



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ALTERNATIVO DEL PUENTE 486-ES LARAQUETE CONSIDERANDO UNA
CONFIGURACIÓN DE VIGAS ISOSTÁTICAS DE HORMIGÓN PRETENSADO**

POR

Nicolás González Sutter

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de ingeniero Civil

Profesor Guía
Dr. Patricio Cendoya H.

Profesional Supervisor
Dr. Rodrigo Silva M.

Junio 2023
Concepción (Chile)

© Nicolás González Suter

© Nicolás González Suter

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento

DEDICATORIA

Dedicada a mi familia, y también a todos quienes estuvieron presentes en este proceso.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Patricio Cendoya, por la confianza depositada, por su gran disposición y ayuda cada vez que fue requerida. Por su tiempo y por las diversas criticas profesionales, indicaciones y comentarios para lograr este trabajo.

RESUMEN

Desde la década de 1990, la Ingeniería Chilena ha tenido un fuerte predominio en la construcción de puentes rectos basados en una tipología con vigas isostáticas de hormigón pretensado, debido a la alta experiencia, y los buenos resultados que han reflejado estos tipos de puentes. Entre las principales características, resaltan su eficiencia estructural, durabilidad, facilidad constructiva, y los reducidos tiempos de ejecución al poder construirse gran parte de sus elementos en taller.

El presente estudio se enfoca en el diseño alternativo del puente integral 486-ES Laraquete, considerando una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado. Los objetivos principales están orientados en diseñar de manera completa el puente y realizar un análisis comparativo entre la tipología diseñada v/s la tipología integral.

La caracterización del puente con vigas isostáticas se realiza a partir de la información disponible del puente 486-ES Laraquete (geometría e informe geotécnico). La modelación considera las mismas cargas estáticas que el puente integral, mientras que las cargas dinámicas se cuantifican a través de un análisis modal espectral de la estructura, de acuerdo con el Manual de Carreteras (2021). El diseño de los elementos estructurales se realiza según las disposiciones actuales del Manual de Carreteras (2021) y las indicaciones de la norma AASHTO Standard (2002), debido a que fue la utilizada para el puente integral.

En base al análisis comparativo, se observan ventajas por parte de la superestructura del puente con vigas isostáticas debido que al tener juntas de dilatación y apoyos elastoméricos, la superestructura es capaz de trabajar a tensiones potencialmente más bajas que la estructura integral. No obstante, los costos asociados a los materiales de ambos puentes, reflejan una clara ventaja por parte del puente 486-ES Laraquete, pues, debido a la mala calidad del suelo de fundación, el puente basado en una configuración de vigas isostáticas supera en un 39% los costos asociados a los materiales del puente integral.

ABSTRACT

In Chilean engineering, since the decade of the 1990's, there has been a strong predominance of construction of straight bridges based in a tipology that uses isostatic prestressed concrete beams, due to the high levels of experience with this technique, and the good results it has given. Among their main features stand out: their structural efficiency, durability, easiness in construction, and the reduced times of execution due to the fact that a big part of the elements needed can be built in a workshop.

The following study focuses in the alternative design of the integral bridge "486-ES Laraquete", considering a configuration of isostatic prestressed concrete beams. The main objectives are oriented in fully designing the bridge, and making a comparative analysis between the designed tipology and the integral tipology.

The characterization of the bridge with isostatic beams is made using the available information of the 486-ES Laraquete bridge (geometry and technical report). The modeling considers the same static stresses than the integral bridge, while the dynamic stresses are quantified through a spectral modal analysis of the structure, in accordance to the "Manual de Carreteras" (2021). The design of the structural elements is made in accordance to the current methods found in the "Manual de Carreteras" (2021), and the indications found in the AASHTO Standard norm (2002), because it was used in the design of the integral bridge.

