma AASTHO.

- RESISTENCIA I: Combinación de cargas básica que representa 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 III: Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones, vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- SERVICIO I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km. /h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

- **SERVICIO III:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **FATIGA:** Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre eje especificada en el Artículo 3.6.1.4.1. (AASHTO, 2004)

A continuación se muestra la tabla 3.4.1-1 de la norma AASTHO en la cual se presentan las combinaciones de carga y los respectivos factores que afectan a cada una de las diferentes combinaciones de carga mencionadas con anterioridad en el diseño de un puente o viaducto.

A continuación se presenta la nomenclatura de las cargas más utilizadas dentro del diseño de viaductos:

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

DW.- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

LL.- Sobrecarga vehicular.

IM.- Incremento por carga vehicular dinámica.

Tabla 1: Combinaciones de Carga y Factores de Carga

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

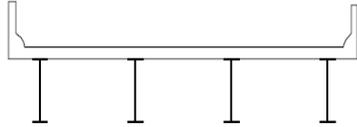
Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_f	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_f	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_f	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_f 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_f	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_f	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_f	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASTHO LRFD.

2.3. Condiciones geométricas y de carga.

La sección a usarse será losa de hormigón armado con vigas de acero según lo dispuesto en las normas AASHTO para el diseño de puentes.

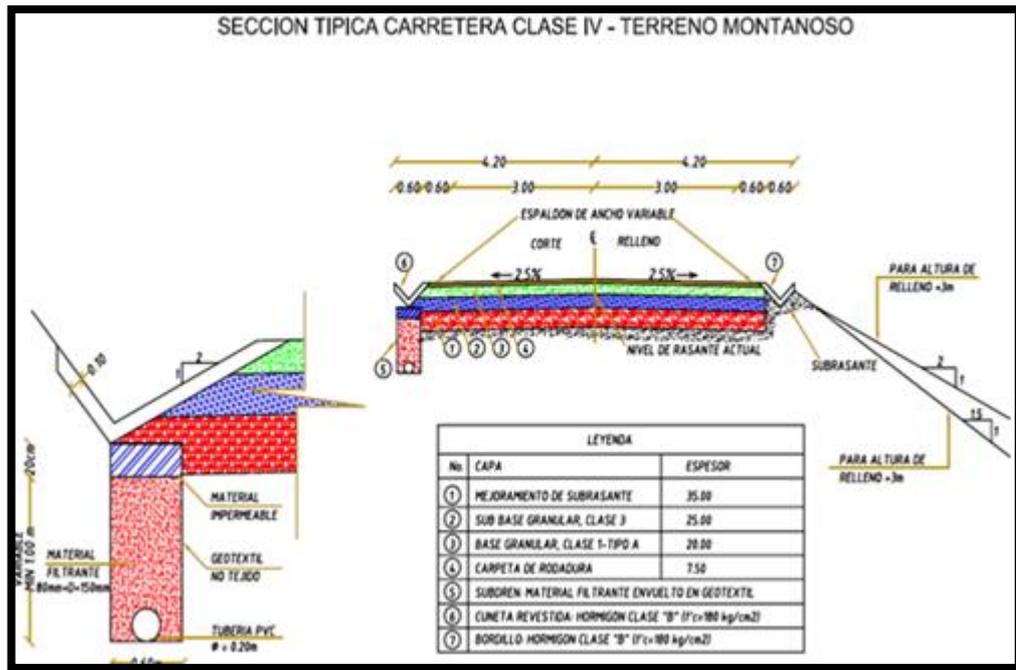
Figura 4: Sección elegida para el diseño

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)

Fuente: AASTHO LRFD.

La sección transversal de la estructura de pavimento del viaducto está determinada según requisitos del MTOP.

Figura 5: Sección transversal del viaducto según especificaciones del MTOP



Fuente: MTOP.

2.4. Cargas permanentes.

Carga permanente se considera como todo el peso de la estructura (carga muerta), se incluirá en el cálculo las cargas de baranda, superficie de rodadura y vereda que son las comunes en un diseño de puentes y/o viaductos y son las que se han tomado en cuenta para el diseño estructural del mismo, a continuación se detallarán muy brevemente.

2.4.1. Carga muerta (DC).

Se considera carga muerta a toda la carga producida por la estructura del puente en sí, estas pueden ser vigas, losa, diafragmas entre otros elementos estructurales la carga muerta del viaducto será dada por la modelación en el programa CSI BRIDGE.

2.4.2. Carga de baranda (DC).

La carga de baranda será considerada como $w = 0,073 \text{ T/m}$ según el punto 13.8.2 del manual AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, la baranda se

encuentra ubicada solo en la parte exterior del viaducto, ya que no es necesario en el otro extremo al encontrarse la montaña.

2.4.3. Carga por capa de rodadura (DW).

La carga por superficie de rodadura será representada como una carga de área la misma que está en función al espesor de la capa y el peso específico de la misma según la AASTHO el peso específico de una capa de rodadura es: 2250 kg/m³, y el espesor de la capa es de 7.5 cm.

$$C_r = 2250 \times 0.075 = 168.75 \text{ kg/m}^2 = 0.169 \text{ T/m}^2$$

2.5. Carga viva.

2.5.1. Carga vehicular (LL).

Según los criterios de la norma AASTHO se establece que las condiciones de carga vehicular son:

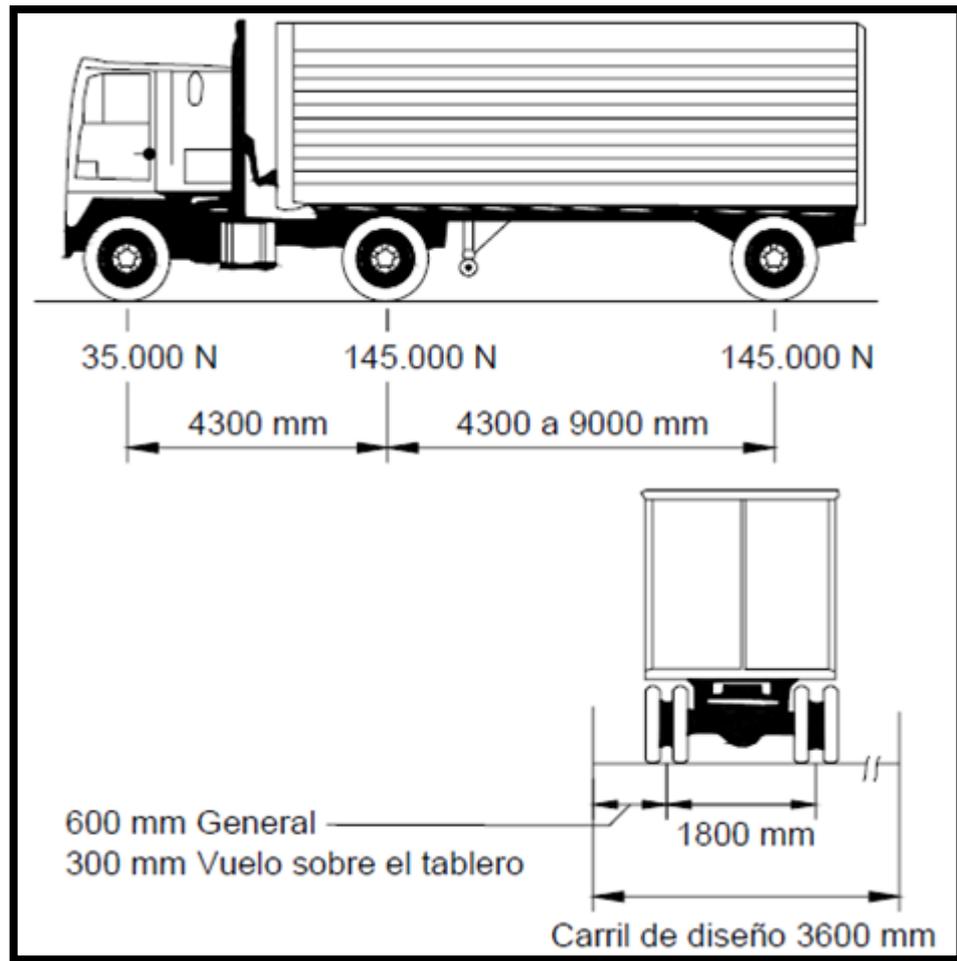
- Carga tándem combinada con la carga de carril de diseño.
- Camión de diseño combinado con la carga de carril de diseño.

Camión de Diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. (AASTHO LRFD, 2004)

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas. (AASTHO LRFD, 2004)

Figura 6: Características camión de diseño



Fuente: AASTHO LRFD.

Tándem de diseño.

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2. (AASHTO, 2004)

Carga del carril de diseño.

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 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

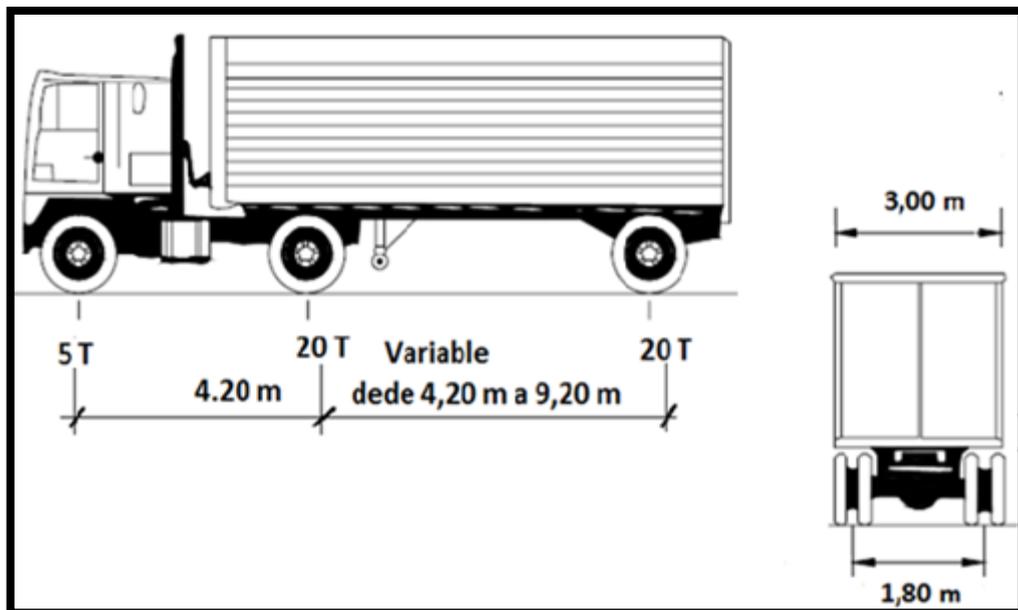
debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica. (AASHTO LRFD, 2004)

Según las especificaciones del MTOP, las condiciones de carga vehicular a usarse en el diseño estructural del viaducto serán detalladas a continuación.

Para el diseño de los viaductos se usará las condiciones de carga establecidas por el MTOP, que consiste en un camión semirremolque, con un peso en las ruedas de 2.5 T por eje delantero y 10 T en los ejes intermedios y traseros, que da un peso total de 45 T. La separación de los ejes en sentido longitudinal es de 4.20 m y en el sentido transversal 1.80 m. Se utilizará también la carga equivalente del camión HS 20-44 incrementada en 25%.

Las solicitaciones que se usarán son la mayor entre el camión y la carga equivalente.

Figura 7: Camión HS-MOP



Fuente: MTOP.

Como lo indica el código AASHTO en el punto 3.6.1.6 se debe considerar una carga peatonal para veredas de 600 mm en adelante la carga peatonal es una carga móvil en el viaducto y tendrá un valor de 0.36 T/m².

2.6. Otras cargas.

Para el diseño de la superestructura las condiciones de carga viva serán incrementadas por un factor de incremento dinámico, con lo cual se asumirán los efectos dinámicos y vibratorios a los cuales se ve sometida la estructura cuando circulan los vehículos, también se analizará el efecto del sismo en el viaducto.

2.6.1. Incremento por carga dinámica (IM).

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$, el incremento por carga dinámica no se aplica en las cargas peatonales.

Tabla 2: Incremento por Carga Dinámica

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%

Fuente: AASTHO LRFD.

2.6.2. Efecto sísmico (EQ).

Las solicitaciones sísmicas son tomadas como cargas horizontales, determinadas en base al coeficiente de respuesta elástica C_{sm} y al peso equivalente de la superestructura, teniendo que ser debidamente ajustado por el factor de modificación de respuesta R , algunos de los coeficientes usados para modelar el efecto sísmico fueron tomados del capítulo CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC, 2011)

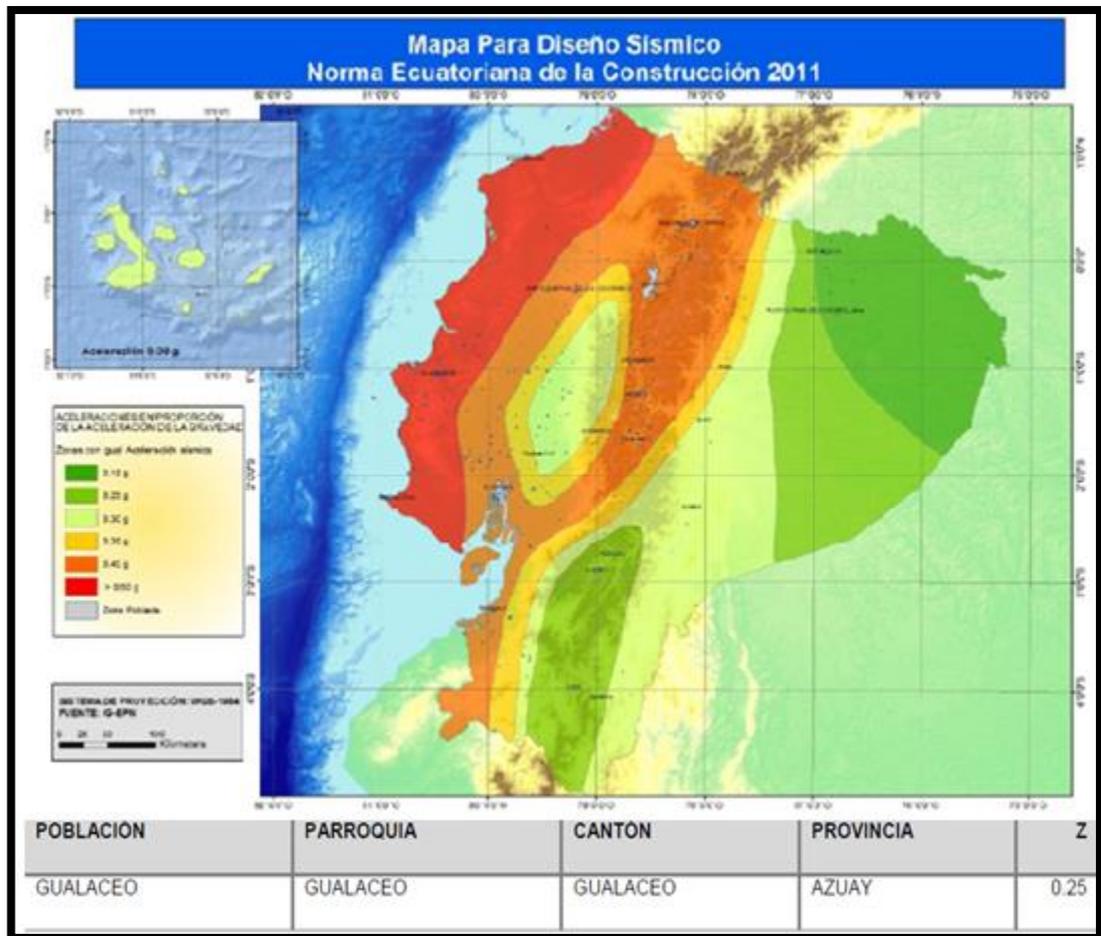
2.6.2.1. Coeficiente de aceleración (Z).

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC, 2011).

En la NEC encontramos un mapa de zonificación sísmica del país, y valores específicos del valor de Z para las ciudades y cantones más importantes del país.

El valor Z será tomado para la ciudad de Gualaceo, Azuay.

Figura 8: Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador



Fuente: NEC.

2.6.2.2. Tipo de suelo.

El tipo de suelo que se definió en los estudios preliminares fue S2 que tiene características medias.

Tabla 3: Coeficiente de sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
<i>S</i>	1,0	1,2	1,5	2,0

Fuente: AASTHO LRFD.

Como resultado obtenemos un factor $S= 1,2$ y un valor C_{sm} de 3.

2.6.2.3. Factores de modificación de respuesta.

Para preservar la integridad del puente bajo estas cargas extremas, los factores R correspondientes a uniones son menores que los correspondientes a elementos de la subestructura.

