

ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO PARA LA VÍA SIMÓN BOLÍVAR-LORENZO DE GARAICOA, EN EL CANTÓN SIMÓN BOLÍVAR DE LA PROVINCIA DE GUAYAS



CONSORCIO VIA SIMÓN BOLÍVAR **INFORME ESTRUCTURAL**

Elaborado por:

Ing. Joel Barreiro
Especialista Estructural

Junio del 2024



CONTENIDO

1	ANTECEDENTES	5
2	OBJETIVOS	6
2.1	OBJETIVO GENERAL	6
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
3	UBICACIÓN	6
4	SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE	7
5	ESTUDIOS DE SOPORTE.....	10
6	ALCANCE DE LOS TRABAJOS	10
7	CÓDIGOS Y NORMAS	11
8	MATERIALES	12
9	CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	13
9.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	14
9.2	CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	14
9.3	MODIFICADORES Y FACTORES DE CARGA	14
9.3.1	MODIFICADOR DE CARGA DE DUCTILIDAD	14
9.3.2	MODIFICADOR DE CARGA DE REDUNDANCIA.....	15
9.3.3	MODIFICADOR DE CARGA POR CLASIFICACIÓN OPERACIONAL	15
9.4	ESTADOS LÍMITE.....	16
9.5	CARGAS	17
9.5.1	CARGAS PERMANENTES	17
9.5.2	CARGA VIVA VEHICULAR	17



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

9.5.3	FUERZAS DE FRENADO.....	19
9.5.4	CARGA SÍSMICA	19
9.6	COMBINACIONES DE CARGA.....	20
9.6.1	CARGAS PERMANENTES	21
9.6.2	CARGAS TRANSITORIAS	21
9.7	HIPÓTESIS DE DISEÑO	23
9.7.1	DISEÑO DE TABLERO	23
9.7.2	DISEÑO DEL SISTEMA DE BARANDAS METÁLICAS.....	23
9.7.3	DISEÑO DE VIGAS	24
9.7.4	DISEÑO DE ESTRIBO	25
9.7.5	DISEÑO DE PILOTES.....	26
9.7.6	CONDICIONES DE APOYO.....	26
10	PROCESO CONSTRUCTIVO	27
11	DESARROLLO.....	28
12	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	28



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del puente	7
Figura 2. Sección transversal del puente existente	8
Figura 3. Estribos y muros de ala del puente existente	8
Figura 4. Estribos y muros de ala del puente existente	9
Figura 5. Perfil longitudinal del puente existente	9
Figura 6. Tipos de puentes posibles y óptimos de acuerdo con la longitud (Martin, B. T., 2016).....	13
Figura 7. Sección transversal propuesta para la superestructura del puente	14
Figura 8. Características del camión de diseño y tándem	17
Figura 9. Curvas de peligro sísmico para Guayaquil	20
Figura 10. Espectro elástico de aceleraciones	20

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del Proyecto	6
Tabla 2. Peso unitario de materiales	17
Tabla 3. Factores de incremento por efectos dinámicos	18
Tabla 4. Factores de incremento por efectos dinámicos	19
Tabla 5. Combinaciones de carga y factores de carga para cada estado límite (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD).....	22
Tabla 6. Factores de carga para cargas permanentes (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD) ..	22
Tabla 7. Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico (Tabla A13.2-1 AASHTO LRFD)	24



1 ANTECEDENTES

El Gobierno Provincial del Guayas, ante la necesidad de mejorar la red vial de la provincia, requiere realizar los estudios para la rehabilitación de la vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa, en el cantón Simón Bolívar, de la provincia del Guayas. Al revisar la base de datos de los estudios realizados por la Dirección de Estudios y Fiscalización y de acuerdo con el estado actual de la vía, se constató que, hasta la presente fecha, no se ha realizado ningún tipo de diseño definitivo para esta vía y basándonos en el estatuto orgánico de gestión organizacional por procesos de la Prefectura del Guayas, establece las atribuciones y responsabilidades, dentro de las cuales se tiene:

- Supervisar y dirigir la elaboración de estudios y proyectos de obras viales y civiles (de ser necesario), y su mantenimiento, por modalidad de contrato o administración directa.
- Gestionar técnicamente los estudios, diseños y presupuestos de proyectos para la incorporación en el POA y en el PAC, de ser procedente.

Luego de realizar los estudios se podrá dotar a la población del cantón SIMON BOLIVAR; con un estudio que beneficiará aproximadamente a 27,483 personas, fomentando el desarrollo productivo, agrícola y ganadero del Cantón y de la provincia, por tal motivo se considera como prioritaria su ejecución.

La ejecución de este proyecto contribuirá a la solución de problemas de movilidad de personas y transporte de carga de la zona agrícola hacia otros centros poblados de interés, además mejorara la infraestructura vial existente del Cantón y consecuentemente la calidad de vida de las personas que viven en el área de influencia del Proyecto, fortaleciendo el desarrollo de sus actividades diarias, accediendo a servicios públicos de vital importancia como son centros de salud, educación y seguridad.

Como impacto socioeconómico que generaría la ejecución de estos proyectos, se ha considerado lo siguiente:

- Facilitar la movilización y acceso a Centros Educativos, Centros de Salud y de Desarrollo Cultural.
- Aumentar la rapidez y eficacia en el traslado de los productos agrícolas hacia centros de acopio y mercado existentes en los diferentes sectores de la zona de influencia.
- Contribuir al desarrollo del Turismo del Cantón, Parroquia y Recintos.
- Disminución del tiempo de traslado de un lugar a otro.
- Disminución de la frecuencia de mantenimiento en vehículos de transporte.



2 OBJETIVOS

El presente estudio tiene como finalidad principal lo siguiente:

2.1 Objetivo general

Obtener los estudios y diseños definitivos del componente estructural, que sirvan como base para la construcción de la rehabilitación de la vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaycoa, considerando los requisitos particulares para el análisis y de diseño estructural, así como los requerimientos de la entidad contratante.

2.2 Objetivos específicos

Realizar el diseño estructural de las obras de arte mayor y menor a lo largo del proyecto, esto es, los puentes, ductos cajones, tuberías de hormigón armado, cabezales de alcantarillas y demás obras civiles viales que son indispensables para el buen desarrollo del proyecto vial.

3 UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en Cantón Simón Bolívar perteneciente a la Provincia del Guayas, tiene su inicio en el Kilómetro 0+000 (Limite de la Zona Urbana del cantón), pasando por el ingreso del Recinto Santo Domingo hasta Lorenzo de Garaicoa, con una longitud de 9.17 Km. En la Tabla 1 se detallan las coordenadas UTM WGS 84 ZONA 17S de inicio y fin:

Tabla 1. Coordenadas del Proyecto

PUNTO	ABSCISA	ESTE	NORTE
INICIO	0+000	669145.5	9778524
FIN	9+172.17	674470.47	9772140.6

En la Figura 1 se observa la ubicación en planta del puente con respecto a la Parroquia Lorenzo de Garaicoa, cuyas coordenadas son UTM WGS 84 ZONA 17 S 674630.10 ESTE 9772294.80 NORTE. El puente existente está construido sobre el río Congo, cuyo afluente desemboca en el río Chagre.