From the comparative analysis, it can be said that there are advantages of the superstructure of the bridge with isostatic beams, because having expansion joints and elastometric supports, gives the superstructure the ability of working with potentially lower stresses compared to the integral structure. Nevertheless, the costs associated to the materials of both bridges, reflect a clear advantage of the integral 486 ES Laraquete bridge, because, due to the low quality of the foundation soil, the costs of the bridge based in a configuration of isostatic beams surpass in a 39% the costs associated to the materials of the integral bridge.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Motivación.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Metodología de trabajo.....	2
1.4	Principales resultados y conclusiones.....	3
1.5	Organización de la memoria.....	3
CAPÍTULO 2	ANTECEDENTES PUENTES DE VIGAS ISOSTÁTICAS.....	4
2.1	Introducción.....	4
2.2	Conceptos relacionados a la estructura de puentes.....	4
2.2.1	La superestructura	4
2.2.2	La infraestructura	5
2.3	Generalidades de los puentes con vigas isostáticas	6
2.4	Actualización del código de diseño	7
2.4.1	Métodos de Análisis Sísmico	9
2.4.2	Consideraciones para el Diseño de Elementos.....	12
2.5	Conclusiones.....	15
CAPÍTULO 3	MATERIAL DISPONIBLE Y METODOLOGÍA UTILIZADA.....	16
3.1	Introducción.....	16
3.2	Descripción del Puente 486-ES Laraquete	16
3.3	Aspectos considerados para el Puente de Vigas Isostáticas	19
3.3.1	Normas	19
3.3.2	Materiales	20
3.3.3	Caracterización Puente de Vigas Isostáticas	21
3.4	Modelación Puente de Vigas Isostáticas	23
3.4.1	Cargas.....	25
3.4.2	Combinaciones de carga.....	26
3.4.3	Representación de elementos en el modelo.....	27
3.5	Disposiciones de diseño.....	28
3.5.1	Losa	28
3.5.2	Vigas pretensadas	29
3.5.3	Elementos diseñados a flexión simple y corte	31

3.5.4	Apoyos elastoméricos	32
3.5.5	Juntas sísmicas	34
3.5.6	Columnas y Pilotes.....	34
3.6	Consideraciones para análisis comparativo.....	36
3.6.1	Dimensiones.....	36
3.6.2	Cantidades y Costos	36
3.7	Conclusiones.....	37
CAPÍTULO 4 RESULTADOS.....		38
4.1	Introducción.....	38
4.2	Diseño Puente de Vigas Isostáticas	38
4.2.1	Diseño losa	38
4.2.2	Diseño vigas principales.....	40
4.2.3	Diseño travesaños.....	41
4.2.4	Diseños topes sísmicos.....	41
4.2.5	Diseño barras antisísmicas	42
4.2.6	Diseño apoyos elastoméricos	43
4.2.7	Diseño juntas sísmicas	46
4.2.8	Diseño vigas transversales	46
4.2.9	Diseño elementos verticales	47
4.2.10	Diseño estribos	51
4.3	Análisis comparativo	53
4.3.1	Superestructuras de ambos puentes.....	53
4.3.2	Infraestructuras de ambos puentes	54
4.4	Conclusiones.....	58
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES		59
5.1	Conclusiones y comentarios	59
5.2	Futuras líneas de investigación.....	60
REFERENCIAS		61
ANEXOS.....		63
ANEXO 1.1	Contribución a los objetivos de desarrollo sostenible.....	63
ANEXO 3.1	Detalles modelación Puente con Vigas Isostática.....	64
A3.1.1	Carga viva	64
A3.1.2	Carga de impacto.....	67