Para las juntas de expansión dentro de la superestructura y las uniones entre la superestructura y los estribos, la aplicación del factor R amplifica las solicitaciones. (AASTHO, 2004)

Tabla 4: Factores de modificación de respuesta en las uniones

Unión	Todas las categorías
Uniones superestructura-estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones	1,0

Fuente: AASTHO LRFD.

2.6.2.4. Espectro inelástico de respuesta para superestructura.

Parámetros de cálculo.

ZONA

Zona	Factor de Zona "Z"
Gualaceo	0.25

SISTEMA ESTRUCTURAL "R"

Sistema Estructural	Estructura	R
Sistema Dual	Regular	7

CATEGORIA DE EDIFICACION "U"

Categoría	Importancia	Factor "U"
A	Edificaciones Esenciales	1.5

PARAMETROS DEL SUELO "S"

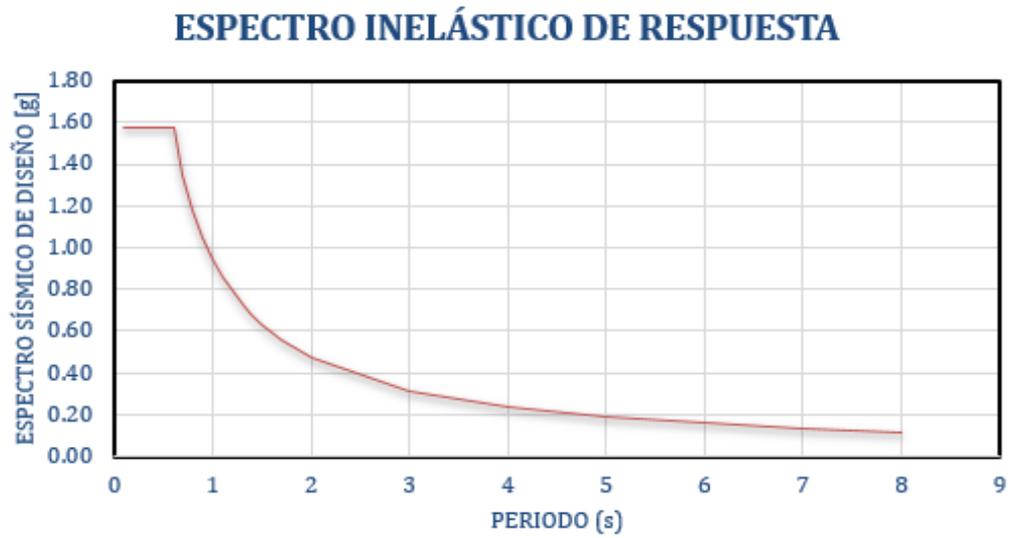
Tipo	Descripción	Tp(s)	Factor "S"
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2

Gravedad "g"	9.81	(m/s ²)
--------------	------	---------------------

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral
C	T	Sa
2.50	0.1	1.58
2.50	0.1	1.58
2.50	0.2	1.58
2.50	0.3	1.58
2.50	0.4	1.58
2.50	0.5	1.58
2.50	0.6	1.58
2.14	0.7	1.35
1.88	0.8	1.18
1.67	0.9	1.05
1.50	1	0.95
1.36	1.1	0.86
1.25	1.2	0.79
1.15	1.3	0.73
1.07	1.4	0.68

1.00	1.5	0.63
0.94	1.6	0.59
0.88	1.7	0.56
0.83	1.8	0.53
0.79	1.9	0.50
0.75	2	0.47
0.50	3	0.32
0.38	4	0.24
0.30	5	0.19
0.25	6	0.16
0.21	7	0.14
0.19	8	0.12

Figura 9: Espectro inelástico de respuesta en superestructura



Fuente: Autor.

2.6.2.5. Espectro inelástico de respuesta para uniones.

Figura 10: Espectro inelástico de respuesta en superestructura



Fuente: Autor.

2.7. Condiciones de apoyo.

Las vigas de la superestructura se encuentran empotradas en su extremo derecho a la montaña, los mismos se encuentran apoyados en los respectivos estribos, el diseño se lo realizará mediante el código AASHTO en su versión LRFD.

CAPÍTULO III

PRE DISEÑO Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Parámetros de diseño.

A continuación se presenta un resumen de las características y parámetros a considerarse en el diseño estructural:

- El viaducto tiene un longitud total de 183.81 metros.
- El puente se calculará como luces continuas de 61.27 metros.
- El viaducto contará con 2 carriles de circulación de 3.2 metros de ancho cada uno y aceras en los dos extremos de 1,2 metros cada uno con un ancho total de 8,8 metros.
- Pendiente longitudinal del 6.8 %
- Pendiente transversal de 2.5% a un solo lado del viaducto.
- Viaducto de viga y losa, la losa será de hormigón armado, las vigas serán metálicas.

3.2. Pre dimensionamiento.

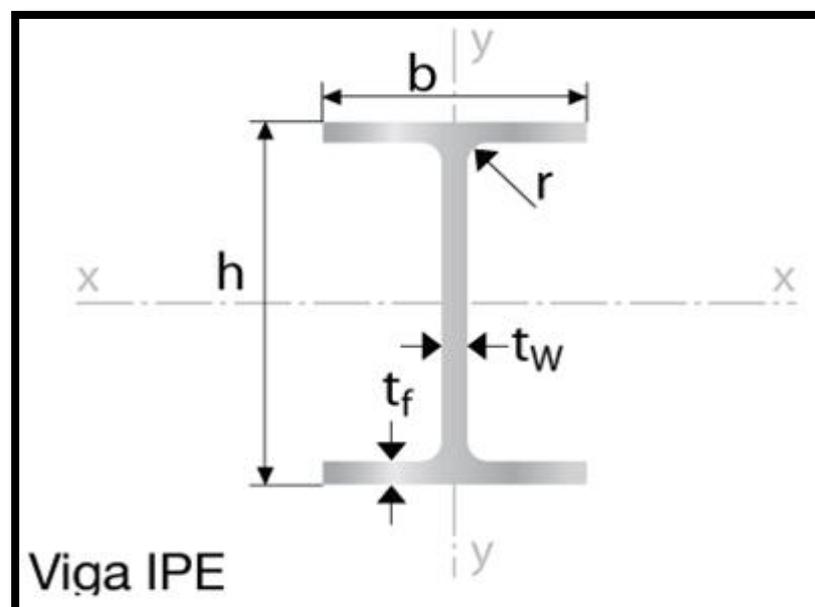
3.2.1. Pre dimensionamiento de losa de hormigón.

- Para el cálculo del viaducto se consideró tres tramos continuos de 61.27 metros de luz.
- Según el Art. 9.7.1.1 de la AASTHO el peralte de la losa de hormigón no puede ser menor que 175 mm, excluyendo cualquier disposición de pulido, texturizado y superficie de sacrificio.
- Para losas de hormigón en volado según el artículo Art. 13.7.3.1.2 no puede ser menor a 200 mm.

3.2.2. Pre dimensionamiento de vigas de acero.

Para el pre diseño de las vigas metálicas se asumirá un perfil del catálogo de vigas metálicas IPAC, el perfil asumido es un IPE 600 con las siguientes especificaciones:

Figura 11: Dimensiones de la sección de viga metálica



Designación	Dimensiones				Radio	Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico	
	Altura		Ala					Eje y-y			Eje x-x				
	h	t _w	b	t _f	r	A	P	I	W	i	I	W	i	Z _y	Z _x
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³
IPE 600	600	12,00	220	19,00	24,00	156,00	122,00	92.080,00	3.069,00	24,30	3.387,00	308,00	4,66	3.512,00	486,00

Fuente: Catalogo IPAC.

Nota: Viga tomada solo para uso referencial en el programa CSI BRIDGE.

Separación de vigas.

La separación de vigas tiene que ser de tal forma que se tenga la menor diferencia de carga muerta y viva entre vigas exterior e interior, las separaciones de vigas recomendables según la AASTHO es de 2 a 3 metros, por lo que se asumirá un valor de 2 metros, $S_v = 2$ m.

Número de vigas.

Se adoptará el número de vigas, en función del largo del viaducto y la separación de vigas adoptada, el número de vigas adoptado en cada tramo continuo es de 30 vigas, $N_v = 30$.

Según el artículo Art. 10.20.1 la separación máxima entre diafragmas será de 7.62m.

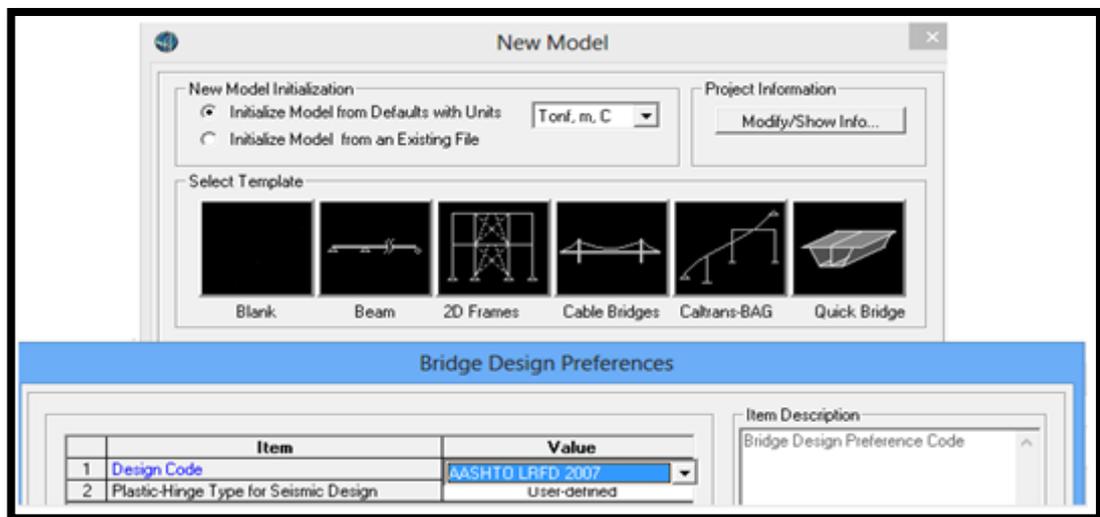
3.3. Modelación estructural en CSI BRIDGE versión 15.

CSI BRIDGE es un programa creado por la compañía COMPUTERS & STRUCTURES INC. Especializado en modelación de diferentes clases de puentes o viaductos, el programa al ser creado por la misma empresa que desarrolla el programa SAP 2000, mantiene muchas de las características e interfaz del programa antes mencionado, pero al tratarse de un software relativamente nuevo en el ámbito estudiantil se detallará los pasos que se siguieron para realizar la modelación del viaducto en cuestión.

3.3.1. Consideraciones generales.

- El programa CSI BRIDGE nos da la opción de elegir la normativa a usarse ya sea el diseño por las especificaciones AASTHO por el método LRFD o el método AASTHO estándar, el modelo elegido son las especificaciones AASTHO LRFD.
- Las unidades en el que se trabaja el programa son toneladas, metro, centígrado
- Se usará un sistema de coordenadas globales x, y, z.

Figura 12: Normativa y unidades

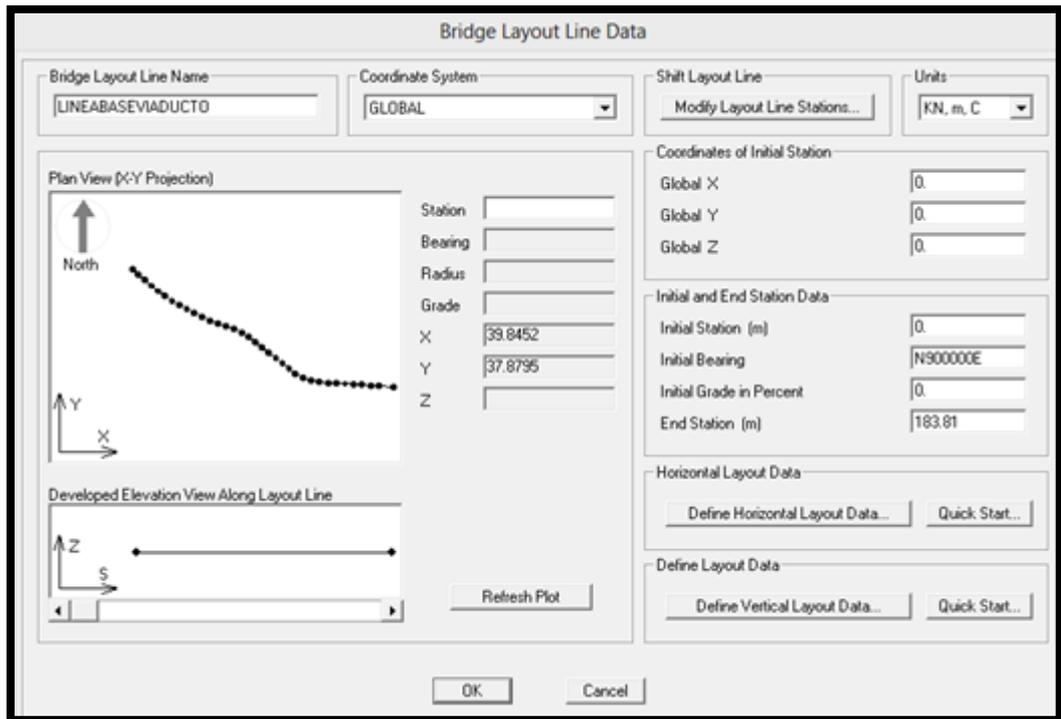


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.2. Definición de línea base del viaducto.

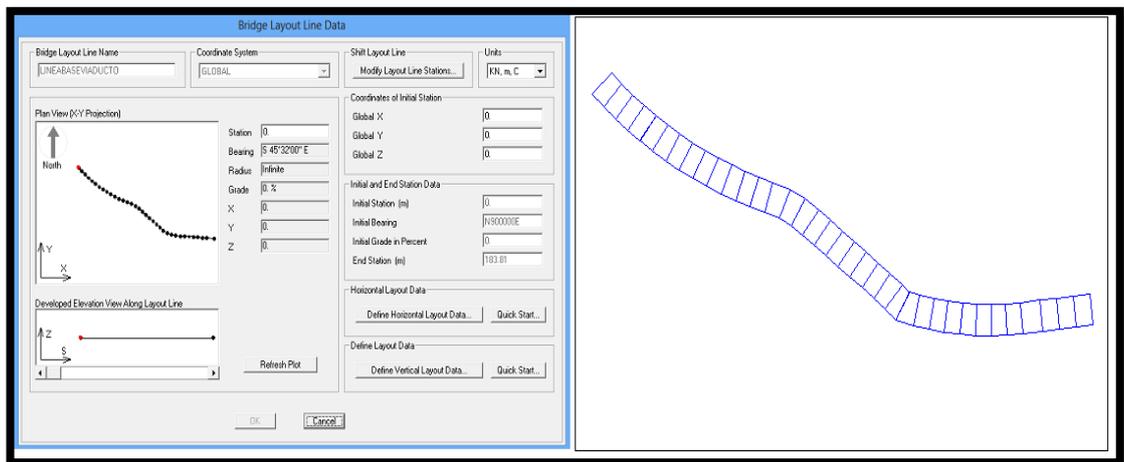
La línea base se define como el eje en el que se basará la modelación en el programa CSI BRIDGE, en este punto se definirá en base a coordenadas cada punto, también se define la pendiente transversal con la que va a ser calculado el viaducto que se definió con anterioridad del 2.5% a un solo lado.

Figura 13: Línea base del viaducto definida



Fuente: CSI BRIDGE V15.

Figura 14: Comparación de línea base en el programa y sección real del viaducto



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.3. Definición de materiales.

El siguiente paso en la modelación es definir los materiales y propiedades que tendrán estos, los materiales se utilizarán son acero de refuerzo, hormigón armado, y acero en las vigas metálicas.

Material: acero para vigas metálicas.

Figura 15: Acero para vigas metálicas

The screenshot shows a dialog box for defining material properties. The material name is 'VIGAACERO' and the type is 'Steel'. The units are set to 'Kgf, cm, C'. The properties are defined as follows:

Property	Value
Material Name and Display Color	VIGAACERO
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	7.849E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06
Units	Kgf, cm, C
Modulus of Elasticity, E	203000.
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	78076.92
Minimum Yield Stress, Fy	4200.
Minimum Tensile Stress, Fu	4077.8038
Effective Yield Stress, Fye	3796.576
Effective Tensile Stress, Fue	4485.5842

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and buttons for 'OK' and 'Cancel'.

Fuente: CSI BRIDGE V15.

Material: acero para refuerzo.