Figura 1. Ubicación del puente

4 Situación actual del puente

La superestructura del puente existente está conformada por una losa de hormigón armado apoyada sobre 6 vigas del mismo material, las cuales se asientan en una subestructura conformada por estribos que poseen muros de ala inclinados a 45° . El puente tiene una luz libre de 13 metros y posee dos carriles, uno hacia la parroquia Lorenzo de Garaicoa y otro hacia el cantón Simón Bolívar.

En la Figura 2 se presenta la vista transversal del puente existente construida a partir del levantamiento, donde se observa que el ancho total del puente es de 7.5 m, el ancho de la calzada es de 6.1 m y por lo tanto el ancho de las aceras es de 0.70 m. El espesor de la losa es de 25 cm, el espesor de la carpeta asfáltica es de 2.5 cm y la altura de la barrera de hormigón es de 0.80 m. Las vigas tienen una sección transversal rectangular de 0.40 m de ancho y 1.25 m de altura. La distancia de eje a eje central de viga es de 1.30 m.

La cimentación del puente es superficial y está conformada por estribos de apoyo en los extremos y muros de ala de hormigón armado. La altura de los estribos aproximadamente es de 5.5 m sobre el nivel de terreno natural. Los muros de ala tienen un espesor de 30 cm y se extienden a 45° en una longitud de 2 m (Figura 3).

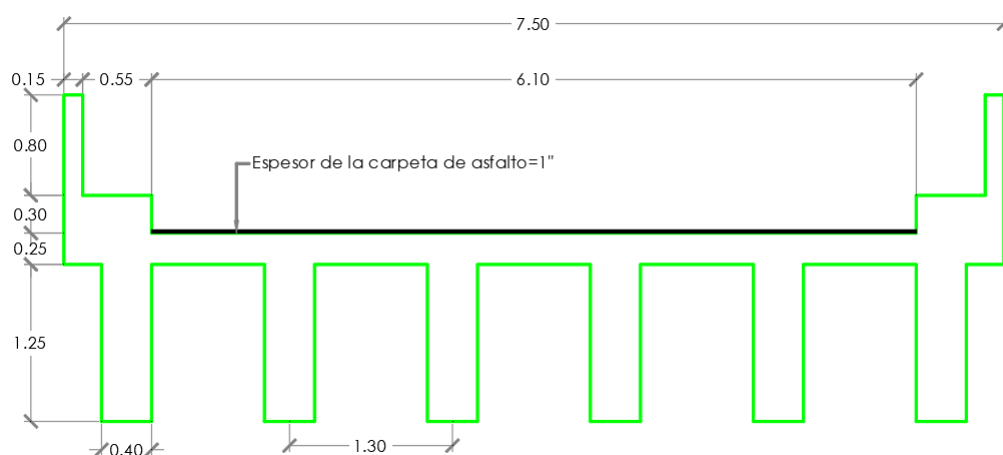


Figura 2. Sección transversal del puente existente

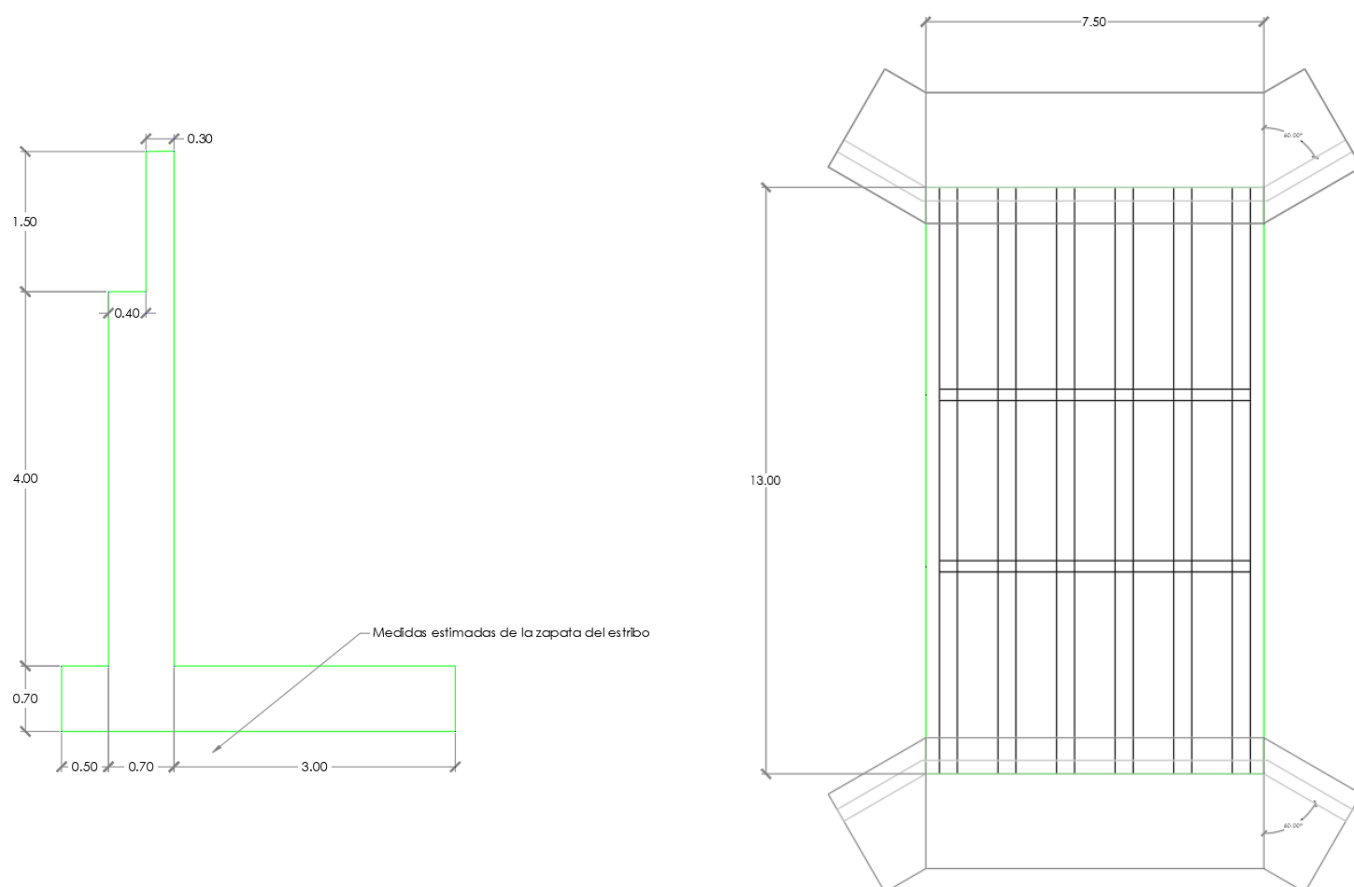


Figura 3. Estribos y muros de ala del puente existente

Derivado del análisis y evaluación de las distintas especialidades se contempla la demolición del puente existente y el diseño y construcción de un puente nuevo. En la Figura 4 se puede observar superpuesto el puente existente con respecto al puente propuesto donde se observa un ancho insuficiente de la vía de 7 a 10 m.