A3.1.3	Parámetros elementos <i>link/support</i>	67
A3.1.4	Interacción suelo-pilote	70
ANEXO 4.1	Memoria de Cálculo.....	76
A4.1.1	Losa.....	76
A4.1.2	Vigas principales.....	81
A4.1.3	Vigas secundarias.....	87
ANEXO 4.2	Cubicación de materiales	95
A4.2.1	Superestructuras	95
A4.2.2	Infraestructuras.....	96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Coeficiente de Importancia del Puente.	10
Tabla 2.2. Coeficiente del Suelo.	10
Tabla 2.3. Aceleración Efectiva Máxima.	11
Tabla 2.4. Constantes Espectrales.	11
Tabla 2.5. Cantidad mínima de topes interiores.	13
Tabla 2.6. Aceleración vertical.	14
Tabla 3.1. Propiedades mecánicas Hormigón.	20
Tabla 3.2. Propiedades mecánicas Elastómero 60° Shore A.	20
Tabla 3.3. Propiedades mecánicas Acero de refuerzo.	20
Tabla 4.1. Demanda y capacidad de la sección transversal.	38
Tabla 4.2. Tensiones para los distintos estados de análisis.	41
Tabla 4.3. Geometría llaves de corte.	42
Tabla 4.4. Solicitaciones de los muros pertenecientes a estribos.	51
Tabla 4.4. Dimensiones vigas transversales de ambas estructuras.	55
Tabla 4.5. Armaduras de refuerzo vigas transversales de ambas estructuras.	55
Tabla 4.6. Armaduras de refuerzo columnas de ambas estructuras.	56
Tabla 4.7. Armaduras de refuerzo pilotes de ambas estructuras.	57
Tabla A3.1. Reacciones por acción de la carga viva.	66
Tabla A3.2. Carga de impacto asociada a cada tramo.	67
Tabla A3.3. Factores de corrección considerados.	72
Tabla A3.4. Rigidez horizontal pilotes estribo entrada.	72
Tabla A3.4. Rigidez horizontal pilotes estribo entrada (continuación).	73
Tabla A3.5. Rigidez horizontal pilotes cepas intermedias.	73
Tabla A3.5. Rigidez horizontal pilotes cepas intermedias (continuación).	74
Tabla A3.6. Rigidez horizontal pilotes estribo salida.	74
Tabla A3.6. Rigidez horizontal pilotes estribo salida (continuación).	75
Tabla A4.1. Datos de diseño losa.	76
Tabla A4.2. Cargas de diseño.	82
Tabla A4.3. Datos de diseño travesaños.	87
Tabla A4.4. Demanda y capacidad viga travesaño diseñada.	89

Tabla A4.5. Datos de diseño viga cabezal	89
Tabla A4.6. Demanda y capacidad viga cabezal diseñada.....	92
Tabla A4.7. Datos de diseño viga amarre	92
Tabla A4.8. Demanda y capacidad viga amarre diseñada.....	94
Tabla A4.9. Precios unitarios materiales de ambos puentes.	95
Tabla A4.10. Cantidades y costos superestructura puente 486-ES Laraquete.....	95
Tabla A4.11. Cantidades y costos superestructura puente con vigas isostáticas.	95
Tabla A4.11. Cantidades y costos superestructura puente con vigas isostáticas (continuación).....	96
Tabla A4.12. Cantidades y costos infraestructura puente 486-ES Laraquete	96
Tabla A4.13. Cantidades y costos infraestructura puente con vigas isostáticas.	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema característico Puente con Vigas Isostáticas (Manual de Carreteras, 2021).....	6
Figura 2.2. Puentes de vigas isostáticas de la región Biobío: a) Llacolén, b) Juan Pablo II (AICE, 2015).....	7
Figura 2.3. Principales daños de los puentes Chilenos durante el terremoto del Maule de 2010: a) Desplazamiento y rotación de la superestructura, b) corrimiento de apoyos elastoméricos, c) Colapso de la superestructura, d) Agrietamiento de vigas principales (Wilches et al., 2021).	8
Figura 2.4. Longitud mínima de apoyo (Manual de Carreteras, 2021).....	12
Figura 2.5. Configuración llaves de corte internas y externas (Manual de Carreteras, 2021)	13
Figura 2.6. Placa elastomérica rectangular con pernos de anclaje (Manual de Carreteras, 2021).	15
Figura 3.1. Ubicación Puente 486-ES Laraquete.	16
Figura 3.2. Vista longitudinal Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).	17
Figura 3.3. Tablero Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).....	18
Figura 3.4. Cepas Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).	18
Figura 3.5. Estribos Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).	19
Figura 3.6. Vista longitudinal Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).....	21
Figura 3.7. Viga pretensada I tipo II (AASHTO, 2002).	21
Figura 3.8. Tablero Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).	22
Figura 3.9. Cepas Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).....	22
Figura 3.10. Estribos Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).	23
Figura 3.11. Modelo sin Estribos Puente de Vigas Isostáticas.....	24
Figura 3.12. Modelo Estribos Puente de Vigas Isostáticas.	24
Figura 3.13. Espectro de aceleraciones.	26
Figura 3.14. Franja de diseño para la losa de hormigón armado (dimensiones en cm).	28
Figura 3.15. Estado 1.....	30
Figura 3.16. Estado 2.....	30
Figura 3.17. Estado 3.....	30
Figura 3.18. Elastomero rectangular con pernos de anclaje (Manual de carreteras, 2021).	32
Figura 3.19. Diagrama de interacción de los pilotes pertenecientes a las cepas intermedias.	35
Figura 4.1. Armaduras finales losa.....	39
Figura 4.2. Sección transversal viga pretensada (dimensiones en cm).	40