Figura 16: Acero para refuerzo

The screenshot shows a material properties dialog box for 'ACEROREFUERZO'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: ACEROREFUERZO (with a blue color swatch)
 - Material Type: Rebar (dropdown menu)
 - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 7.849E-03
 - Mass per Unit Volume: 8.004E-06
- Units:**
 - Units: Kgf, cm, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2030000.
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 780769.2
- Other Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 3500.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 4218.4178
 - Expected Yield Stress, Fye: 3093.5064
 - Expected Tensile Stress, Fue: 4640.2595

At the bottom of the dialog, there is a checkbox labeled 'Switch To Advanced Property Display' which is currently unchecked. Below the checkbox are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: CSI BRIDGE V15.

Material: Hormigón armado.

Figura 17: Hormigón armado

General Data	
Material Name and Display Color	HORMIGON
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	7.849E-03	Kgf, cm, C
Mass per Unit Volume	8.004E-06	

Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	200798
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	77230

Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	280
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Switch To Advanced Property Display

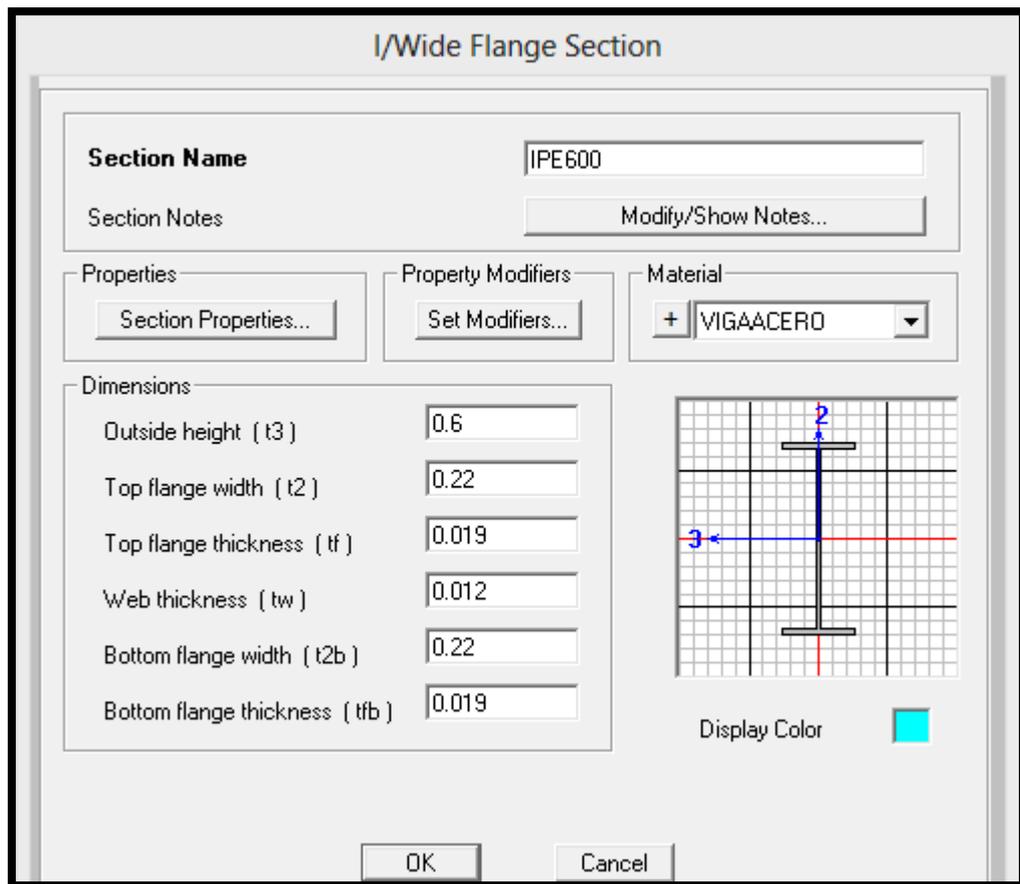
OK Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.4. Definición de sección de viga metálica.

Como se definió en el pre diseño el viaducto este contará con vigas metálicas IPE600 del catálogo IPAC, el perfil servirá de referencia para el cálculo de momentos y esfuerzos iniciales.

Figura 18: Viga metálica

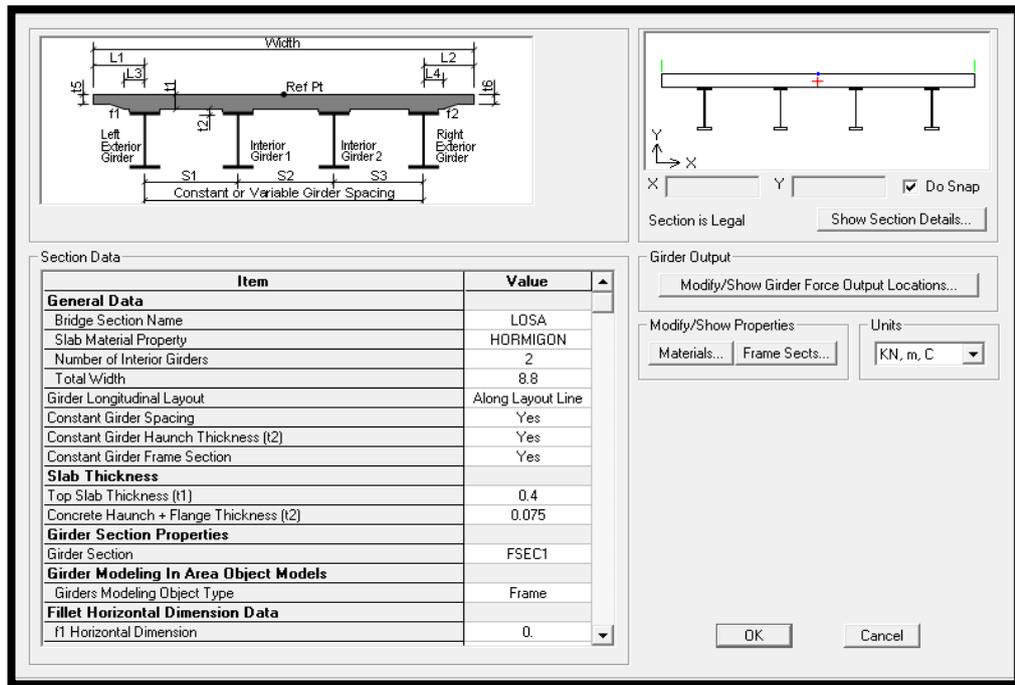


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.5. Definición de la sección de losa del viaducto.

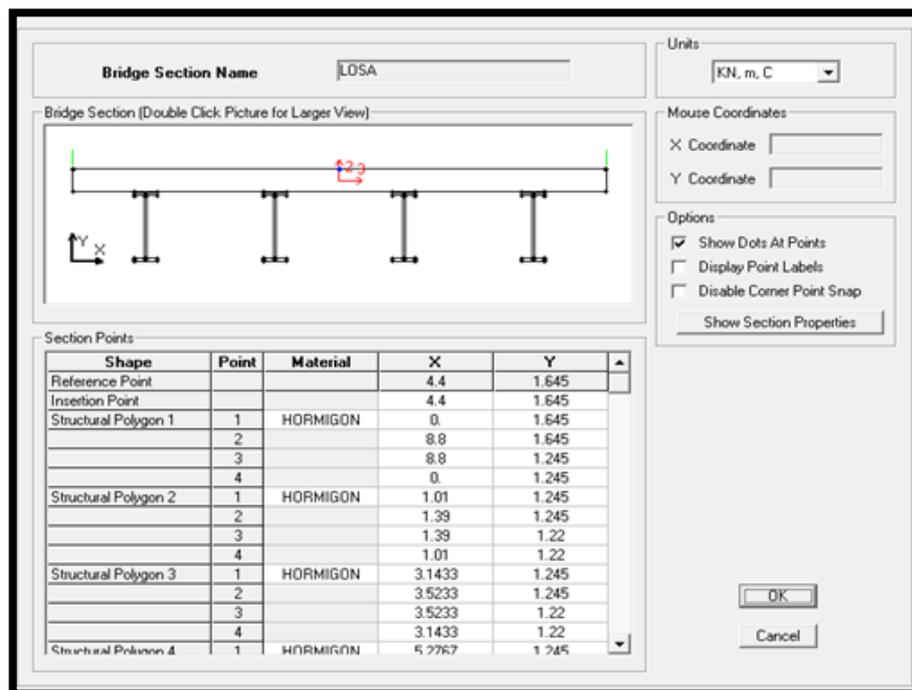
En el pre diseño se definió la sección preliminar del viaducto, las dimensiones calculadas son las que serán ingresadas en este apartado del programa, así como los materiales y la sección de viga definida.

Figura 19: Sección de losa y vigas metálicas



Fuente: CSI BRIDGE V15.

Figura 20: Sección de losa



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.6. Definición de rigidizadores.

Se definen los rigidizadores a usarse en el viaducto

Figura 21: Definición de rigidizadores

Diaphragm Name: RIGIDIZADOR

Select Diaphragm Type:

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Chord and Brace Diaphragm Parameters:

- Include Top Chord: FSEC1
- Include Brace: FSEC1
 - V Brace
 - Inverted V Brace
 - X Brace
- Include Bottom Chord: FSEC1

Brace Work Point Location:

- Elevation Change From Top Work Point to Top of Adjacent Girder: 0.
- Elevation Change From Bottom Work Point to Bottom of Adjacent Girder: 0.

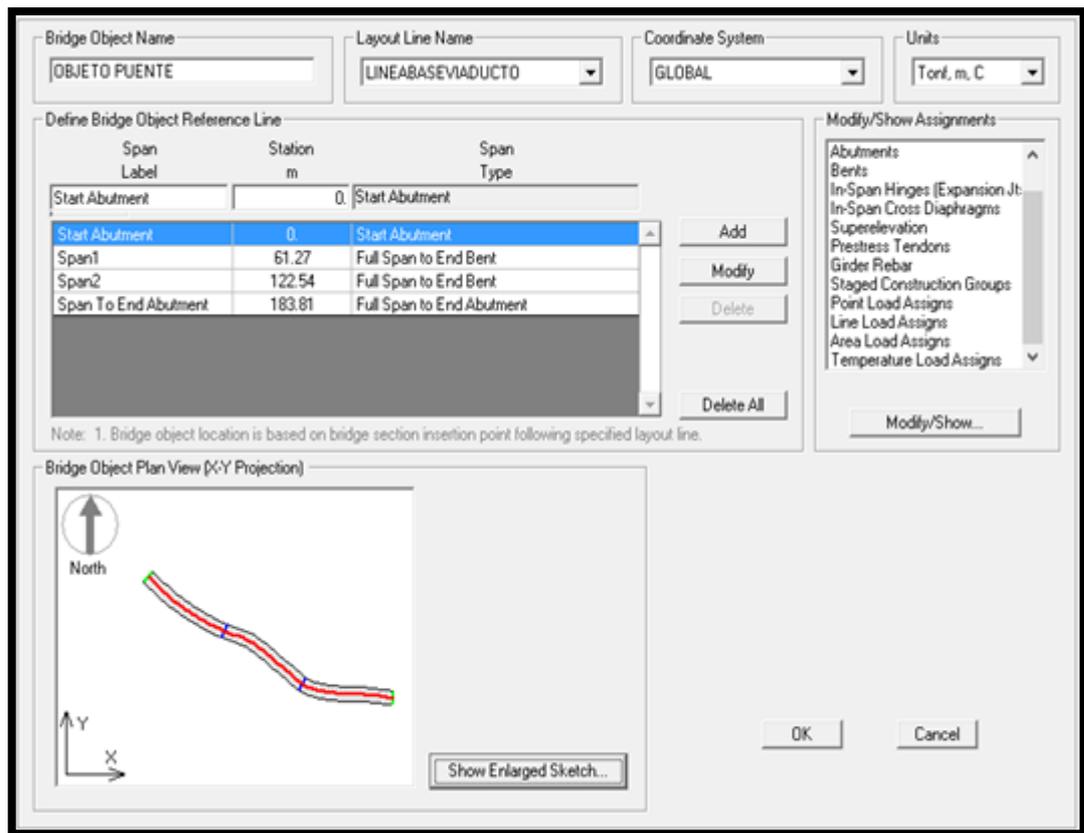
Buttons: OK, Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.7. Definición del objeto puente.

Una vez definido los parámetros mencionados en los puntos anteriores, el programa CSI BRIDGE requiere la definición de un objeto puente, el mismo contará con la recopilación de todos los parámetros ingresados antes, así mismo, se podrá definir tramos continuos, pendientes transversales y demás parámetros que conforman el viaducto.

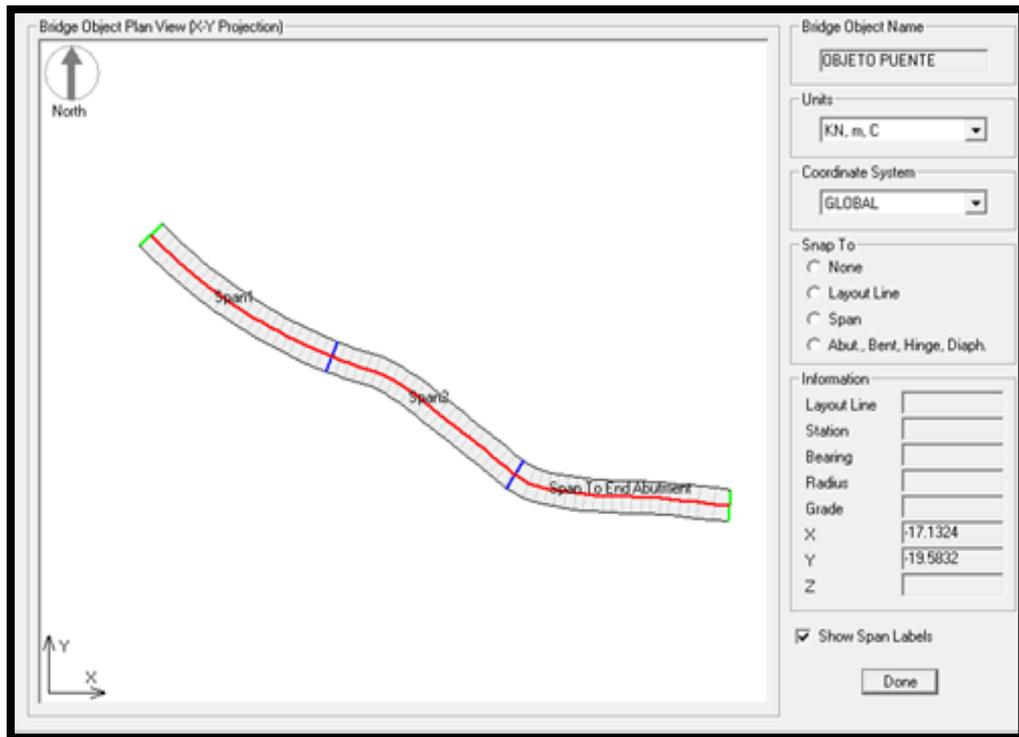
Figura 22: Objeto puente



Fuente: CSI BRIDGE V15.

Como podemos observar en la siguiente imagen, se ha definido los tres tramos continuos de 61.27 metros que fueron planteados.

Figura 23: Tramos continuos del viaducto



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.8. Definición de pendiente transversal.

Con el objeto puente correctamente definido se puede proceder a definir la pendiente que tendrá el viaducto a lo largo de los 183.81 metros, la pendiente calculada en base a la topografía de la zona es del 6.8%.

Figura 24: Pendiente longitudinal

The screenshot shows a dialog box for defining bridge object properties. It includes a text field for the object name, a units dropdown menu, radio buttons for superelevation options, a numerical input field for a constant value, and a table for user-defined data with associated action buttons.