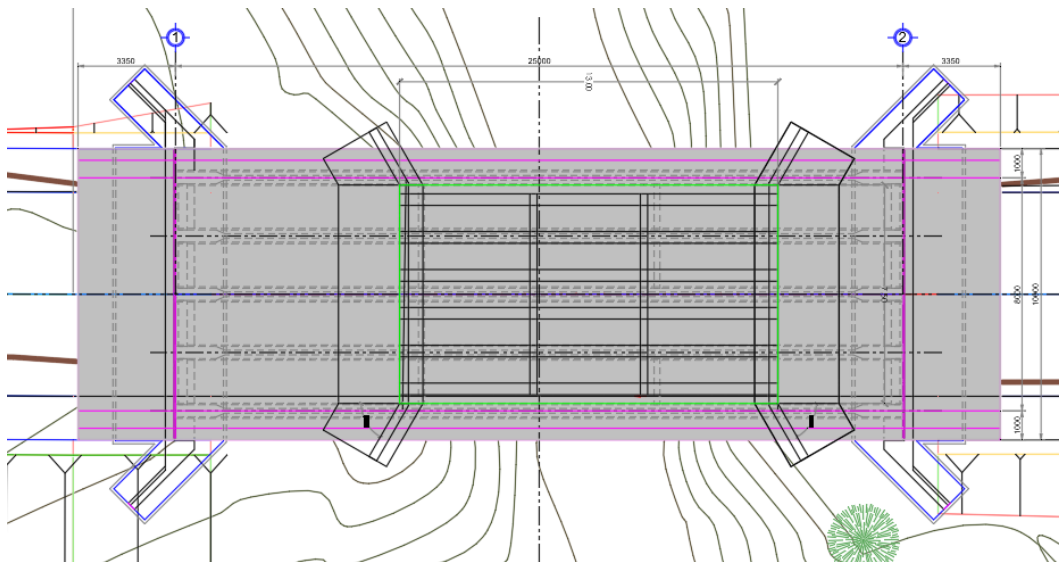


Figura 4. Estribos y muros de ala del puente existente

En la Figura 5 se puede observar el escaso nivel de gálibo obtenido con respecto al nivel de aguas máximas calculado para un periodo de retorno de 100 años, de donde se obtiene una altura de 731 mm.

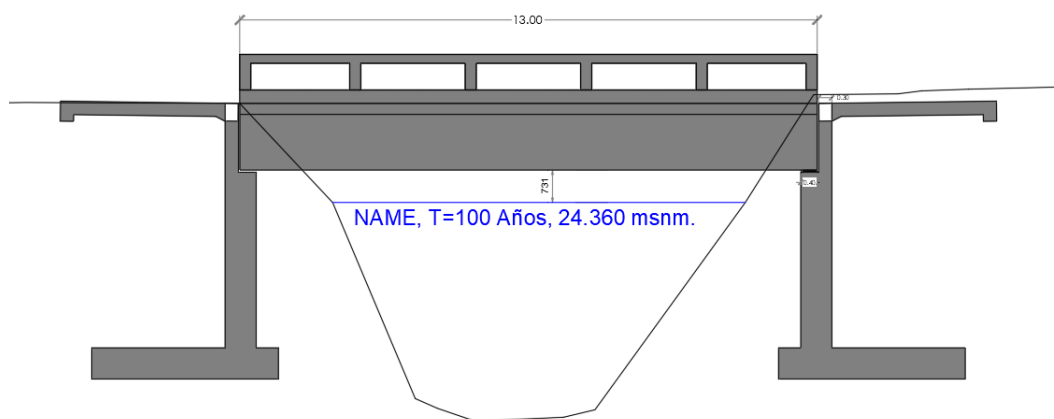


Figura 5. Perfil longitudinal del puente existente

No demoler un puente existente que no cumple con las normativas actuales puede causar varios problemas, como:

1. **Riesgo de seguridad:** El puente puede representar un peligro para quienes lo usan, especialmente si no está diseñado para soportar las cargas actuales de tráfico o no cumple con los estándares de resistencia ante fenómenos naturales como sismos o inundaciones. Debido a los años de construcción del puente existente, es posible que no cumpla con las solicitudes actuales de conformidad con los reglamentos vigentes.
2. **Costos adicionales:** Mantener y reparar un puente antiguo puede resultar más costoso a largo plazo que construir uno nuevo que cumpla con las normativas actuales. Al tener una mala condición de mantenimiento los materiales del puente tendrán una pérdida en sus propiedades en la medida que siga pasando el tiempo lo que amplifica el problema del punto 1.
3. **Impacto ambiental:** Un puente obsoleto puede tener un impacto negativo en el medio ambiente si no está diseñado para minimizar su huella ecológica.
4. **Obstrucción del desarrollo:** La infraestructura obsoleta puede limitar el desarrollo económico y social de una región si no puede soportar las demandas actuales de transporte.

En resumen, no demoler un puente que no cumple con las normativas actuales puede tener consecuencias en términos de seguridad, costos y desarrollo.

5 ESTUDIOS DE SOPORTE

Para fines de la elaboración de la memoria estructural y que esta sea sustentada técnicamente, se consideraron todos los estudios previos de soporte que son:

- Estudio topográfico de la zona de implantación.
- Diseño Vial
- Estudio hidrológico - hidráulico
- Estudio de suelos.

6 ALCANCE DE LOS TRABAJOS

El Diseño del puente comprende los siguientes aspectos:

- **Informe Técnico:** El informe técnico proporcionará un análisis detallado de las estructuras evaluadas, incluyendo cargas, normas, materiales, análisis estructural, resultados obtenidos y recomendaciones. Será un documento completo que resumirá todos los aspectos técnicos del proyecto.
- **Memoria de Cálculo:** La memoria de cálculo respaldará los diseños y análisis estructurales realizados. Incluirá los fundamentos teóricos, los cálculos y los criterios utilizados para el diseño de las estructuras, brindando una justificación técnica de las soluciones adoptadas.

- **Modelo Estructural:** El consultor deberá incluir el modelo estructural (en caso de ser realizado) e indicar en el proyecto el software utilizado, así como su versión correspondiente.
- **Cuantificación de los Materiales:** Este entregable detallará la cantidad de materiales necesarios para la construcción de las estructuras. Incluirá una lista completa de los materiales utilizados, como el acero de refuerzo y el hormigón, con sus respectivas cantidades y especificaciones.
- **Especificaciones Técnicas:** Las especificaciones técnicas describirán en detalle los requisitos específicos para los materiales, los métodos constructivos y los estándares de calidad que deben cumplirse durante la ejecución de las estructuras. Estas especificaciones garantizarán que la construcción se realice de acuerdo con los estándares establecidos.
- **Planos Estructurales:** Los planos estructurales mostrarán la disposición y los detalles constructivos de las estructuras. Proporcionarán información gráfica sobre las dimensiones, los materiales, las conexiones y cualquier otro aspecto relevante para la construcción de las estructuras.
- **Proceso Constructivo:** Este entregable describirá el proceso constructivo recomendado para la ejecución de las estructuras. Incluirá una secuencia detallada de las actividades constructivas, los métodos recomendados y las consideraciones específicas para garantizar una construcción eficiente y segura.
- **Documentación de Pruebas y/o Ensayos:** La documentación de pruebas y/o ensayos contendrá los registros y resultados de las pruebas y ensayos realizados durante la construcción o evaluación de las estructuras. Incluirá información sobre los procedimientos utilizados y los resultados obtenidos para respaldar la calidad y la integridad de las estructuras.
- **Recomendaciones o plan de Mantenimiento:** Este entregable proporcionará recomendaciones para el mantenimiento futuro de las estructuras. Incluirá pautas y procedimientos para el monitoreo periódico, las inspecciones de rutina, las reparaciones necesarias y cualquier otra acción de mantenimiento requerida para asegurar la durabilidad y el rendimiento a largo plazo de las estructuras.