Figura 4.3. Armaduras finales travesaños externos (dimensiones en cm).	41
Figura 4.4. Disposición barras antisísmicas (dimensiones en cm).....	43
Figura 4.5. Elastómero tipo 60° Shore A perteneciente a estribos (dimensiones en mm).	43
Figura 4.6. Elastómero tipo 60° Shore A perteneciente a cepas (dimensiones en mm).....	45
Figura 4.7. Sección transversal de vigas secundarias: (a) viga cabezal, (b) viga fundación.....	47
Figura 4.8. Diagrama de interacción columnas.	48
Figura 4.9. Armadura de diseño de las columnas (dimensiones en cm).	48
Figura 4.10. Diagrama de interacción pilotes cepas.....	49
Figura 4.11. Armadura de diseño pilotes cepas (dimensiones en cm).	49
Figura 4.11. Diagrama de interacción pilotes estribos.	50
Figura 4.12. Armadura de diseño pilotes estribos (dimensiones en cm).....	50
Figura 4.13. Esquema de la armadura de diseño para el muro frontal y espaldar (dimensiones en cm).....	52
Figura 4.14. Esquema de la armadura de diseño para los muros alas (dimensiones en cm).....	52
Figura 4.15. Esquema de la armadura de diseño zapata (dimensiones en cm).	53
Figura A3.1. Cargas camión de diseño HS20-44 (Manual de Carreteras, 2021).	64
Figura A3.2. Dimensión transversal camión HS20-44 (Manual de Carreteras, 2021).	64
Figura A3.3. Ubicación más desfavorable de la carga viva.	65
Figura A3.4. Representación de cargas vivas en el modelo del puente con vigas isostáticas.....	66
Figura A3.5. Parámetros del elemento rígido.	68
Figura A3.6. Parámetros neoprenos estribos.....	69
Figura A3.7. Parámetros neoprenos cepas.	70
Figura A3.8 Curva factor de corrección para un grupo de pilotes (Manual de Carreteras, 2021).	71
Figura A4.1. Mayor momento losa entre vigas principales.	77
Figura A4.2. Menor momento losa entre vigas principales.	77
Figura A4.3. Momento mínimo losa en voladizo.....	79
Figura A4.4 Datos de diseño viga pretensada.	81
Figura A4.5. Materiales viga pretensada.....	82
Figura A4.6. Tensiones de la viga en caso de no incorporar pretensado.	83
Figura A4.7. Trazado cable promedio y gráfico de factibilidad.	84
Figura A4.8. Chequeo de tensiones viga pretensada.....	84
Figura A4.9. Pérdidas del pretensado.....	85

Figura A4.10. Refuerzo longitudinal viga pretensada.....	85
Figura A4.11. Refuerzo transversal viga pretensada.....	86
Figura A4.12. Momento máximo viga travesaño.....	87
Figura A4.13. Momento máximo viga cabezal.	89
Figura A4.14. Momento mínimo viga cabezal.....	90
Figura A4.15. Corte máximo viga cabezal.....	90
Figura A4.16. Momento máximo viga amarre.....	92
Figura A4.17. Momento mínimo viga amarre.....	93
Figura A4.18. Corte máximo viga amarre.....	93

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Los puentes son componentes de la infraestructura vial que desempeñan un papel crucial en el desarrollo y la conectividad de las comunidades. En Chile, un país de geografía diversa y desafiante, los puentes juegan un papel fundamental al contribuir a superar obstáculos naturales como ríos, quebradas y valles, facilitando el acceso a áreas remotas y promoviendo el intercambio económico y social del país.