Station m	SuperElevation Percent

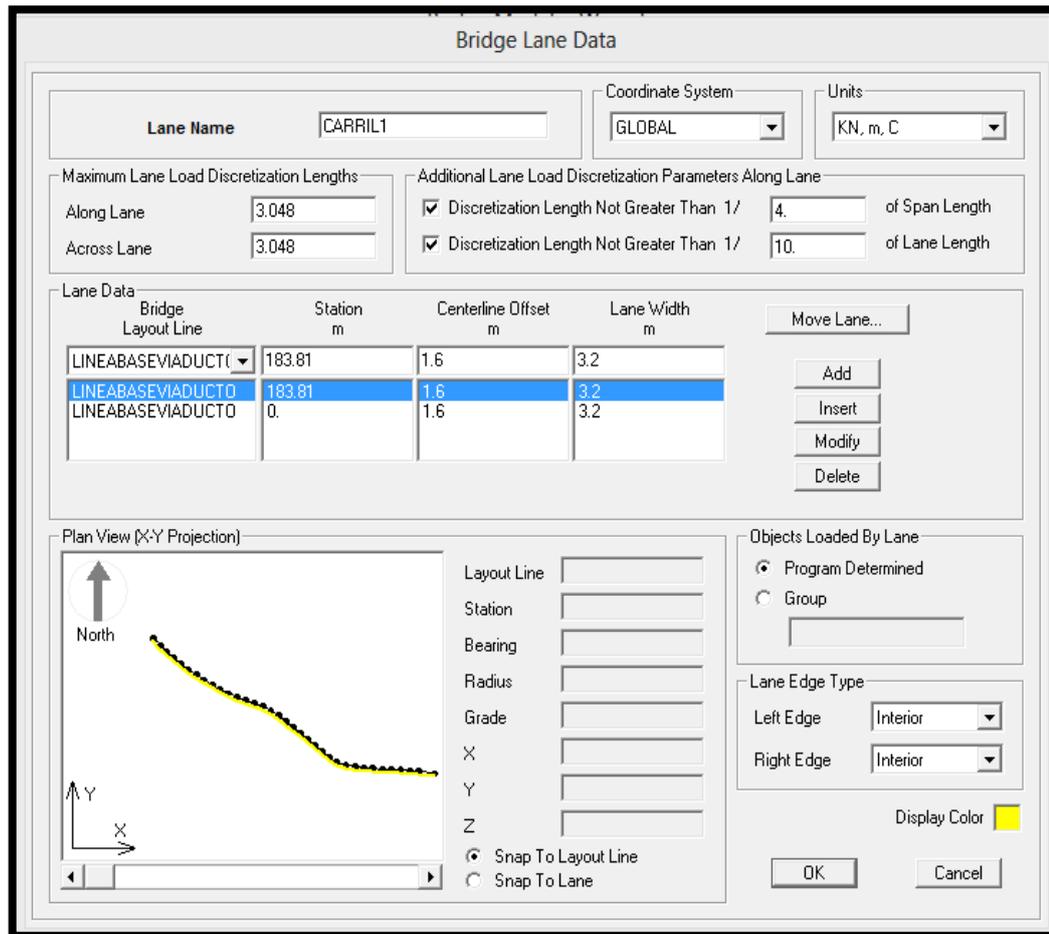
Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.9. Definición de carriles.

Según las necesidades de tráfico de la zona se determinó la necesidad de dos carriles en total para el viaducto, uno por sentido, el ancho de los mismo se definió en 3.2 metros.

Carril número 1 sentido S-N.

Figura 25: Carril N-S



Fuente: CSI BRIDGE V15.

Carril número 2 sentido N-S.

Figura 26: Carril S-N

Bridge Lane Data

Lane Name: CARRIL 2

Coordinate System: GLOBAL

Units: KN, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:
 Along Lane: 3.048
 Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEABASEVIADUCTO	183.81	-1.6	3.2
LINEABASEVIADUCTO	183.81	-1.6	3.2
LINEABASEVIADUCTO	0.	-1.6	3.2

Plan View (X-Y Projection)

Objects Loaded By Lane:
 Program Determined
 Group

Lane Edge Type:
 Left Edge: Interior
 Right Edge: Interior

Display Color:

Buttons: OK, Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.10. Definición de vehículos y grupo de vehículos.

En esta sección se presentan los vehículos usados en el diseño del viaducto según las especificaciones del MTOP son el camión HS-MOP y la carga equivalente del camión HS 20-44 incrementada en 25%.

En el grupo de vehículos se refiere a las combinaciones de vehículos que se modelarán en el programa en este caso solo serán los 2 vehículos mencionados con anterioridad.

Camión HS-MOP.

Figura 27: Definición de Camión HS-MOP

Vehicle name: HS-MOP
 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Variable Length	4.2	9.2	0.	Fixed Width	3.	20.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.	5.	Two Points	1.8
Fixed Length	4.2		0.	Fixed Width	3.	20.	Two Points	1.8
Variable Length	4.2	9.2	0.	Fixed Width	3.	20.	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

Camión HS 20-44 incrementada en 25%.

Figura 28: Camión HS-20-44 (Incluye carga equivalente)

Vehicle name: HSn-44-1 | Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:

- For Lane Moments: Value: 0. | Width Type: One Point | Axle Width:
- For Other Responses: Value: 0. | Width Type: One Point | Axle Width:

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

- Lane Exterior Edge: 0.3048
- Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

- Axle: None | Modify/Show...
- Uniform: None | Modify/Show...

Leading Load	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Infinite			0.	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		0.	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Options:

- Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only | Staddle Reduction Factor:
- Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Buttons: OK, Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

Clases de vehículos.

Figura 29: Clases de vehículos

Vehicle Class Name: VEHICULOS

Define Vehicle Class:

Vehicle Name	Scale Factor
HS-MOP	1.
HS-MOP	1.
HSn-44-1	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

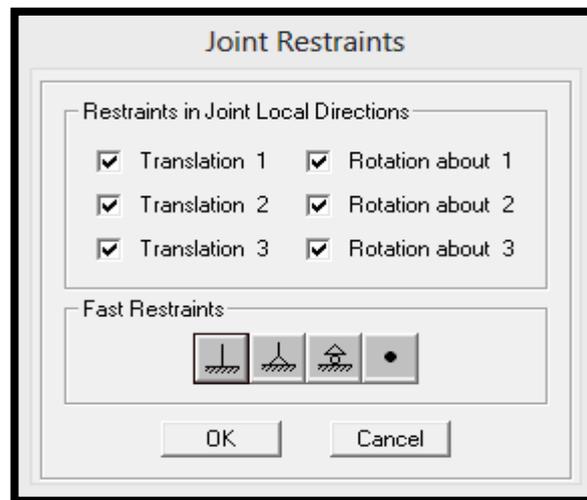
Buttons: OK, Cancel

Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.11. Definición de condiciones de apoyo.

Las condiciones de apoyo predefinidas para el viaducto son de empotramiento a lo largo de toda la longitud del mismo.

Figura 30: Condición de apoyo empotrado

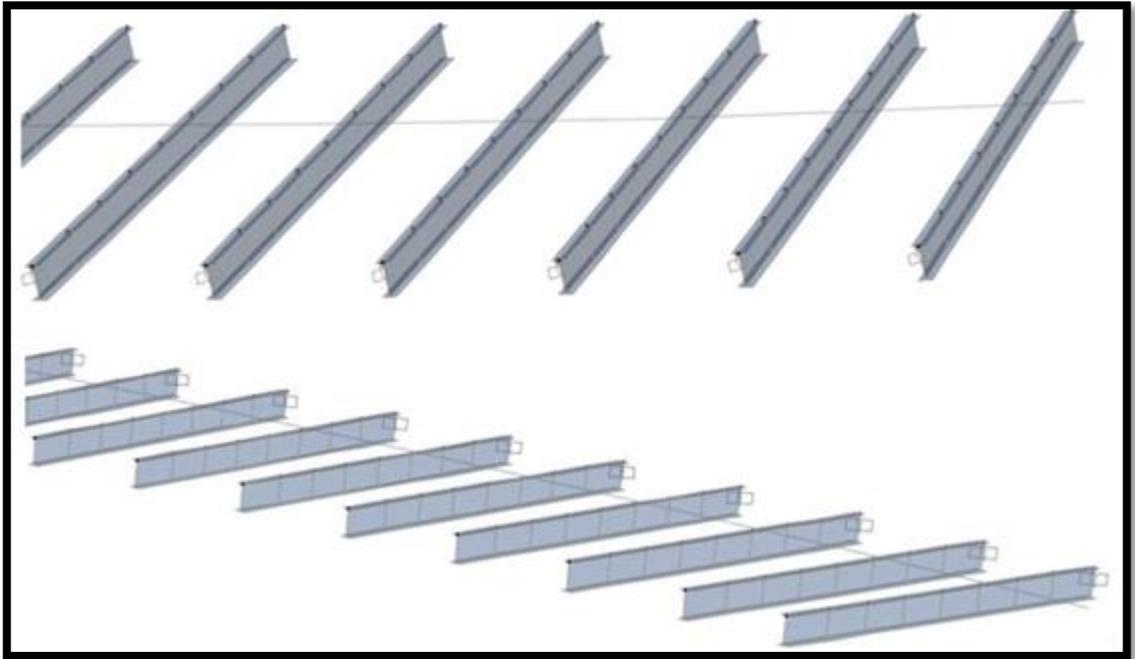


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.12. Estructura final del viaducto.

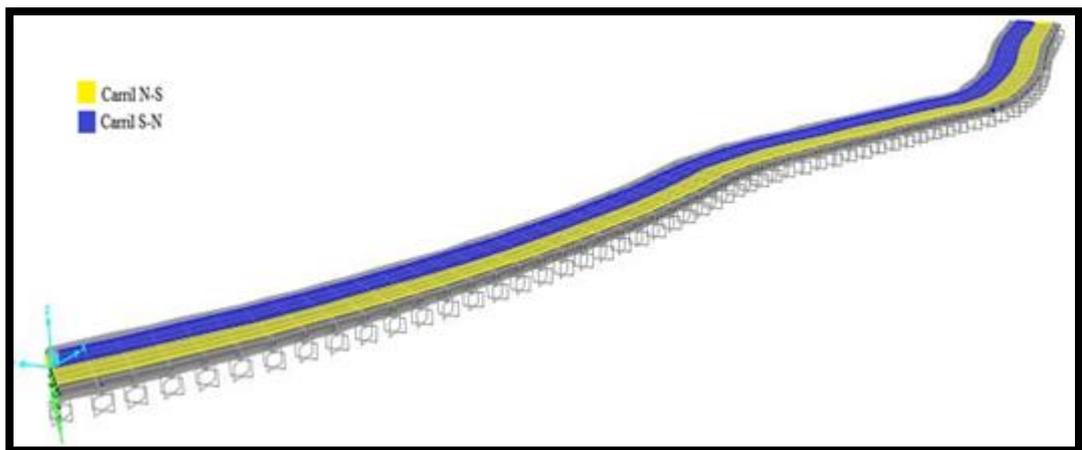
Se presenta la forma final de la estructura del viaducto con pendientes, estribos, carriles y apoyos, en los siguientes puntos se definirán las cargas y combinaciones de carga para proceder al cálculo final.

Figura 31: Vigas metálicas



Fuente: CSI BRIDGE V15.

Figura 32: Esquema final del viaducto



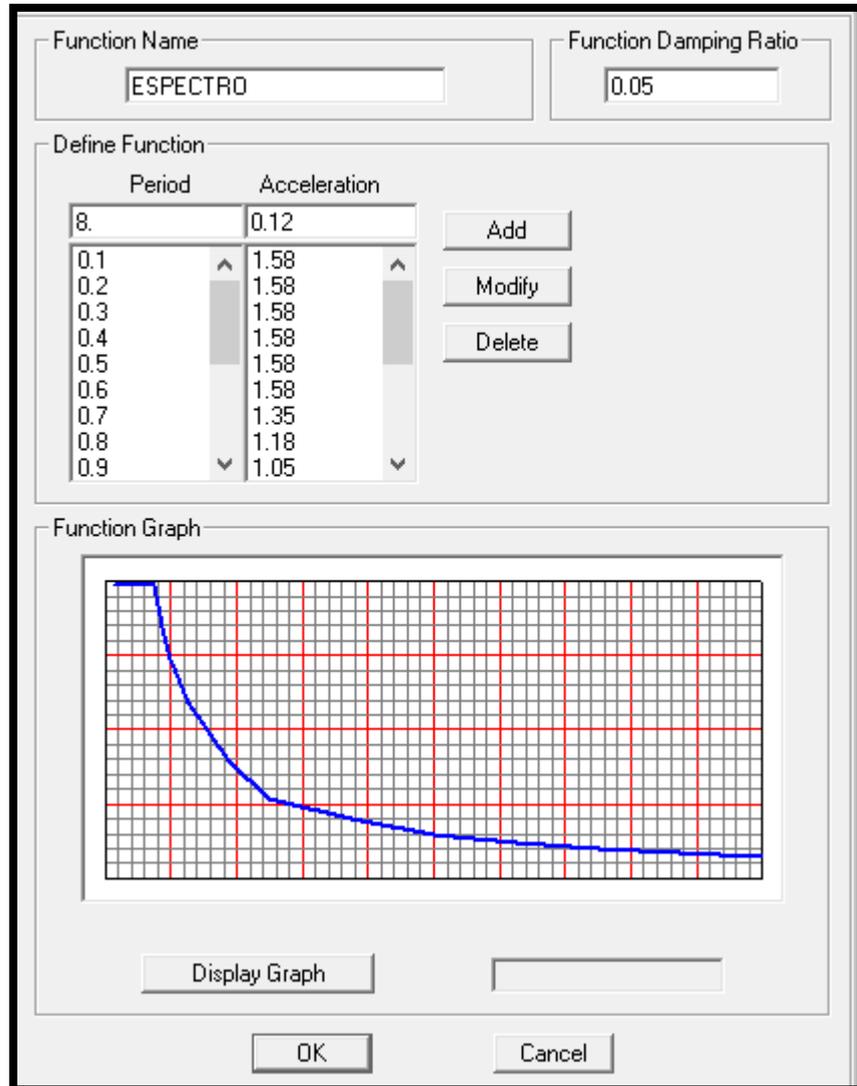
Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.13. Espectro de diseño sísmico.

Una vez ingresada la geometría, secciones, carriles y vehículos del viaducto se puede proceder a ingresar todos los parámetros relacionados a cargas vivas, muertas y

especiales que afectarán al viaducto, el primer parámetro que se ingresó es el espectro de diseño sísmico que se definió previamente acorde a las condiciones del suelo y zona sísmica.

Figura 33: Espectro de diseño



Fuente: CSI BRIDGE V15.

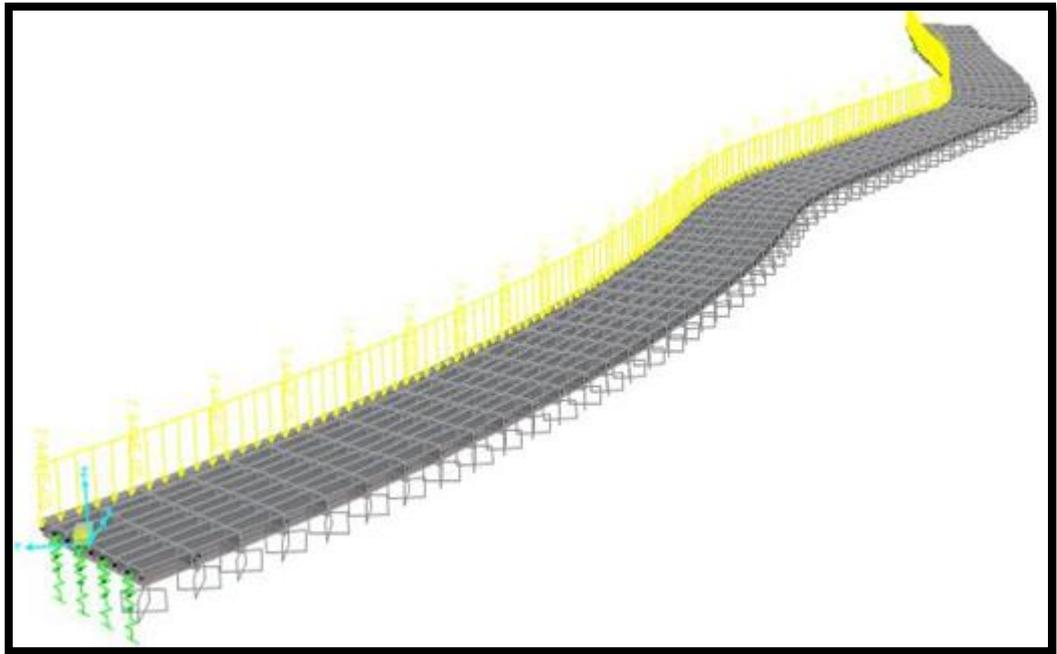
3.3.14. Definición de cargas del viaducto.

Como lo requiere la AASTHO y según las condiciones del MTOP, además de las cargas móviles vehiculares, se establecieron otras cargas a ser consideradas en el cálculo estructural las mismas y se presentan a continuación.

3.3.15. Carga de baranda (DC).

La carga de baranda tiene un valor de $w = 0,074 \text{ T/m}$ y se representa como una carga lineal distribuida en la parte exterior del viaducto donde se necesita.