7 CÓDIGOS Y NORMAS

Los códigos y normas empleadas para el Prediseño Estructural del puente vehicular de concreto y de acero son:

- American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2020.
- American Concrete Institute, Comité ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), 2019.
- American National Standards Institute, American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16), 2016.
- American National Standards Institute, American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16), 2016.
- American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE 7-16), 2017.

- American Association of State Highway and Transportation Officials. American Welding Society. Bridge Welding Code (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2020), 2020.
- California Department of Transportation CALTRANS. Seismic Design Criteria, 2013.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda MIDUVI. Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15), 2015.
- MOP-001-F-2002 o Especificaciones Generales para Construcción de Caminos y Puentes.

8 MATERIALES

- Hormigón:
 - Replanteos: Hormigón Simple clase E, $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ (18 MPa)
 - Subestructura: Hormigón Estructural clase B, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa), estribos, muros de ala, pilas. El módulo de elasticidad corresponde a $E_c: 252671 \text{ kg/cm}^2$ (25267 MPa).
 - Subestructura: Hormigón Estructural clase B, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), pilotes. El módulo de elasticidad corresponde a $E_c: 282495 \text{ kg/cm}^2$ (28249 MPa).
 - Superestructura: Hormigón Estructural clase B, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa) en losas, aceras y barreras. El módulo de elasticidad corresponde a $E_c: 252672 \text{ kg/cm}^2$ (25267 MPa).
 - Superestructura: Hormigón Estructural clase B, $f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (45 MPa) en vigas prefabricadas a los 28 días y $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ (40 MPa) en vigas prefabricadas a los 3 días para transferencia de pretensado
- Acero:
 - El acero de refuerzo en barras corrugadas ASTM A615 tendrá un límite a la fluencia de 4200 kg/cm^2 (420 MPa), varillas que cumplan las especificaciones de ASTM A-615. El módulo de elasticidad corresponde a $E_s: 2000000 \text{ kg/cm}^2$ (200000 MPa).
 - El acero estructural para la placa base y el poste de las barandas, deben ser del grado 50, del tipo ASTM A-588, con un límite de 3500 kg/cm^2 (350 MPa).
 - El acero estructural para los perfiles tubulares de las barandas, deben ser del grado 50, del tipo ASTM A-572, con un límite de 3500 kg/cm^2 (350 MPa).
 - Los pernos de anclaje de la baranda deben ser del grado B7, del tipo ASTM A-193, $F_u: 861 \text{ MPa}$.
 - Acero de pretensado ASTM A-416 de baja relajación 12.7 mm, $f_{pu} = 18658 \text{ kg/cm}^2$, $f_{py} = 0.90 f_{pu}$
- Apoyos de neopreno:
 - Los apoyos de neopreno deben tener una dureza Shore 60 con láminas de acero A36, $G: 0.90 \text{ MPa}$.

9 CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El presente capítulo incluye las consideraciones de análisis y diseño de la estructura de arte mayor.

A partir de la luz del puente es posible determinar el tipo de superestructura más apropiada para el proyecto. En la Figura 6 se presentan las recomendaciones de los tipos de puentes según la longitud libre de acuerdo con la Highway bridges - Innovative Bridge Design Handbook de los Estados Unidos. En particular, para puentes de carretera con una longitud libre entre apoyos (span length) de 25 m, el puente óptimo es de vigas presforzadas.

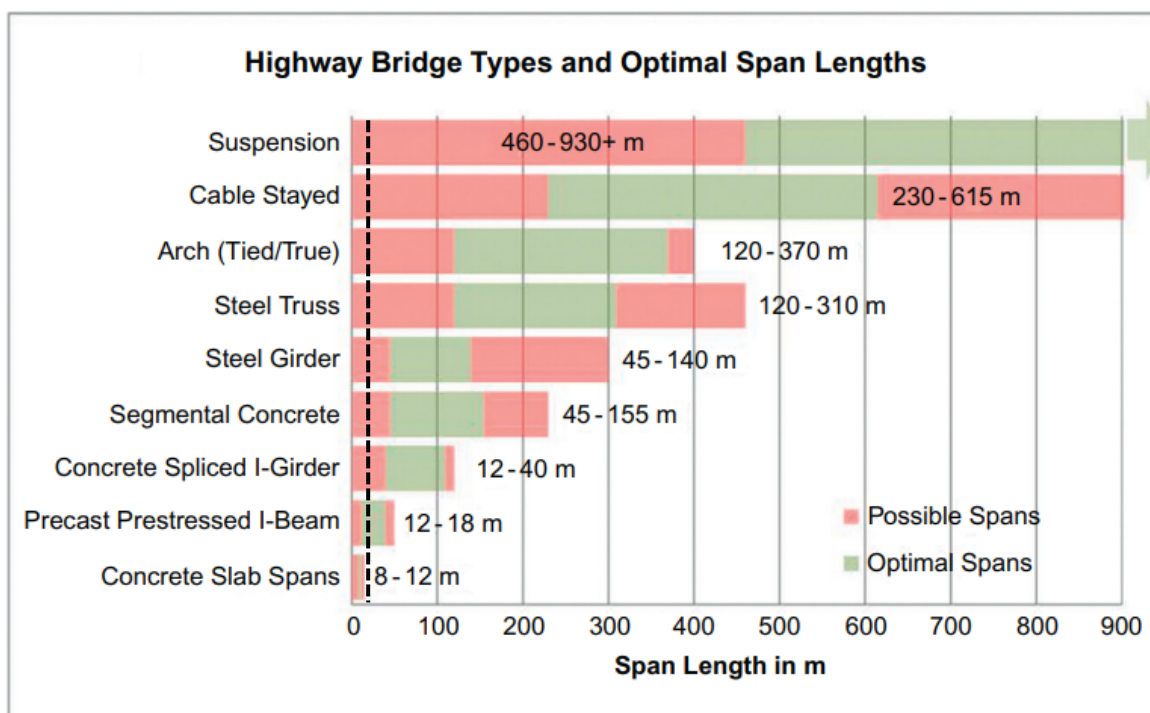


Figura 6. Tipos de puentes posibles y óptimos de acuerdo con la longitud (Martin, B. T., 2016)

Para la superestructura del puente se propuso una losa de hormigón armado apoyada sobre 5 vigas de hormigón presforzado, las cuales se asientan en una subestructura conformada por estribos y pilotes. El puente tiene una luz libre de 25 metros y posee dos carriles, uno hacia la parroquia Lorenzo de Garaicoa y otro hacia el cantón Simón Bolívar.

En la Figura 7 se presenta la vista transversal del puente, donde se observa que el ancho total del puente es de 10.00 m, el ancho de las aceras peatonales es de 1.00 m, y por lo tanto el ancho de la calzada es de 8.00 m. El espesor de la losa es de 0.20 m, el espesor de la acera es de 0.25 m, el espesor de la carpeta asfáltica es de 0.05 m y la altura de la barrera de hormigón es de 0.88 m. El bombeo es a dos aguas con una pendiente del 2%.

Las vigas tienen una sección transversal tal que la base inferior mide 0.52 m de ancho, la base superior mide 0.42 m y la altura es de 1.20 m. La distancia de eje a eje central de viga es de 2.00 m y el volado es de 1.00 m.

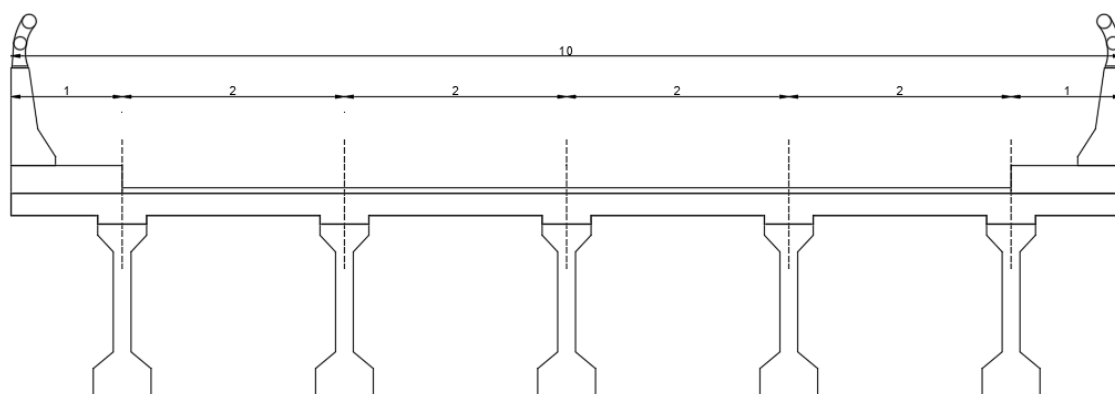


Figura 7. Sección transversal propuesta para la superestructura del puente

9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las fuerzas internas, reacciones de apoyos y deformaciones producidas por las acciones de diseño se determinaron mediante el análisis estructural empleando el programa de elementos finito SAP 2000 V 24.1.0.

9.2 CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Los puentes, sus componentes y su cimentación deben ser diseñados para estados límite específicos para lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y de servicio. Cada componente y conexión debe satisfacer para cada estado límite el siguiente criterio expresado matemáticamente como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

- η_i Modificador de carga que depende de la ductilidad, la redundancia y la clasificación operacional
- γ_i Factor de carga
- Q_i Efectos de cargas
- ϕ Factor de resistencia
- R_n Resistencia nominal

9.3 MODIFICADORES Y FACTORES DE CARGA

Se emplearon los modificadores de carga de las secciones 1.3.3, 1.3.4 y 1.3.5 y los factores de carga de la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la AASHTO LRFD 2020.

9.3.1 MODIFICADOR DE CARGA DE DUCTILIDAD

Para el estado límite de resistencia:



- $\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles
- $\eta_D = 1.00$ para diseños convencionales y detalles que cumplen con las especificaciones de la AASHTO LRFD
- $\eta_D \geq 0.95$ para componentes y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones

Para otros estados límite:

$$\eta_D = 1.00$$

9.3.2 MODIFICADOR DE CARGA DE REDUNDANCIA

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_R \geq 1.05$ para componentes no redundantes
- $\eta_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia
- $\eta_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad de la viga y una sección transversal torsionalmente cerrada

Para otros estados límite:

$$\eta_R = 1.00$$

9.3.3 MODIFICADOR DE CARGA POR CLASIFICACIÓN OPERACIONAL

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_I \geq 1.05$ para puentes esenciales o críticos
- $\eta_I = 1.00$ para puentes típicos
- $\eta_I \geq 0.95$ para puentes relativamente menos importantes

Para otros estados límite:

$$\eta_I = 1.00$$

El factor modificador de carga para los estados límite de resistencia y evento extremo son:

Cuando el factor de carga máximo es aplicable

$$\eta_i = \eta_D \eta_I \eta_R$$



Cuando el factor de carga mínimo es aplicable

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_I \eta_R}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_i = 1.00$$

9.4 ESTADOS LÍMITE

De acuerdo con la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD los estados límites que aplicables son los siguientes:

Resistencia I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

Resistencia II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos con permiso de evaluación, sin considerar el viento.

Resistencia III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 km/h.

Resistencia IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta en la superestructura.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.

Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo.

Evento Extremo II: Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de deflexiones. Esta combinación de cargas también se debería usar para investigar la estabilidad de taludes.

Servicio II: Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

Fatiga I: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a carga infinita inducida.

Fatiga II: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a carga finita inducida.

9.5 CARGAS

9.5.1 CARGAS PERMANENTES

Las estructuras propuestas del puente se diseñaron para resistir las cargas gravitacionales permanentes correspondientes al peso propio de los elementos de conformidad con la Tabla 2.

Tabla 2. Peso unitario de materiales

Material	Peso Unitario (kg/m ³)
Hormigón	2400
Asfalto	2200
Acero	7850
Suelo compactado	1800

9.5.2 CARGA VIVA VEHICULAR

El tablero será calculado tomando en cuenta dos carriles de circulación considerando la carga viva HL-93 de conformidad con la sección 3.6.1.3.1 de la AASHTO LRFD. Esto es el efecto del tándem de diseño combinado con el carril de diseño o el efecto del camión de diseño combinado con el carril de diseño (Figura 8).

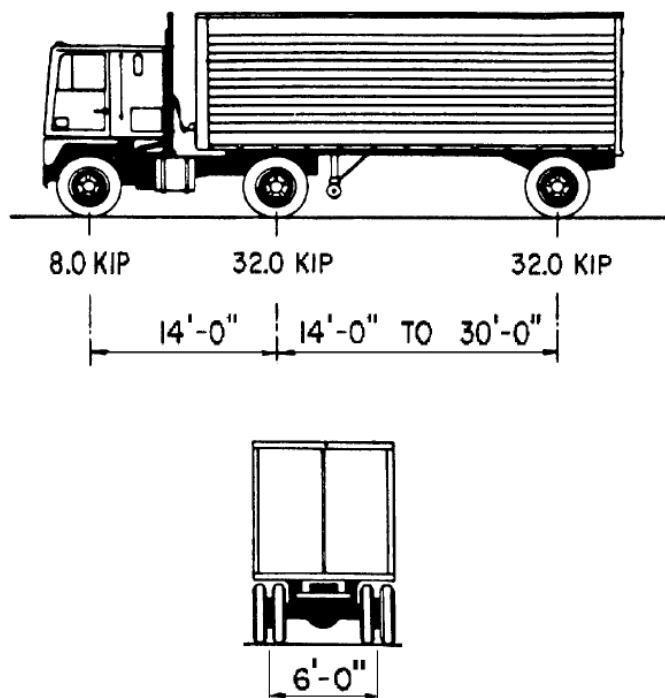


Figura 8. Características del camión de diseño y tándem

La Figura 4 representa las características de la carga viva vehicular. El camión de diseño consiste en tres cargas de 3.64 t (8.0 kip), de 14.55 t (32.0 kip) a una distancia de 4.27 m (14 ft) y de 14.55 t (32.0 kip) a una distancia variable de 4.27 a 9.14 m (14 a 30 ft). El tándem de diseño consiste en un par de fuerzas de 11.36 t (25.0 kip) espaciadas 1.80 m (4 ft). La carga de carril de diseño consiste en una carga uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de 0.954 t/m (0.64 klf).