Figura 34: Carga de baranda

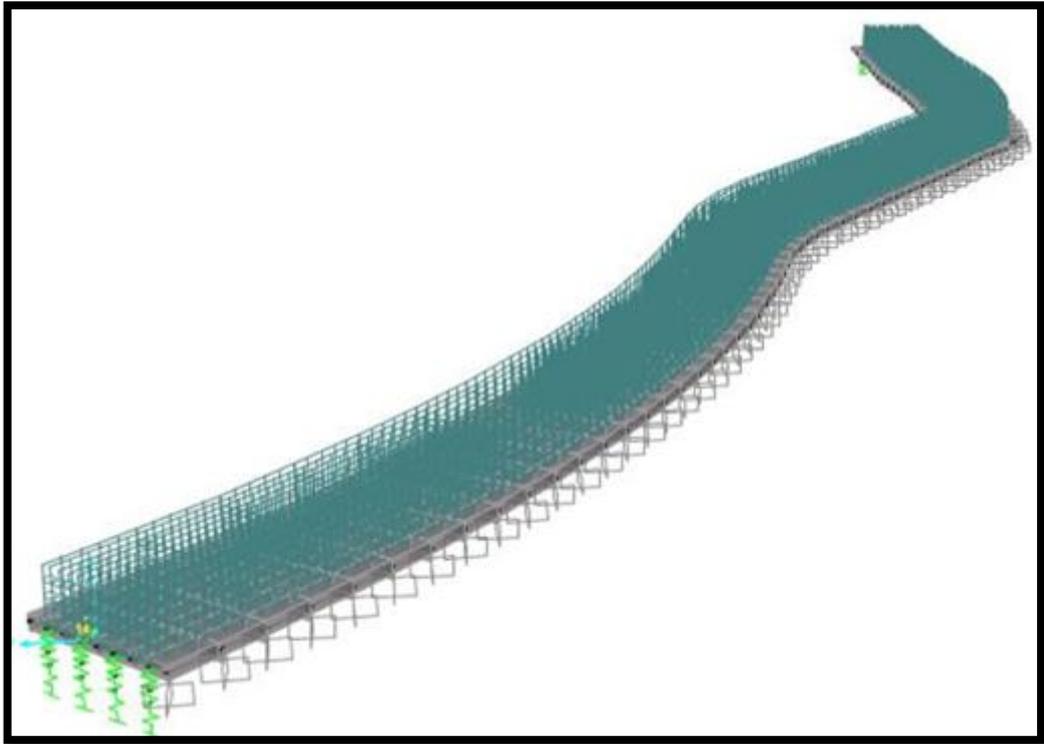


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.16. Carga por capa de rodadura (DW).

La carga por capa de rodadura tiene un valor de $C_r = 0.169 \text{ T/m}^2$, es representada como una carga distribuida en toda el área de los carriles del viaducto, el valor de la carga es correspondiente a los 7,5 cm de espesor de la capa.

Figura 35: Carga por superficie de rodadura

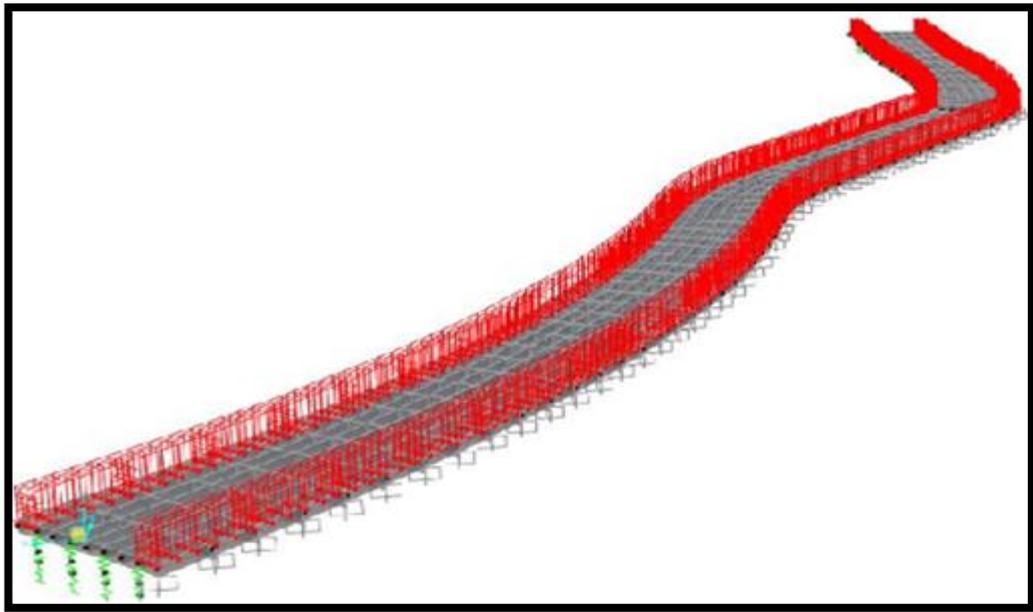


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.16.1. Carga peatonal.

La carga por capa de rodadura tiene un valor de 0.36 T/m^2 , es representada como una carga de área distribuida en toda el área de veredas del viaducto.

Figura 36: Carga peatonal

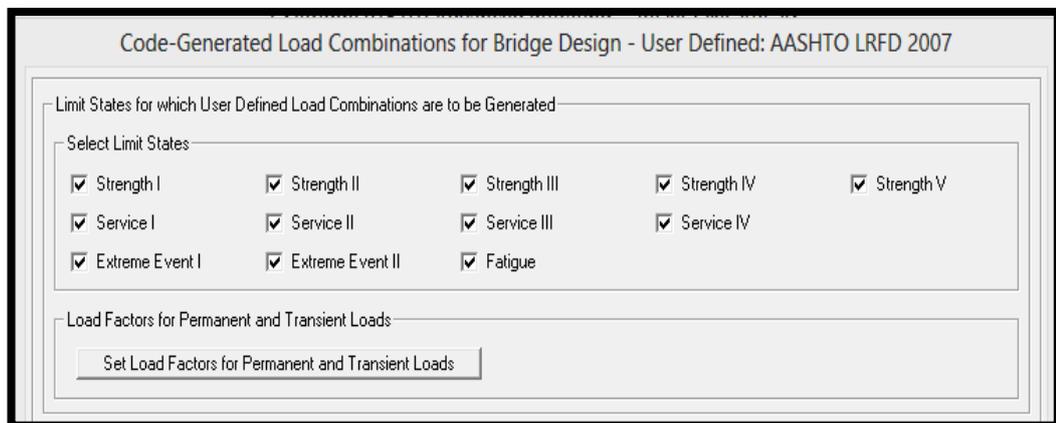


Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.3.17. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga a usarse son las definidas en la normativa AASTHO, el programa CSI BRIDGE al basar su normativa y cálculo en esta normativa trae las combinaciones de carga exigidas por la misma.

Figura 37: Combinaciones disponibles en el programa



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4. Análisis de resultados obtenidos.

Una vez terminada la modulación del viaducto en el programa CSI BRIDGE se procederá a realizar el análisis de los resultados obtenidos, el programa genera una gran variedad de datos sobre los componentes principales del viaducto que son viga y losa, los principales datos obtenidos son: momento último, cortante último y axial último para las de combinaciones de servicio y resistencia, los mismos serán presentados a continuación, la información complementaria se presentará en la sección anexos. (Anexo 1)

3.4.1. Análisis de momentos.

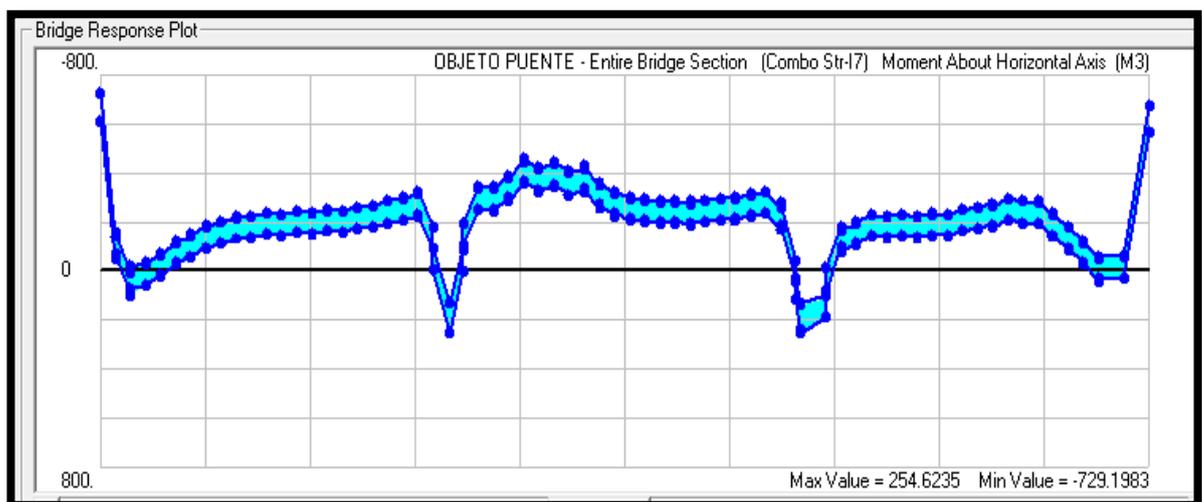
3.4.1.1. Momento máximo en toda la sección del viaducto.

3.4.1.1.1. Combinación de resistencia.

El momento máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de resistencia número 7 de resistencia según la AASTHO.

$$M_u = 729.20 \text{ T.m}$$

Figura 38: Mu. C. Resistencia



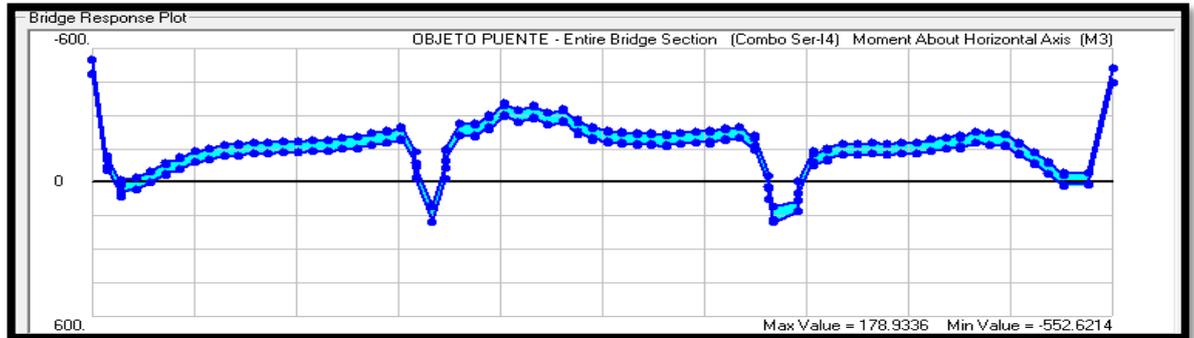
Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4.1.1.2. Combinación de servicio.

El momento máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de servicio número 4 de resistencia según la AASTHO.

$$Mu = 552.62 \text{ T.m}$$

Figura 39: Mu. C. Servicio



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4.1.2. Momento máximo en la losa del viaducto.

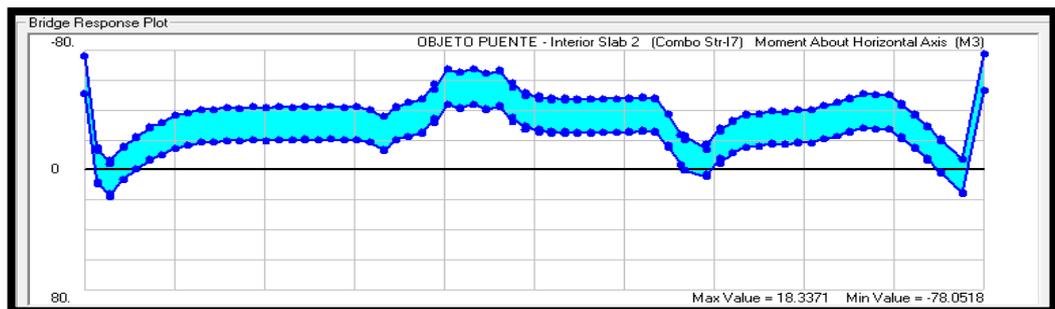
3.4.1.2.1. Combinación de resistencia.

El momento máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de resistencia número 7 de resistencia según la AASTHO.

$$Mu(+) = 18.34 \text{ T.m}$$

$$Mu(-) = -78.05 \text{ T.m}$$

Figura 40: Mu. Losa C. Resistencia



Fuente: CSI BRIDGE V15

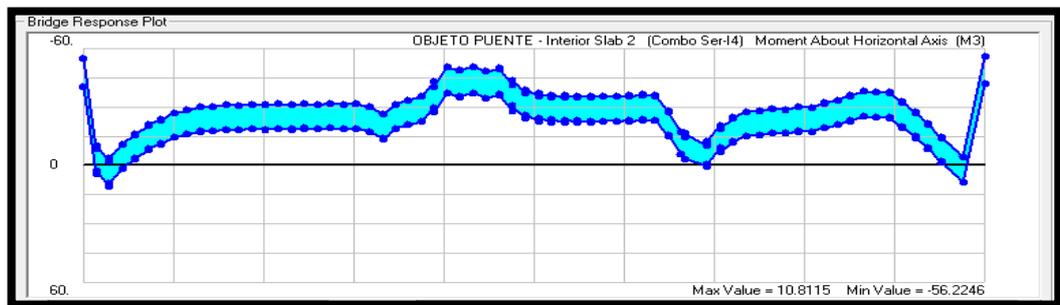
3.4.1.3. Combinación de servicio.

El momento máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de resistencia número 4 de resistencia según la AASTHO.

$$Mu(+) = 10.81 \text{ T.m}$$

$$Mu(-) = -56.22 \text{ T.m}$$

Figura 41: Mu. Losa C. Servicio



Fuente: CSI BRIDGE V15.

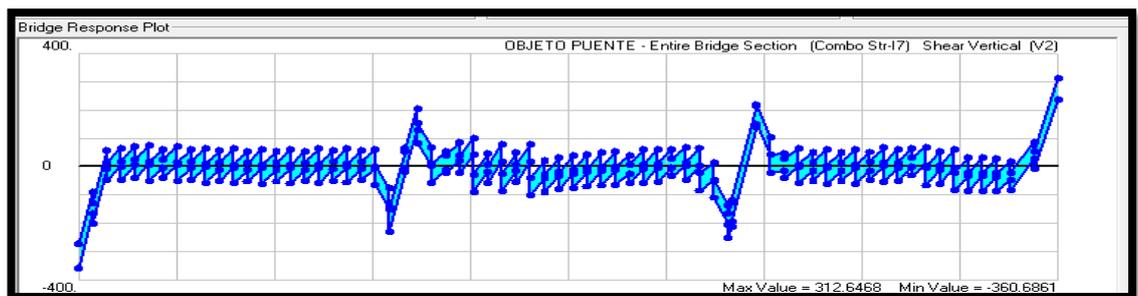
3.4.2. Análisis de cortante.

3.4.2.1. Combinación de resistencia.

El cortante máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de resistencia número 7 de resistencia según la AASTHO.

$$Vu = 360.69 \text{ T}$$

Figura 42: Cortante C. Resistencia



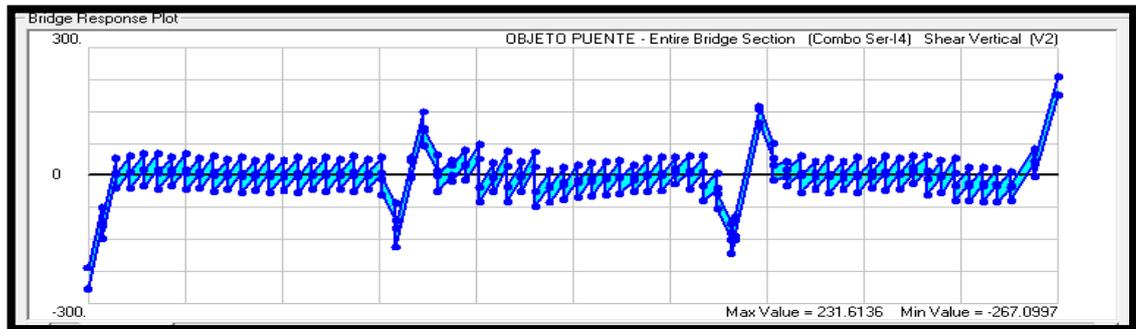
Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4.2.2. Combinación de servicio.

El cortante máximo en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de servicio número 4 de resistencia según la AASTHO.

$$V_u = 267.10 \text{ T}$$

Figura 43: Cortante C. Servicio



Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4.3. Análisis de fuerza axial.