De acuerdo con la sección 3.6.1.3.1 el camión de diseño o el tándem de diseño deberá ser posicionado de tal forma que el centro de cada rueda no esté más cerca de las siguientes condiciones:

- Para el diseño de los volados del tablero, a 0.30 m (1 ft) de la carga del parterre, vereda.
- Para el diseño de cualquier otro componente, a 0.60 m (2 ft) del borde del carril de diseño.

De acuerdo con la sección 3.6.1.3.2 las deflexiones deben obtenerse del mayor de las siguientes condiciones:

- La resultante del camión de diseño.
- La resultante del 25% del camión de diseño combinado con la obtenido del carril de diseño.

De acuerdo con la sección 3.6.1.3.4 para el diseño de volados del tablero que no exceden 1.80 m (6ft) medidos desde el eje de la viga exterior, la fila exterior de ruedas puede ser reemplazada por una carga lineal uniformemente distribuida de 1.64 t/m (1.0 klf) ubicada a 0.30 m (1.0 ft) de la cara de la barrera. Adicionalmente, las cargas horizontales debidas a la colisión de los vehículos con las barreras deben considerarse.

De acuerdo con la sección 3.6.2, a los efectos estáticos del camión de diseño o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas, se deberá considerar un incremento debido a los efectos dinámicos de la carga. El factor aplicado a las cargas estáticas deberá ser igual a $(1+IM/100)$. Los valores de IM están dados por la Tabla 3.6.2.1-1 de la AASHTO LRFD y a su vez se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Factores de incremento por efectos dinámicos

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

El factor de multipresencia tiene como objetivo tomar en cuenta, para efectos del diseño estructural, la probabilidad de ocurrencia simultánea de la carga viva en todos los carriles

del puente. La sección 3.6.1.1.2. del AASHTO LRFD presenta los criterios para la determinación del factor de multipresencia que a su vez se observan en la Tabla 4.

Tabla 4. Factores de incremento por efectos dinámicos

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

9.5.3 FUERZAS DE FRENADO

Las fuerzas de frenado deberán ser consideradas como la mayor de las siguientes:

- 25% del peso de los ejes del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más carga de carril de diseño o 5% del camión de diseño más carga de carril de diseño.

Las fuerzas de frenado deberán ser aplicadas en todos los carriles de diseño en la dirección del tráfico. Estas cargas deberán ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie del puente. Los factores de multipresencia deberán ser aplicados.

9.5.4 CARGA SÍSMICA

La determinación de la demanda sísmica se especifica en la sección 9.2.2 del capítulo "Peligro Sísmico" de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Sin embargo, esta sección indica que, para estructuras de puentes, se deberá seguir los niveles de amenaza sísmica y niveles de desempeño especificados en el AASHTO LRFD.

De acuerdo con la sección 3.10. del AASHTO 2017 los puentes deben ser diseñados para que tengan baja probabilidad de colapso, pero con posible daño significativo e interrupción del servicio para sismos con 7% de excedencia en 75 años (periodo de retorno de 1000 años). Para puentes simplemente apoyados no se requiere análisis sísmico de acuerdo con el artículo A4.7.4.2. Para el diseño de los estribos se ha considerado el empuje dinámico de suelo y las fuerzas inerciales provenientes de la superestructura y de la subestructura.

Los espectros de diseño especificados en la NEC-15 corresponden a un periodo de retorno de 475 años; en consecuencia, se deben usar curvas de Peligro Sísmico para estimar la demanda correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años. El coeficiente de aceleración horizontal se reduce al 50% debido a que se asume que el estribo es capaz de desplazarse hasta 2". En la Figura 9 se muestran las curvas de peligro sísmico para Guayaquil e identificado el valor de aceleración para un periodo de retorno de 1000 años.

Se obtuvo una aceleración de 0.5 g. En la Figura 10 se observa el espectro elástico de aceleraciones construido a partir de la aceleración obtenida.

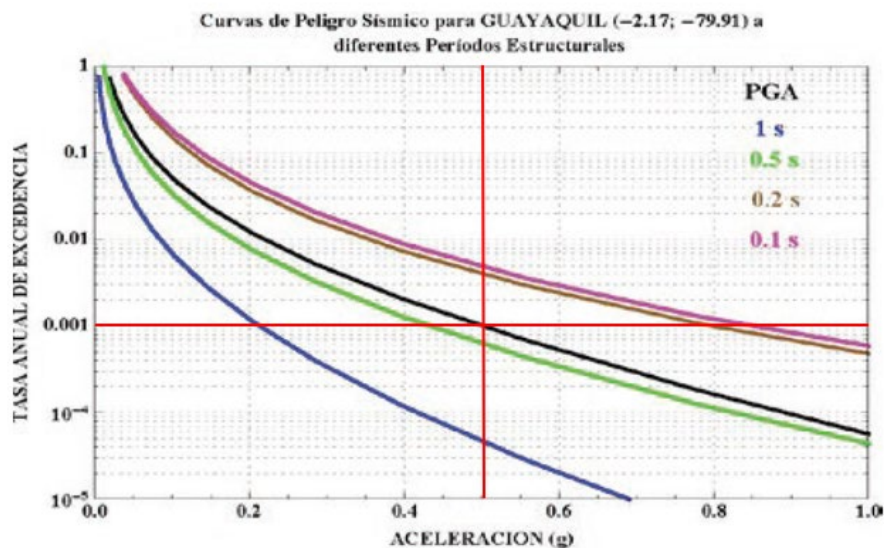


Figura 9. Curvas de peligro sísmico para Guayaquil

Espectro Elástico de Aceleraciones Tr: 1000 años

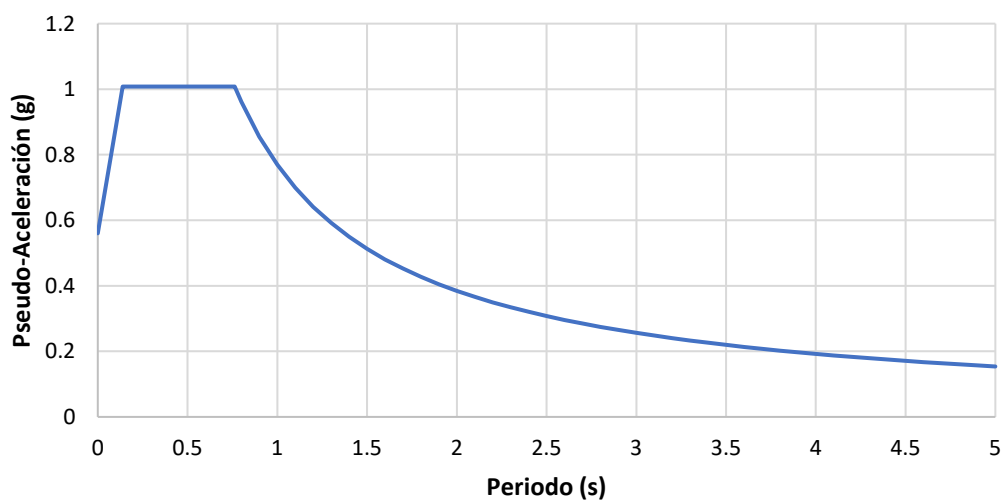


Figura 10. Espectro elástico de aceleraciones

9.6 COMBINACIONES DE CARGA

Las cargas utilizadas en el Análisis y Diseño están definidas en el reglamento AASHTO LRFD, las cuales son:



9.6.1 CARGAS PERMANENTES

CR = Fuerza debido a creep.

DD = Fuerza de sub-presión.

DC = Carga muerta de los elementos estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta.

EH = Carga de horizontal debido al empuje de tierra.

EL = Efectos de fuerza resultante del proceso de construcción, incluye ajuste de los gatos en construcción segmental en cantiliver.

ES = Sobrecarga de tierra.

EV = Presión vertical debido a la carga de tierra y rellenos. Fuerzas secundarias de pos-tensión.

PS = Fuerzas secundarias de pos-tensión.

SH = Fuerza por los efectos debido a retracción.

9.6.2 CARGAS TRANSITORIAS

BR = Fuerza de frenado.

CE = Fuerza centrífuga vehicular.

CT = Fuerza vehicular de colisión.

CV = Fuerza de colisión de barcos.

EQ = Carga sísmica.

FR = Carga de fricción.

IC = Carga de hielo.

IM = Fuerza debido al efecto dinámico de la carga.

LL = Carga viva vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Carga viva peatonal.



CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

SE = Carga debido a asentamientos.

TG = Gradiente de temperatura.

TU = Fuerza debido a la temperatura uniforme.

WA = Carga de agua y presión de arroyos y ríos.

WL = Viento en la carga viva.

WS = Carga de viento en la estructura.

En la Tabla 5 se presentan los factores de carga para varios estados límites. Los factores se deben seleccionar para producir el efecto extremo. Para cada combinación, los extremos positivos y negativos deben ser investigados.

Cada carga debe ser multiplicada por el factor correspondiente y posteriormente sumada a las demás aplicables.

En la Tabla 6 se presentan los valores de factores para cargas permanentes, para lo cual se debe escoger el que produzca la combinación de carga más crítica.

Tabla 5. Combinaciones de carga y factores de carga para cada estado límite (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD)

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

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

Tabla 6. Factores de carga para cargas permanentes (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD)

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

9.7 HIPÓTESIS DE DISEÑO

Para el diseño del puente se han realizado las siguientes hipótesis:

9.7.1 DISEÑO DE TABLERO

El tablero del puente forma una losa apoyada en sus vigas principales con dos voladizos laterales que conforman la acera peatonal y soportan la estructura de protección contra accidentes vehiculares.

Para el diseño del tablero se utiliza el método de las franjas y se diseña en dos partes de forma independiente: vanos internos y volado. Los vanos internos han sido diseñados para la combinación de Resistencia I mientras que el volado ha sido diseñado para la combinación de Resistencia I y Evento Extremo II. La fuerza de impacto sobre las barandas ha sido tomada como un nivel TL-4.

9.7.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE BARANDAS METÁLICAS

Las barandas de protección del puente están conformadas por una barrera de hormigón y una baranda metálica. Para el análisis del voladizo se ha seleccionado de acuerdo con las características de la vía un nivel de impacto TL-4. Este nivel es aceptado para vías de alta velocidad con mezclas de camiones y vehículos pesados.

Tabla 7. Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico (Tabla A13.2-1 AASHTO LRFD)

Design Forces and Designations	Railing Test Levels					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_T Transverse (kips)	13.5	27.0	54.0	54.0	124.0	175.0
F_L Longitudinal (kips)	4.5	9.0	18.0	18.0	41.0	58.0
F_V Vertical (kips) Down	4.5	4.5	4.5	18.0	80.0	80.0
L_T and L_L (ft)	4.0	4.0	4.0	3.5	8.0	8.0
L_V (ft)	18.0	18.0	18.0	18.0	40.0	40.0
H_e (min) (in.)	18.0	20.0	24.0	32.0	42.0	56.0
Minimum H Height of Rail (in.)	27.0	27.0	27.0	32.0	42.0	90.0

9.7.3 DISEÑO DE VIGAS

El diseño de las vigas pretensadas debe satisfacer los esfuerzos admisibles a compresión y tensión a lo largo de las diferentes etapas de construcción. Estas etapas son las siguientes:

- Transferencia de pretensado: verificación de esfuerzos de tensión y compresión cuando se realiza la transferencia de pretensado a la resistencia especificada del hormigón f'_{ci}
- Construcción: verificación de los esfuerzos de tensión y compresión durante la fundición del tablero.
- Operación: verificación de los esfuerzos de tensión y compresión en acción compuesta con el tablero para las cargas muertas futuras y carga viva vehicular.

Durante la transferencia de pretensado se generan altos esfuerzos de tensión en la cara superior al inicio de la viga, las cuales no son contrarrestados por el peso propio de la viga. Para mitigar esta tensión en la cara superior no se adhieren algunos de los cables en el arranque, lo que se conoce con el nombre de “debonding”. Esto permite, en conjunto con el acero de refuerzo superior, satisfacer los límites de tensión del concreto en sus distintas etapas o en su defecto absorber el exceso de tensión. El límite de debonding es del 25% del total de cables y no más que 40% por fila.

Las vigas pretensadas trabajan en sección no compuesta durante la transferencia de pretensado y fundición del tablero y en sección compuesta para las cargas muertas y vivas futuras. Las vigas no requieren soporte durante la etapa constructiva.

Los esfuerzos límite de acuerdo con el código para el hormigón y acero de presfuerzo y refuerzo son los siguientes:

- Esfuerzo límite temporal de compresión antes de pérdidas (A5.9.2.3.1a): $0.65 f'_{ci}$
- Esfuerzo límite temporal de tensión en zonas donde existe acero de refuerzo adherido para absorber las tensiones (A5.9.2.3.1.b): $0.63 f'_{ci}$. LA fuerza en el acero se calcula como sigue:

Esfuerzo límite de compresión después de pérdidas bajo combinación de Servicio I (A5.9.2.3.2a):

Debido a la suma de pérdidas de presfuerzo y bajo cargas permanentes	0.45 f'c
Debido a la suma del esfuerzo efectivo, cargas permanentes y cargas transitorias, así como durante manipulación y traslado	0.60 f'c

Esfuerzo límite de tensión después de pérdidas bajo combinación de Servicio III (A5.9.2.3.2b):

Para componentes con acero de refuerzo adherido que están sujetos a condiciones de corrosión moderadas	0.50 f'c
--	----------

Esfuerzo límite de tensión en acero de presfuerzo (A5.9.2.2):

Inmediatamente antes de la transferencia (fpb)	0.70 fpu
En estado de servicio después de pérdidas (fpe)	0.80 fpy

9.7.4 DISEÑO DE ESTRIBO

Los estribos han sido diseñados para las combinaciones de carga de Resistencia I (análisis de estabilidad externa e interna), Evento Extremo I y Servicio I. Para este último, se ha considerado un 50% de la carga viva sobre el puente de acuerdo con las recomendaciones del código AASHTO LRFD. Para el análisis sísmico se ha considerado una reducción del 50% de la fuerza sísmica, tal como lo indica el código, asumiendo que el estribo es capaz de moverse al menos una pulgada en sentido horizontal durante el sismo de diseño.