3.4.3.1. Combinación de resistencia.

La fuerza axial máxima en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de resistencia número 7 de resistencia según la AASTHO.

$$F_a = 604.16 \text{ T}$$

Figura 44: Axial C. Resistencia



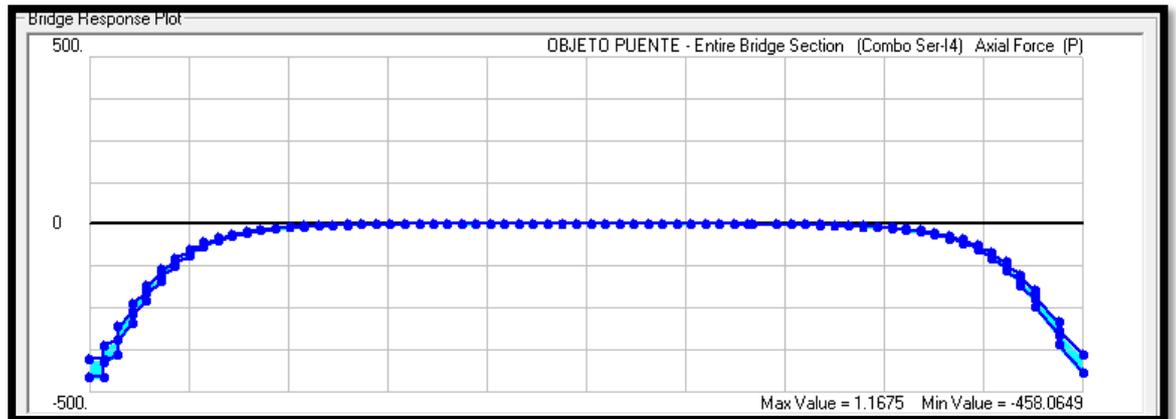
Fuente: CSI BRIDGE V15.

3.4.3.2. Combinación de servicio.

La fuerza axial máxima en la sección del viaducto se obtuvo en la combinación de servicio número 4 de resistencia según la AASTHO.

$$F_a = 458.06 \text{ T}$$

Figura 45: Axial C. Servicio



Fuente: CSI BRIDGE V15.

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

Una vez realizada la modelación estructural y al haber obtenidos los momentos, cortantes y axial últimos del viaducto se puede continuar con el diseño estructural de los miembros que conforman el mismo, así como de protecciones, pasamanos y el anclaje.

4.1. Pasamanos.

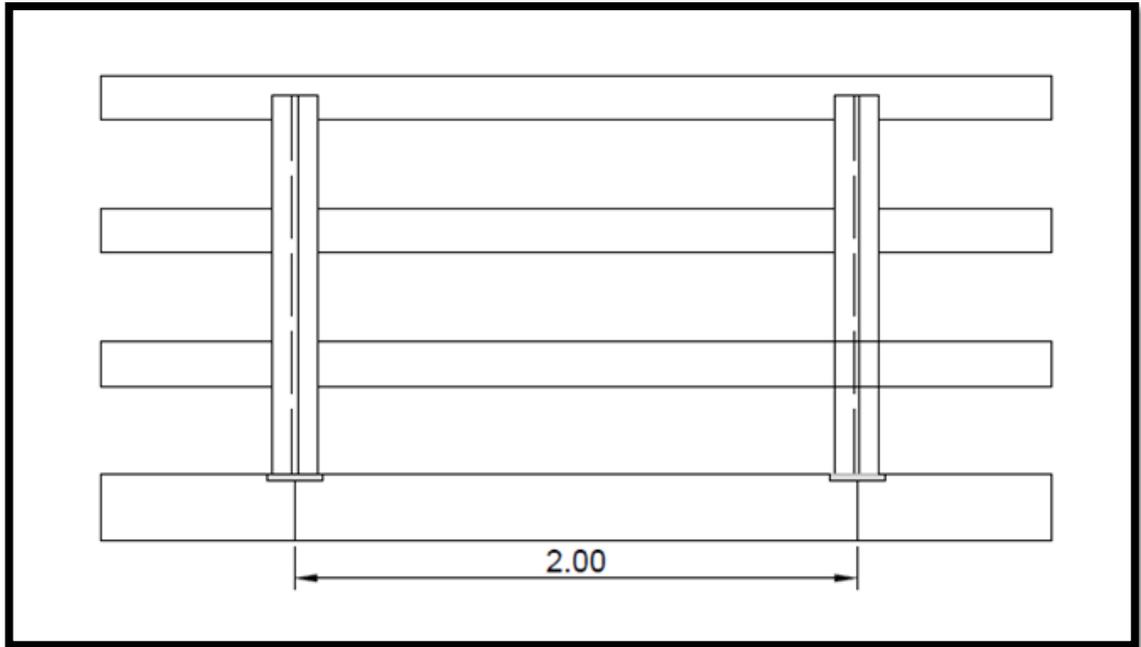
El diseño de protecciones y pasamanos está basado en la normativa AASTHO LRFD.

Se propone acero estructural ASTM A-36 con límite de fluencia $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ según lo indicado en la norma. (AASHTO, 2004)

El proceso de cálculo se muestra a continuación.

Diseño a flexión.

Figura 46: Detalle de pasamanos



Fuente: Autor.

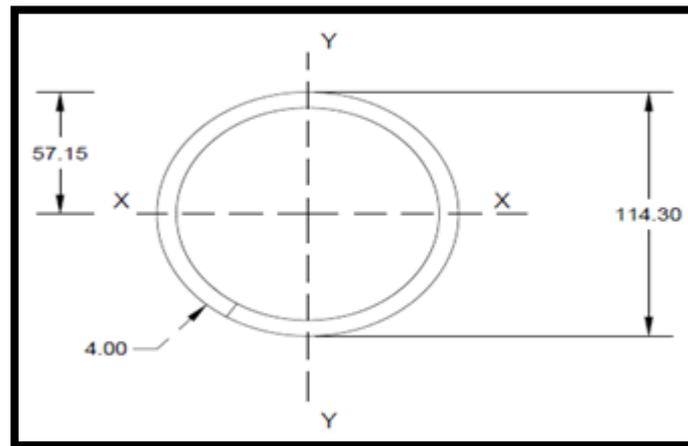
Datos			
Fy	2520	kg/cm ²	Acero para pasamanos
Lv	61.27	m	Longitud de pasamanos
W	0.073	T/m	Carga de diseño para tráfico vehicular
P	4.47271	t	
L	2	m	Separación entre postes
P'	1.490903333	t	
Mext	P'*L/6	t.m	Momento exterior en pasamano
Mext	0.496967778	t.m	

Momento exterior.

$$M_{ext} = \frac{P \times L}{6}$$

Para el diseño del pasamanos se escogió el Tubo $\phi = 4$ pulgadas o 114.14 mm del catálogo tubería estructural para postes de la empresa IPAC, Ecuador.

Figura 47: Detalle tubo para pasamanos



Fuente: IPAC.

Geometría del tubo			
t	0.4	Cm	Espesor
A	13.86	Cm	Área
I_x	211.07	cm ⁴	Inercia eje x
I_y	211.07	cm ⁴	Inercia eje y
c	5.715	Cm	

Esfuerzo.

$$fb = \frac{M \times c}{I}$$

fb	1345.61	kg/cm ²	
-----------	---------	--------------------	--

Esfuerzo admisible.

$$Fb = 0.66 \times Fy$$

Fb	1663.2	kg/cm ²	Art. 2.7.4.2
-----------	--------	--------------------	--------------

Según el Art. 3.24.2.2 se permite un incremento de 50% en los esfuerzos admisibles.

Fb	2494.8	kg/cm ²	Art. 3.24.2.2
-----------	--------	--------------------	---------------

Por lo tanto:

fb	<	Fb	
1345.606126	<	2494.8	Cumple

4.2. Postes.

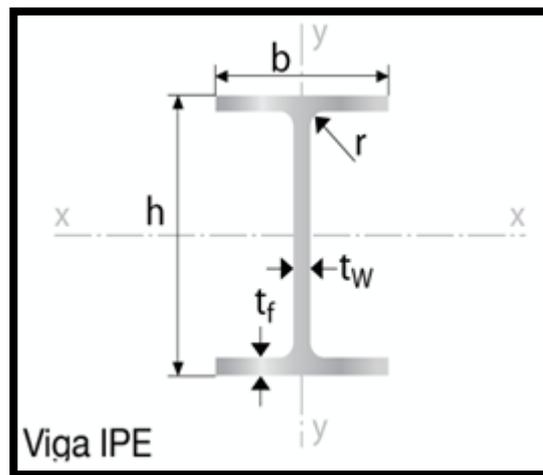
Diseño a flexión.

El diseño de protecciones y pasamanos está basado en la normativa AASTHO LRFD.

Para el diseño de pasamanos se escogió IPE200 del catálogo de perfiles laminados IPAC, Ecuador el mismo que cumple con el valor de esfuerzo de fluencia requerido por la normativa AASTHO.

Datos			
Fy	2520	kg/cm ²	
Lv	61.27	M	Longitud de pasamanos
L	2	M	Separación entre postes
P'	1.4909033	T	
Mext	2.9818067	t.m	

Figura 48: Viga metálica para postes



Fuente: IPAC.

Geometría del perfil			
A	28.5	cm	Área
I_x	1940	cm ⁴	Inercia eje x
C	10	cm	

Esfuerzo.

fb	1537.0137	kg/cm ²	Art. 2.7.4.2
-----------	-----------	--------------------	--------------

Esfuerzo admisible.

Fb	1663.2	kg/cm ²	
-----------	--------	--------------------	--

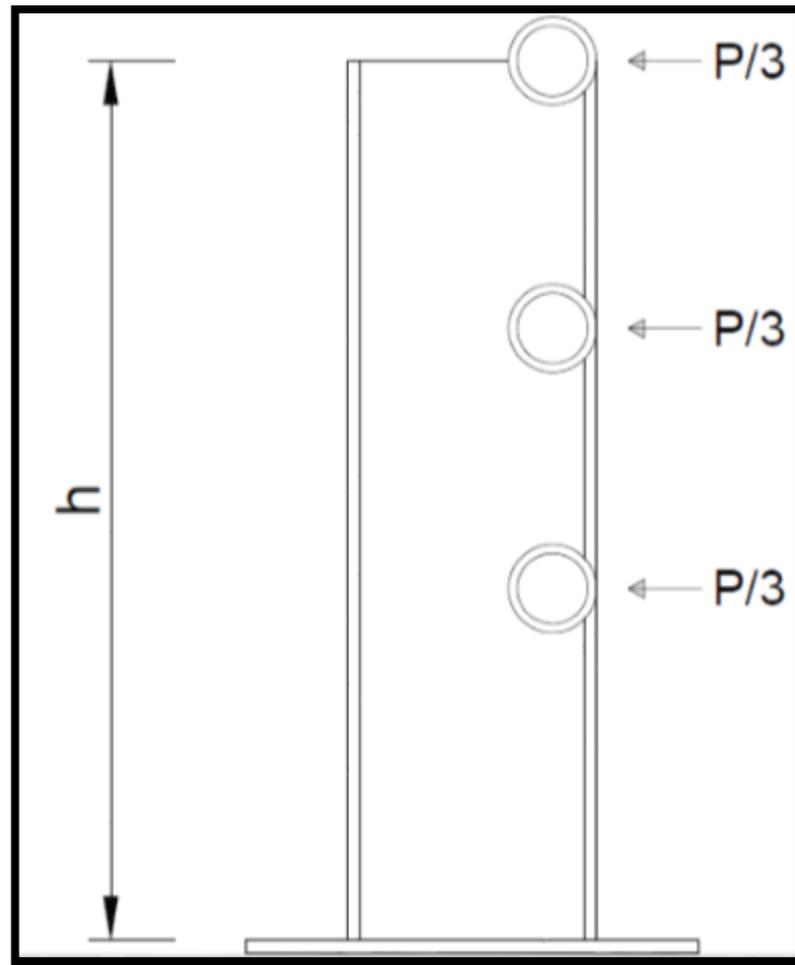
Según el Art. 3.24.2.2 se permite un incremento de 50% en los esfuerzos admisibles.

Fb	2494.8	kg/cm ²	Art. 3.24.2.2
-----------	--------	--------------------	---------------

Por lo tanto:

Fb	<	Fb	
1537.013746	<	2494.8	Cumple

Figura 49: Detalle de postes



Fuente: Autor.

4.2.1. Anclaje de postes.

Diseño a flexión.

Datos			
Sv	0.2	m	Separación entre postes
T	15.1182	t	Fuerza en dos varillas interiores
Tv	7.5591	m	Fuerza por varilla individual

Para el diseño se usaron varillas de $\phi = 22\text{mm}$.

Fy	4200	kg/cm ²	Área
A	3.8	cm ²	Área por varilla
# varillas	4	u	
As	15.2	cm ²	Área de acero total

Esfuerzo.

fb	1989.23684	kg/cm ²	Art. 2.7.4.2
-----------	------------	--------------------	--------------

Esfuerzo admisible.

Fb	2520	kg/cm ²	
-----------	------	--------------------	--

Según el Art. 3.24.2.2 se permite un incremento de 50% en los esfuerzos admisibles.

Fb	3780	kg/cm ²	
-----------	------	--------------------	--

Por lo tanto:

fb	<	Fb	
1989.23684	<	3780	cumple

Diseño a corte.

$$fv = \frac{F}{A}$$

F	4.47271	t	Fuerza cortante
fv	294.257237	kg/cm ²	Esfuerzo cortante

Esfuerzo admisible.

$$Fv = 0.33 \times Fy$$

Fv	1386	kg/cm ²	
-----------	------	--------------------	--

Por lo tanto:

fv	<	Fv	
294.2572368	<	1386	cumple

4.3. Diseño estructural de vigas metálicas.

El diseño de las vigas metálicas está basado en las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

Los perfiles metálicos existentes en el mercado del país, no son apropiados para el viaducto propuesto, por lo tanto, la solución propuesta es la de vigas armadas, para su uso se deberá realizar la comprobación de esbeltez, resistencia a momento y cortante según lo dispuesto en el código AISC. (AISC, 2010)

Se usará acero estructural A36.

Datos		
Φ	0.9	Flexión
M_u	729200	Kn.m
V_u	3606.9	Kn
F_y	25	Kn/cm ²
L	880	cm
E	20000	Kn/cm ²

Módulo de sección plástico requerido.

$$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\Phi_b \cdot F_y}$$

Donde:

Z_{xreq} = Módulo de sección plástico requerido.

M_u = Momento último.

$$\Phi_b = 0,9$$

f_y = Tensión de fluencia del acero.

Z_{xreq}	31782.1778	cm ³
------------	------------	-----------------

Dimensionamiento de la sección transversal.

Dimensionamiento del alma.

$$d = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{15}\right)L$$

Donde:

d = Peralte de la viga.

L = Luz del viaducto.

d1	1466.666667
d2	586.666667

$$h = d - 2tf$$

Donde:

h = Peralte del alma.

tf = Ancho del patín.

d	1500	mm	escogido
tf	30	mm	impuesto
h	1440	mm	peralte

Ancho del alma.

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Donde:

tw = Ancho del alma.

E= Módulo de elasticidad del acero.

h/tw	<=	106.34886	
tw	1.354034262		
tw	20	mm	impuesto

Chequeo de esbeltez del alma.

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

72	<=	106.34886	cumple
----	----	-----------	--------

El alma es compacta.

Área de los patines.

$$Ap \geq \frac{Mu}{\phi_b \cdot Fy(h + tf)} - \frac{tw \cdot h^2}{4(h + tf)}$$

Donde:

Ap = Área del patín.

Ap	14567.46788	mm ²
-----------	-------------	-----------------

Por lo tanto el ancho del patín será:

$$Ap = b_f t_f$$

Ap	15000	Mm ²
bf	600	mm

Chequeo de esbeltez del patín.

$$\frac{b_f}{t_f \cdot 2} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

bf/2tf	<=	10.7480231	
10	<=	10.7480231	cumple

El patín es compacto.

Cálculo del momento flector resistente.

$$\phi_b \cdot Mn$$

$$\phi_b = 0,9$$

$$Mn = Fy \cdot Zx$$

$Mn =$ Momento nominal flector resistente.

$Zx_{req} =$ Módulo de sección plástico calculado.

$$Zx = \frac{1}{4} \cdot tw \cdot h^2 + 2 \left[Ap \left(\frac{h + tf}{2} \right) \right]$$

Por lo tanto:

Zx	32418	cm ³	
Mn	810450	Kn.m	

$\Phi \cdot Mn$	729405	Kn.m	
729405	>	729200	cumple

La sección calculada resiste el momento flector último del viaducto.

Cálculo de la resistencia a cortante.

$$\phi_v \cdot Vn$$

$$\phi_v = 1$$

$$Vn = 0.6 Fy \cdot Aw \cdot Cv$$

Donde:

$Vn =$ Resistencia nominal de cortante.

$Aw =$ Área del alma que incluye todo el peralte de la sección transversal.