Los estribos se diseñan para resistir el empuje de tierra, el peso propio del estribo mismo y de la superestructura, la carga viva sobre la superestructura o relleno de acceso. El diseño será realizado para la combinación de esas fuerzas que generarán la condición de carga más desfavorable, según los estados límites de Servicio I, de Resistencia I y Evento Extremo I, especificados en la AASHTO LRFD.

Cuando los vehículos que transitan por el camino puedan llegar a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la estructura, medida desde la parte superior, el esfuerzo se incrementará con una presión debida a la sobrecarga viva equivalente a un relleno de tierra no menor a 0.60 m.

El diseño de los estribos incluye el drenaje adecuado y suficiente para los rellenos, los que consisten en filtros de piedra triturada o grava y tubos para drenar.

Las dimensiones de la estructura del estribo serán tales que proporcionen una estabilidad adecuada contra el volteo del elemento y capacidad portante del suelo, de acuerdo con los requisitos.

El diseño estructural de cada uno de los elementos del estribo será de acuerdo con el método de resistencia última para hormigón armado. La parte posterior o talón de la losa de cimiento será diseñada para soportar el peso total del material sobrepuesto. En general, las losas para cimientos de muros en voladizos se diseñan como una losa en voladizo apoyada en el cuerpo del muro.

El cuerpo vertical de los estribos se diseña como un voladizo apoyado en la base. Son diseñados para la combinación de carga más desfavorable (incluido el peso propio del muro y la fricción debida al relleno posterior actuando sobre el muro) y el momento debido a las cargas verticales excéntricas, sobrecargas, empuje de tierra estático y dinámico (empuje sísmico).

El material de relleno detrás del estribo deberá drenar libremente el agua, por medio de drenes de tubos colocados en el muro vertical a intervalos convenientes en longitud y altura. Los drenes no permitirán la salida de material que no debe ser expansivo, ni arcilloso, ni sedimentario. Los estribos llevarán muros de ala a los costados como elementos de protección contra la erosión y la socavación, éstos tendrán la longitud suficiente para contener el material de relleno; y al igual, que los estribos contarán con drenes que no permitan la salida del material de relleno.

Los muros de ala estarán orientados adecuadamente de tal manera que cumplan con la función para la cual son construidos. Una orientación inadecuada los haría fácilmente vulnerables a fallas por acción de la corriente. El análisis y diseño de los estribos y muros de ala, se ha efectuado como realmente trabajan una vez que ya están en servicio, conjunto monolítico: cuerpo del estribo – muros de ala.

Aunque durante la ejecución de la obra se construye primero la pantalla del estribo y luego los muros de ala, se ha comprobado, tanto en el puente en estudio como en otros proyectos que poseen estribos similares, que al determinar la estabilidad al volcamiento de ambos elementos (estribo – muros de ala) como conjunto, cumple satisfactoriamente (implícitamente) la estabilidad de estos como elementos independientes.

9.7.5 DISEÑO DE PILOTES

Para el análisis de distribución de fuerzas desde la losa de cimentación del estribo hacia los pilotes se asume que la zapata es un cuerpo rígido.

Para el análisis de cargas laterales del arreglo de pilotes se aísla un elemento y se lo analiza individualmente. Esta particularidad se permite debido a que los pilotes se encuentran separados a más de 3 veces el diámetro centro a centro y no existen afectaciones por grupo. Con los resultados del análisis de carga lateral del pilote se realiza el diseño a flexocompresión del pilote.

9.7.6 CONDICIONES DE APOYO

La superestructura se apoya sobre estribos, y se utilizan aparatos de apoyo de neopreno combinados con apoyos elastoméricos en las juntas. Estos apoyos validan en la práctica

el cálculo de la superestructura como simplemente apoyada, ya que la capacidad de deformación de estos materiales permite los desplazamientos horizontales que se producen en la superestructura por cambios de temperatura, frenado y la propia acción de las cargas, actúa además como apoyo fijo ya que por fricción produce fuerzas que evitan grandes desplazamientos. Para impedir los desplazamientos laterales, en el sentido transversal, se establece la construcción de trabas antisísmicas en los estribos junto a las vigas exteriores y también en las vigas interiores. Al ingreso del puente se ha provisto una losa de aproximación de 3 m de largo y 20 cm de espesor. Esta losa permite reducir asentamientos al ingreso del puente y mitigar el daño de la junta por efectos de impacto a causa de un desnivel.

La traba sísmica se ha diseñado para soportar las fuerzas inerciales transmitidas por el tablero hacia el estribo en el sentido perpendicular al eje longitudinal del puente

10 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo recomendado se describe a continuación:

1. Abastecimiento de materiales con sus debidos certificados de calidad
2. Elaboración de procedimiento constructivo detallado por parte del constructor y protocolo de aseguramiento de la calidad
3. Demolición de las estructuras existentes
4. Replanteo de cimentaciones
5. Excavación de terreno natural hasta cota de cimentación de zapatas de estribos
6. Replanteo de posición de pilotes para barrenado
7. Determinación del método más adecuado para barrenado de pilotes entre contratista, administrador y fiscalización
8. Barrenado, armado y fundición de pilotes hasta el nivel de zapata
9. Prueba de carga de pilotes (se requiere al menos 1 pilote en cada margen)
10. Descabezado de pilotes para armado de zapatas
11. Armado, encofrado y fundición de estribos de acuerdo con los detalles del proyecto
12. Fabricación de vigas pretensadas
13. Montaje de vigas pretensadas
14. Encofrado, armado y fundición de diafragmas y tablero
15. Encofrado, armado y fundición de acera (segunda etapa)
16. Encofrado, armado y fundición de barreras
17. Colocación de barandas metálicas sobre barrera
18. Construcción de terraplén de aproximación
19. Armado, encofrado y fundición de losa de aproximación
20. Colocación de capa de rodadura
21. Colocación de junta de dilatación
22. Perfilado de márgenes y construcción de muros de gaviones
23. Prueba de carga de puente



El desarrollo de las memorias de cálculo se encuentra en los Anexos a este documento.

Las actividades deberán desarrollarse de manera secuencial siguiendo las especificaciones técnicas dispuestas en los planos de diseño. Se recomienda dar cumplimiento a las condiciones de aseguramiento de la calidad en los procesos constructivos de los elementos estructurales de las obras de arte mayor y menor que componen el proyecto.

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Joel Barreiro Especialista Estructural	Ing. Fernando Zanabria Director del Proyecto	Ing. Johan Sudario Administrador de Contrato