$Cv =$ Coeficiente de cortante.

$$\frac{h}{tw} \leq 1,10 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{Fy}}$$

Donde:

K_v = Coeficiente de pandeo por cortante, 5 al ser vigas en volado.

72	<=	69.5701085	no cumple
----	----	------------	-----------

Entonces:

$$\frac{h}{tw} > 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}$$

72	>=	86.6464079	no cumple
----	----	------------	-----------

Entonces:

$$1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}$$

69.57010852	<=	72	<=	86.6464079
-------------	----	----	----	------------

Por lo tanto el coeficiente de cortante C_v viene definido por la expresión:

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{tw}}$$

Cv	0.966251507	
Aw	30000	mm ²
Vn	4348.131783	Kn

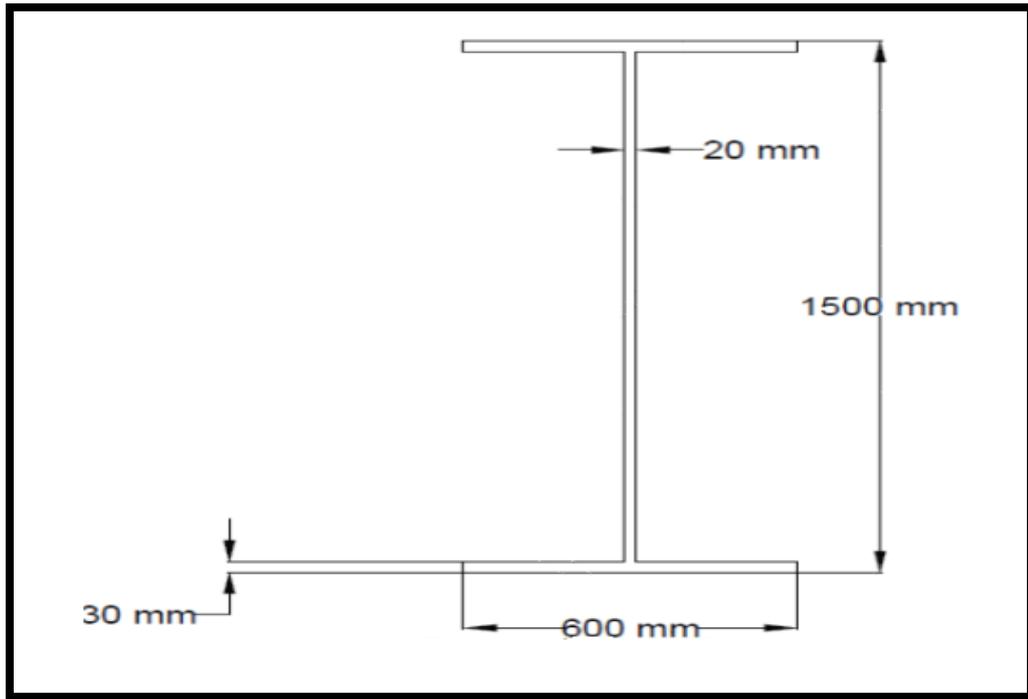
Φ * Vn	>	Vu	
3695.918604	>	3606.9	cumple

La sección calculada resiste el cortante último del viaducto.

Propiedades geométricas de la sección.

Área	64800	mm ²
I	60877440000	mm ⁴
rx	1126.179382	mm

Figura 50: Detalle de viga metálica



Fuente: Autor.

4.4. Diseño del miembro acartelado.

Las vigas metálicas diseñadas en el apartado anterior cumplen con las condiciones de esbeltez y resistencia necesarias, pero al tratarse de vigas en volado es necesario reducir lo máximo posible el peso de los miembros estructurales, por lo cual, se propone el diseño de miembros acartelados ya que al reducir su peralte también reduce el peso del elemento estructural.

Datos		
Mu	729200	Kn.m
dl	1500	Mm
γ	6	asumido
L	8800	Mm
z	8800	Mm
fy	250	Mpa
rox	591.84227	Mm
K	2	miembro prismático
Q	1	
E	200000	Mpa
Vu	3606.9	Kn
Φ	0.85	Corte
Φ	0.9	Flexión

Cálculo del peralte del miembro acartelado.

$$d_L = d_0 \left(1 + \frac{\gamma z}{L} \right)$$

Donde:

d_0 = Menor altura del miembro.

d_L = Mayor altura del miembro.

z = Distancia desde el extremo menor del miembro hasta una sección dada

L = Longitud sin arriostamiento de un miembro medida entre los centros de gravedad de los miembros de amarre.

El valor de γ viene dado por la expresión:

$$\gamma = \frac{(d_L - d_0)}{d_0} \leq 0,268 \left(\frac{L}{d_0} \right) \text{ o } 6,0$$

do	214.285714	mm		
do	800	mm	asumido	

El valor γ se asumirá de 6 para la primera iteración, después se usará el valor calculado.

$$\frac{(d_L - d_0)}{d_0} \leq 0,268 \left(\frac{L}{d_0} \right)$$

0.875	<=	11.0058667
-------	----	------------

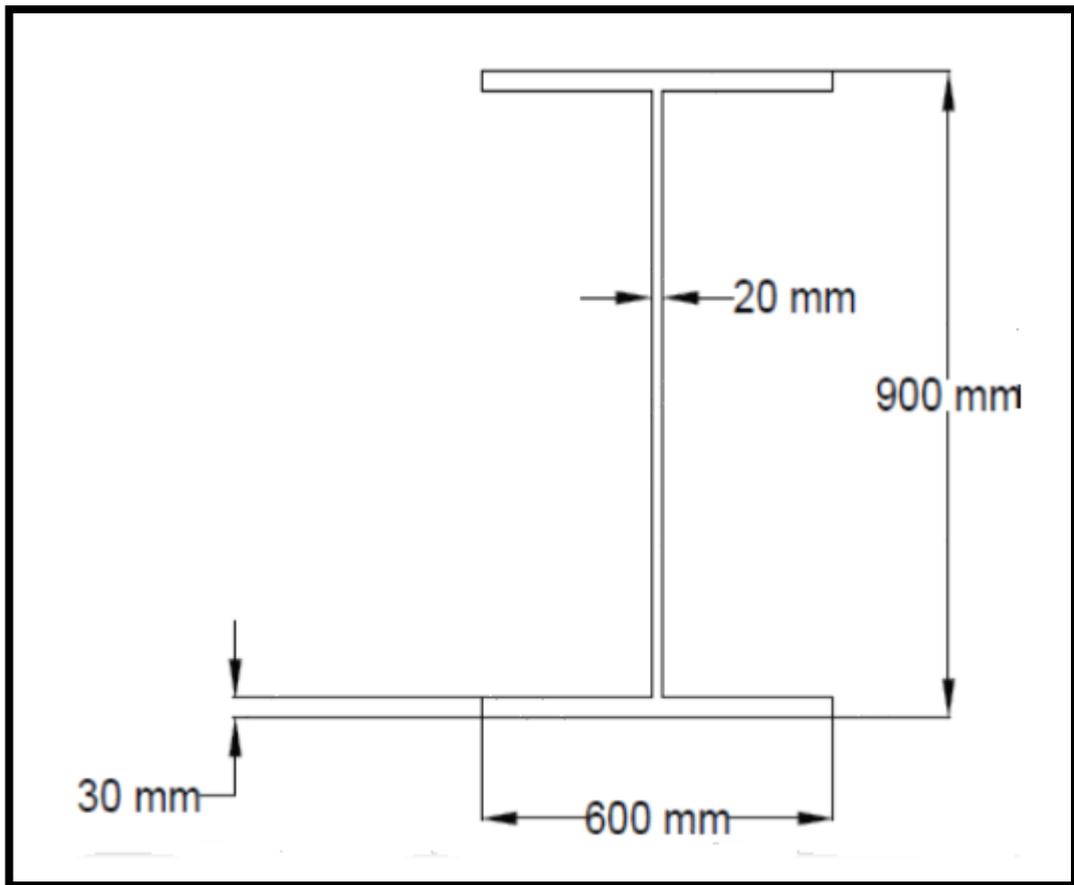
Por lo tanto:

γ	0.875
----------	-------

Iterando se obtiene:

Do	800	Mm	calculado
Do	900	Mm	asumido

Figura 51: Detalle viga metálica acartelada



Fuente: Autor.

Propiedades geométricas de la sección.

Área	52800	mm ²
I	18494640000	mm ⁴
rx	591.8422701	mm
Acartela	18000	mm ²

Resistencia de diseño a compresión.

Esbeltez efectiva.

$$\lambda_{ef} = \frac{S}{\pi} \sqrt{\frac{Q \cdot Fy}{E}}$$

Donde:

$$S = \frac{K \cdot L}{r_o}$$

K = Coeficiente de longitud efectiva para un miembro prismático.

r_{ox} = Radio de giro con respecto al eje mayor en el extremo más pequeño de un miembro acartelado.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

$Q = 1$.

E = Módulo de elasticidad del acero.

S	29.7376529
---	------------

λ_{ef}	0.33466618
----------------	------------

λ_{ef}	\leq	1.5
0.33466618	\leq	1.5

Por lo tanto:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_{ef}^2}) F_y$$

Fcr	23.8550892
-----	------------

Cortante nominal.

$$\phi_c \cdot P_n$$

$$P_n = A_g \cdot F_{cr}$$

V_n	4293.91606	>	3606.9	
$\Phi \cdot V_n$	3649.82865	>	3606.9	cumple

El miembro acartelado resiste el cortante último del viaducto.

Resistencia de diseño por flexión.

Momento nominal.

$$Mn = \frac{5}{3} \cdot S_x \cdot Fb_\gamma$$

Donde:

S'_x = Módulo elástico de la sección crítica en la longitud sin arriostramiento de la viga bajo consideración.

$$Fb_\gamma = \frac{2}{3} \left[1 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \right] F_y \leq 0,6F_y$$

$$B = \frac{1,75}{1 + 0,25\sqrt{\gamma}}$$

B	1.41832063	
----------	------------	--

Fby	130.246149	<	0.6*fy
------------	------------	---	--------

Fby	130.246149	<	150	cumple
------------	------------	---	-----	--------

En las ecuaciones anteriores:

$$F_{sy} = \frac{82740}{\frac{hs.L.d_0}{Af}}$$

$$F_{wy} = \frac{1172150}{\left(\frac{hw.L}{r_{to}}\right)^2}$$

Fsy	132.226588
Fsw	24.2751641

Donde:

$$h_s = 1 + 0,0230 \cdot \gamma \sqrt{\frac{L \cdot d_o}{A_f}}$$

$$h_w = 1 + 0,00385 \cdot \gamma \sqrt{\frac{L}{r_{to}}}$$

rto	42	mm
Af	18000	mm ²

Hw	1.04876244
Hs	1.42214556

r_{to} = Radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando únicamente la aleta en compresión más 1/3 del área del alma en compresión, con respecto al eje en el plano del alma.

A_f = Área de la aleta en compresión.

Módulo elástico

$$S'_x = \frac{I_x}{d_o/2}$$

Donde:

I_x = Inercia del miembro acartelado.

d_o = Peralte del miembro acartelado.

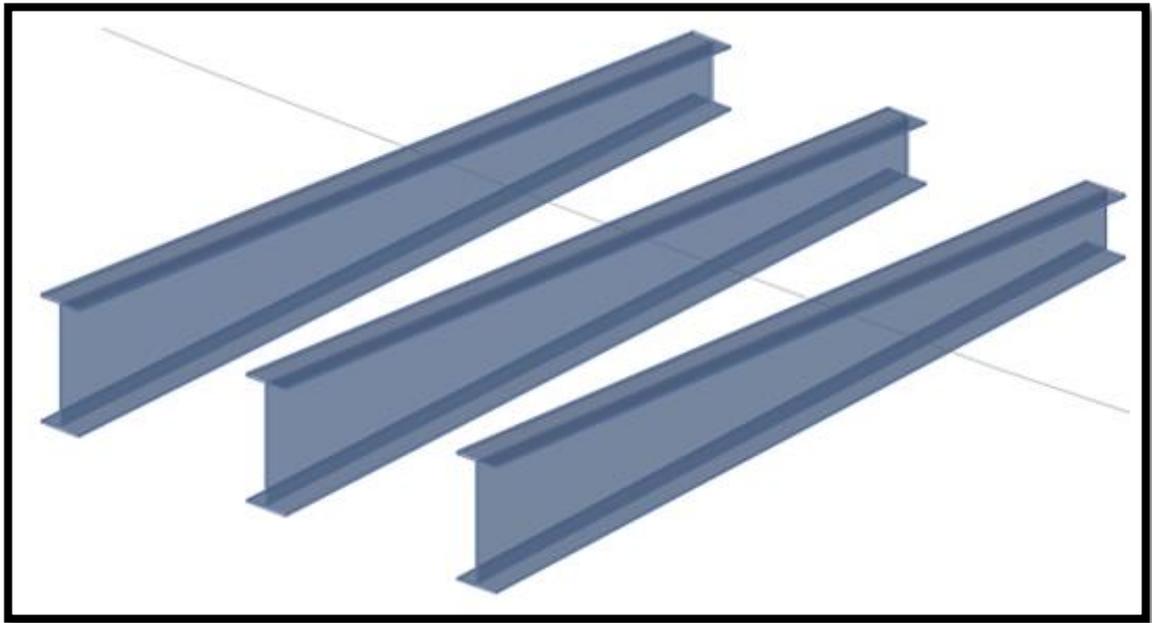
Sx	41099200	mm ³
-----------	----------	-----------------

Por lo tanto el momento nominal será:

Mn	8921687559	Kn-mm ²		
Mn	892168.756	Kn-cm ²		
Φ*Mn	802951.88	>	729200	cumple

El miembro acartelado resiste el momento flector último del viaducto.

Figura 52: Detalle vigas acarteladas en CSI BRIDGE



Fuente: CSI BRIDGE V15.

4.5. Diseño estructural de losa de tablero.

La losa de tablero será diseñada considerando la normativa del American Concrete Institute (ACI).

Como se indica en el ACI y también basándose en el libro Temas de hormigón armado resistencia a la compresión para estructuras de este tipo se debe trabajar con hormigones con esfuerzo de compresión no menor a $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. (Romo Proaño, 2007)

El diseño de la losa de tablero se lo realizará para un ancho de 1 metro. (ACI-344, 2008)

Datos			
Losas para 1 metro de ancho			
Mu(+)	18.34	T.m	
Mu(-)	78.05	T.m	
f 'c	280	kg/cm2	
Fy	4200	kg/cm2	
Es	2100000	kg/cm2	
B	100	cm	ancho
H	38	cm	Altura total
R	3	cm	recubrimiento
D	35	cm	peralte
β1	0.85		hormigón 280

Acero para momentos negativos.

$$W = \frac{-1 + \sqrt{1 - \frac{4(0,59 \cdot Mu)}{(0,9 \cdot f'_c \cdot b \cdot d)}}}{2 \cdot 0,59}$$

$$\delta_{min} = \frac{14}{Fy}$$

$$\delta_{calc} = \frac{W \cdot f'_c}{Fy}$$

$$\delta_{max} = 0,75 * \delta_b$$

Donde:

δ = Cuantía mínima.

δ = Cuantía calculada.

δ = Cuantía máxima.

$$\delta_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f'_c}{Fy} \cdot \frac{0,003}{\frac{Fy}{Es} + 0,003}$$

δ = Cuantía balanceado.

W	0.0616
----------	--------

∂ min.	<	∂ calculo	<	∂ max.
0.0033	cumple	0.004	cumple	0.021675

Cálculo de área de acero.

$$As_{min} = \partial_{min} \cdot b \cdot d$$

$$As_{calc} = \partial_{calc} \cdot b \cdot d$$

Donde:

As_{min} = Área de acero mínima.

As_{calc} = Área de acero calculada.

Asmin	11.67	cm2	
Ascalcu	14.38	cm2	Área de acero requerida

Asclac	>	Asmin
--------	---	-------

Asprincipal(-)	14.38	cm2	
Varilla Φ	18	mm	
Espaciamiento	12.5173853	cm	
Espaciamiento	12	cm	adoptado

Armado adoptado = 1 varilla de 18 mm @12 cm.

Acero para momentos positivos.

W	0.0207
----------	--------

∂ min.	<	∂ calculo	<	∂ max.
0.0033	cumple	0.0207	cumple	0.021675

Asclac	>	Asmin	
Asprincipal(+)	72.33	cm2	
Varilla Φ	32	mm	
Espaciamiento	7.1	cm	
Espaciamiento	8	cm	adoptado

Armado adoptado = 1 varilla de 32 mm @ 8 cm.

Acero por temperatura.

$$A_{S_{temp}} = 0,018 \cdot b \cdot d$$

As temp=	6.3	cm2	
Varilla Φ	12	mm	
Espaciamiento	19.05	cm	
Espaciamiento	20	cm	adoptado

Acero de repartición perpendicular al tráfico.

$$A_{S_{reparticion}} = \frac{121}{\sqrt{L}} \cdot A_{s(+)}$$

As rpp(+)	72.33		
Varilla Φ	32	mm	
Espaciamiento	7.1	cm	
Espaciamiento	8	cm	Adoptado

4.6. Diseño compuesto viga y losa.

Se debe comprobar que viga y losa trabajen en conjunto y resistan las sollicitaciones últimas del viaducto.

Datos			
hc	40	cm	Altura losa
ancho	880	cm	Ancho total losa
d	150	cm	
f'c	280	kg/cm2	
Ec	250998.008	kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
fy	25	kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del perfil
tf	3	cm	Ancho patín
Mu	729.2	Tn.m	Momento último del viaducto
Vu	360.69	T	

Determinación de la Tensión y la Compresión de la sección compuesta.

$$T = A_s \cdot F_y$$

$$C = 0,85 f'_c \cdot A_c$$

Donde:

A_s = Área del perfil de acero.

A_c = Área de la sección de concreto.

Ag	480	cm ²
Ac	33440	cm ²

T	1200000	kg
C	7958720	kg

Profundidad del eje neutro.

$$T = a \cdot b_e \cdot f'_c \cdot 0,85$$

Donde:

a = Profundidad al eje neutro.

b_e = El ancho efectivo de la sección de concreto.

a	20.381589	cm
---	-----------	----

Momento nominal de la sección compuesta.

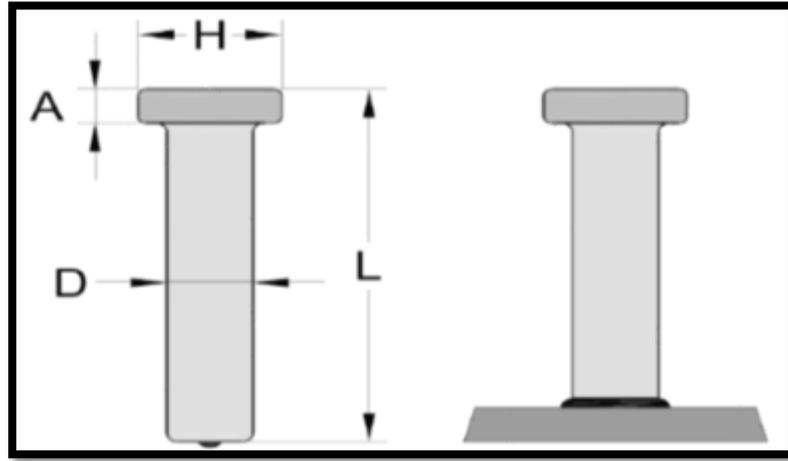
$$M_n = T \left(\frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

Mn	123371047	Kg.cm
Mn	1033.71047	T.m

$\Phi \cdot M_n$	930.339419	>	729.2	Cumple
------------------	------------	---	-------	--------

4.7. Conectores de cortante.

Figura 53: Conector de cortante



Fuente: IPAC.

Geometría del conector			
Diámetro del conector	1/2'	pulg	
Longitud del vástago (L)	2 1/2'	pulg	
Diámetro de la cabeza (D)	1'	pulg	
Altura de la cabeza (H)	8.5	mm	
Fu	4227	kg/cm2	

Resistencia nominal a cortante.

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u$$

Donde:

Q_n = Resistencia nominal a cortante.

A_{sc} = Área del conector.

Asc	1.2667687	cm2		
Qn	5309.84056	<=	5354.63129	cumple

Además se tiene:

Diámetro máximo.

$$D_{max} = 2,5 \cdot t_f$$

Donde:

$tf =$ Altura del patín.

Longitud mínima.

$$L_{min} = 4 \cdot \phi_c$$

Donde:

$\phi_c =$ Diámetro del conector.

Separación mínima.

$$S_{min} = 6 \cdot \phi_c$$

Separación máxima.

$$S_{min} = 8 \cdot h_c$$

Donde:

$h_c =$ Altura de losa.

Dmax	7.5	>	1.27	cumple
Lmin	5.08	<	6.35	cumple
Lmax	304	cm		

El conector de cortante es apropiado para el viaducto.

$$N_c = \frac{C}{A_{sc} \cdot F_u}$$

Donde:

$C =$ Compresión.

Nc	44	
Nc	45	Asumido

Conectores del extremo al centro el número total de conectores será:

Nctotal	90	Total de conectores sección
----------------	----	-----------------------------

Separación de conectores.

$$S_c = \frac{\text{Ancho losa}}{N_c}$$

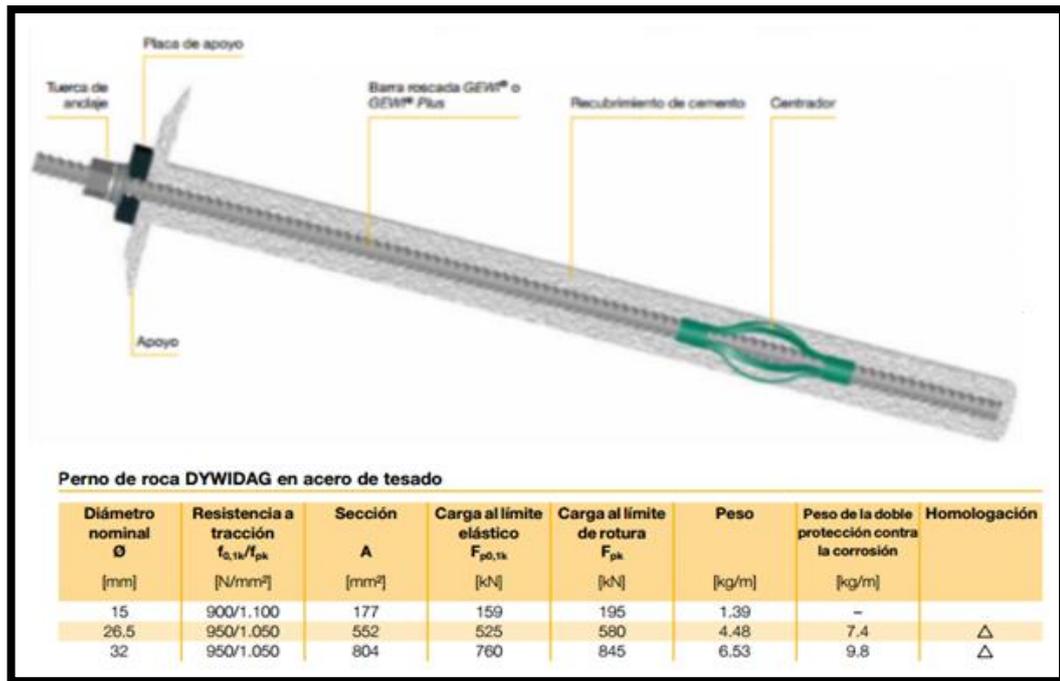
Sconectores	9.77777778	cm
--------------------	------------	----

4.8. Anclaje

Para el anclaje de las vigas metálicas acarteladas se procedió a calcular un anclaje a través de pernos y planchas de anclaje, según lo indica la norma AISC, al tratarse de anclaje en roca se vio la necesidad de usar pernos especiales para el mismo, por lo mismo se decidió usar pernos de roca de la empresa DYWIDAG ya que en el país no se dispone de los mismos, el cálculo estructural es el mismo que con pernos normales.

Datos			
Perno de roca DYWIDAG			
As	804	mm ²	
D	32	mm	Escogido
Fu	490	N/mm ²	ASTM 588
Fub	1050	N/mm ²	
T	50	mm	Espesor
# tornillos	26		
Ymb	1.25		
Cortante último	3606.9	kn	
Axial último	6041.6	kn	

Figura 54: Pernos para anclaje en roca



Fuente: DYWIDAG.

Plancha

t	50	mm
---	----	----

Figura 55: Planchas para anclaje en puentes



Fuente: IPAC.

Resistencia a cortante

$$Fv_{Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot As}{\gamma_{Mb}} \cdot \#tornillos$$

Donde:

Fv_{Rd} = Resistencia a cortante.

As = Área resistente a tracción del tornillo.

f_{ub} = Tensión última a tracción del tornillo.

γ_{Mb} = Coeficiente de seguridad, para uniones atornilladas vale, $\gamma_{Mb} = 1,25$.

Tiene que cumplir:

Fv,Rd	>	Fvcortante
-------	---	------------

Donde:

$Fvcortante$: Cortante último del viaducto.

Fv,Rd	10535616	N
--------------	----------	---

Fv,Rd	>	Fvcortante	
10535616	>	3606900	Cumple

El anclaje resiste el cortante del viaducto.

Resistencia a aplastamiento de la pieza en la zona continua al tornillo.

$$Fb_{Rd} = \frac{2,5 \cdot f_u \cdot a \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \frac{f_{ub}}{f_u}$$

Donde:

$F_{b,Rd}$ = Resistencia a aplastamiento.

d = Diámetro del tornillo.

t = Espesor de la plancha donde se ha practicado el agujero para anclar los tornillo.

F_u = Resistencia a tracción del acero de la pieza.

a	2,442857143	
$F_{b,Rd}$	3830400	N

$F_{b,Rd}$	>	$F_{vcortante}$	
3830400	>	3606900	Cumple

La resistencia al aplastamiento cumple.

Resistencia a tracción de la unión.

$$F_{tRd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \cdot \#tornillos$$

Donde:

$F_{t,Rd}$ = Resistencia a tracción.

$F_{t,rd}$	15803424	N
------------	----------	---

$F_{t,rd}$	>	$F_{t,ed}$	
15803424	>	6041600	Cumple

El anclaje cumple la resistencia a tracción.

Resistencia a punzonamiento.

$$t_{min} = \frac{d \cdot f_{ub}}{6 \cdot f_u}$$

Si $t_{min} > t_{plancha}$ no se necesitará comprobar resistencia a punzonamiento.

Tmin	11.42857143	N
-------------	-------------	---

t	>	tmin	
50	>	11.4285714	Cumple

Resistencia a cortante + tracción.

$$\frac{Fv_{Ed}}{Fv_{Rd}} + \frac{Ft_{Ed}}{Ft_{td}} \leq 1$$

Donde:

Fv,Ed = Esfuerzo cortante que actúa sobre el tornillo.

Ft,Ed = Esfuerzo axial que actúa sobre el tornillo.

0.61542224	<=	1	Cumple
------------	----	---	--------

El anclaje cumple la resistencia a cortante y tracción combinadas.

CAPÍTULO V

PRESUPUESTO REFERENCIAL Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS SEGÚN NORMAS DEL MTOP

5.1. Planos estructurales.

Los planos estructurales se presentan la sección anexos. (Anexos 5)

5.2. Presupuesto referencial.

Se entiende como presupuesto en una obra civil, a la determinación del dinero necesario para llevar a cabo la obra, para lo cual se toma como referencia construcciones de similares características.

El presupuesto referencial se llevará a cabo tomando en cuenta el análisis de precios unitarios, el mismo se basará en las cantidades de obra de acuerdo al diseño estructural del viaducto, así como los precios y salarios vigentes en el mercado.



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE 200 METROS DE VIADUCTOS EN EL
KILÓMETRO 11 DE LA VÍA GUALACEO – PLAN DE MILAGRO – LIMÓN

Contratista: MTOP

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				9238.46
1.001	501001	Desbroce manual de la capa vegetal	m2	346	26.27	9089.42
1.002	503002	Replanteo y nivelación de Vías	ml	184	0.81	149.04
2		SISTEMA CONSTRUCTIVO				2132120.11
2.001	524010	Sum. + Instal. Viga armada acartelada; L=8.8 m	kg	365571	4.65	1699905.15
2.002	516002	Planchas para puentes IPAC	kg	41210	2.94	121157.4
2.003	528083	Pernos de anclaje de Perno de roca DYWIDAG d=32 mm (Instalacion y transporte)	u	2500	32.47	81175
2.004	507004	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ² , en varillas corrugadas	kg	84588	1.42	120114.96
2.005	505004	Hormigon estructural de cemento portland clase "B" f'c=280 kg/cm ² (en concretera)	m3	612	108.98	66695.76
2.006	516099	Conectores de corte para puentes	kg	16090	2.34	37650.6
2.007	554124	Carpeta Asfáltica, hormigon asphaltico ,mezclado in sitio e=0.075 m	m2	148	36.63	5421.24
3		OBRAS COMPLEMENTARIAS				28601.37
3.001	557041	Barandales de acero para puentes IPAC (prov., trans,mont,pintura)	m	183	44.15	8079.45
3.002	549001	Señalización vertical	u	200	93.83	18766
3.003	540034	Suministro y anclaje de postes	u	8	219.49	1755.92
SUBTOTAL						2169959.94
IVA					12.00%	260395.19
TOTAL						2430355.13

Son: DOS MILLONES CUATROCIENTOS TREINTA MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CINCO CON 13/100 DÓLARES

PABLO ESTEBAN BELTRÁN
CASTRO

5.3. Cronograma valorado

El cronograma valorado se presenta la sección anexos. (Anexos 4)

5.4. Análisis de precios unitarios.

Costo directo.

Es la suma de maquinaria, mano de obra y equipo para realizar un proceso productivo. (Suárez, 2002)

Costo indirecto.

Es la suma de los gastos técnico-administrativo necesario para la correcta realización de cualquier proceso productivo. (Suárez, 2002)

Se consideró un porcentaje de indirectos del 3%.

El análisis de precios unitarios se presentara en la sección anexos. (Anexos 2)

5.5. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas están basadas en la normativa del MTOP y serán presentadas en la sección anexos. (Anexos 3)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.

- Se realizó con éxito el diseño estructural del viaducto, el mismo ayudara de gran manera al sector conocido como Ingamullo, el aumento del ancho de la calzada mejora en gran medida el tráfico vehicular en el sector, así como la seguridad para los usuarios de la vía Gualaceo – Plan de Milagro – Limón.
- El cálculo de los momentos y cortantes últimos del viaducto fueron satisfactoriamente encontrados con el programa CSI BRIDGE en su versión 15, el programa supone una gran herramienta para diseño estructural, tanto para profesores como alumnos de la Universidad.
- Se realizó satisfactoriamente el diseño de todos los miembros estructurales que conforman un viaducto, se tuvo una consideración especial en las vigas metálicas, ya que al ser un viaducto se pretende reducir el peso lo más posible por lo mismo se tomó la decisión de usar vigas armadas acarteladas (aperaltadas).
- En el mercado nacional no existe en los pernos de roca necesarios para el anclaje de las vigas metálicas, por lo tanto se buscó en mercados cercanos al país encontrando los mismos en la empresa DYWIDAG-Systems International (DSI) con una sede en Perú
- El costo final del viaducto es aproximadamente de \$2430455.13 millones de dólares.
- El desarrollo de esta tesis supone un gran incentivo para tesis venideras, ya que al ser la primera de este tipo en la Universidad del Azuay quedara sentado un precedente sobre el diseño estructural de puentes en la Universidad.

Recomendaciones.

- Se debe aplicar las normas de diseño AASTHO LRFD y AISC limitándose a la tecnología disponible en el país en el que se las aplique, o tratar de actualizar la tecnología disponible.
- La construcción del viaducto deberá ser exacta siguiendo específicamente lo detallado tanto en los cálculos, planos y especificaciones técnicas.
- Se deberá trabajar dentro del cronograma dispuesto, ya que un aumento de tiempo se traduce en aumento de costos, y malestar en la población cercana al sector.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (2004). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método lrfd*. Estados Unidos de América.

ACI-344. (2008). *Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios*. Estados Unidos de América.

AISC. (2010). *American Institute of Steel Construction*. Estados Unidos de América.

MCCORMAC, J. C. (2002). *Diseño de estructuras de acero*. México: Alfaomega.

NEC. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador.

ROMO Proaño, M. (2007). *Temas de hormigón armado*. Quito.

SUÁREZ, S. (2002). *Costo y tiempo en edificación*. Mexico.

MINISTERIO de Transporte y Obras Públicas. (24 de 12 de 2013). Recuperado el 10 de 06 de 2014, de <http://www.obraspublicas.gob.ec/mtop-firmo-contrato-para-la-terminacion-de-la-carretera-gualaceo-plan-de-milagro-limon/>

MINISTERIO de Transporte y Obras Públicas. (28 de 06 de 2013). Recuperado el 10 de 06 de 2014, de <http://www.obraspublicas.gob.ec/mtop-mantendra-restringido-hasta-el-domingo-30-de-junio-el-paso-vehicular-en-la-via-gualaceo-plan-de-milagro-limon/>