Desde la década de 1990, la ingeniería chilena ha impulsado de manera significativa la construcción de puentes de hormigón armado con vigas pretensadas. Esto se debe a su facilidad constructiva, reducido tiempo de ejecución al poder construirse gran parte de sus elementos en taller, y a los buenos resultados que han reflejado estos tipos de puentes. Hoy en día, esta configuración compuesta por losas y vigas de hormigón pretensado que descansan sobre elastómeros, estribos y cepas intermedias constituye aproximadamente el 38% de los más de 12 mil puentes a lo largo del territorio nacional (Wilches et al., 2021).

Lo anterior deja en evidencia el enfoque de los códigos de diseño chilenos, los cuales están orientados fuertemente a este tipo de puente recto. Para comprender estos códigos, es importante tener en cuenta que cada actualización relevante ha sido impulsada por las experiencias derivadas de grandes terremotos. En este sentido, el último terremoto que modificó significativamente los códigos de diseño y construcción fue el del maule del 2010, el cual causó daños en alrededor de 300 puentes con vigas isostáticas (Buckle et al., 2012).

En este contexto, la presente investigación busca generar una alternativa de diseño que cumpla con los mismos requisitos que el Puente Integral 486-ES Laraquete (existente), teniendo en cuenta las consideraciones y estándares sísmicos adoptados en Chile posterior al terremoto del Maule en 2010 para los puentes de hormigón armado con vigas pretensadas simplemente apoyadas.

1.2 Objetivos

Objetivo General

Desarrollar un diseño alternativo en base a vigas isostáticas de hormigón pretensado para el puente integral 486-ES Laraquete.

Objetivos Específicos

- I. Presentar el estado del arte del diseño de puentes con vigas isostáticas en Chile.
- II. Modelar y diseñar un puente de vigas isostáticas como alternativa a un puente integral existente.
- III. Comparar e identificar ventajas y desventajas a nivel de superestructura e infraestructura entre ambas tipologías.

1.3 Metodología de trabajo

Para comenzar, se realiza una revisión bibliográfica de los puentes con vigas isostáticas de hormigón pretensado en Chile. Luego se realiza la caracterización del puente, utilizando una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado, con el fin de llevar a cabo la modelación en el software SAP2000 y el diseño de los diferentes componentes estructurales. El diseño de los elementos toma en consideración las actualizaciones de la normativa nacional, en base a los criterios sísmicos adoptados posterior al terremoto del Maule de 2010. Posteriormente, se realiza una comparación entre el puente diseñado y el puente integral 486-ES Laraquete (existente), analizando e identificando ventajas y desventajas a nivel de superestructura e infraestructura. Finalmente se concluye sobre los resultados obtenidos de la investigación presente.

1.4 Principales resultados y conclusiones

Se logra el objetivo de diseñar un puente con una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado como alternativa al puente integral 486-ES Laraquete (existente). Este nuevo diseño se basa en la norma AASHTO Standard (2002) y en los criterios sísmicos para el diseño de puentes adoptados en Chile posterior al terremoto del Maule de 2010.

Se resume información relevante sobre aspectos y consideraciones de diseño para puentes de vigas isostáticas, con el afán de facilitar la comprensión de este.

El puente integral presenta ventajas considerables en comparación al puente con vigas de hormigón pretensado simplemente apoyadas, principalmente por los costos asociados a los materiales del caso de análisis.

1.5 Organización de la memoria

Esta investigación consta de cinco capítulos. El primero corresponde a la introducción, la cual incluye un resumen extendido de la memoria. El segundo recopila los antecedentes para el diseño de los puentes de vigas isostáticas adoptados posterior al terremoto del Maule de 2010. El tercer capítulo, presenta los materiales y metodología utilizada para el desarrollo del modelo y diseño del puente de vigas isostáticas, además de indicar los parámetros para el análisis comparativo entre ambas estructuras. El cuarto muestra el diseño de los distintos componentes estructurales del puente de vigas isostáticas y los resultados del análisis comparativo entre ambos puentes. Por último, el capítulo cinco presenta los comentarios y conclusiones finales de este trabajo

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES PUENTES DE VIGAS ISOSTÁTICAS

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta un contexto general de los puentes basados en una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado en Chile, definiendo los diferentes elementos estructurales como las distintas consideraciones. Además, se exponen los principales cambios en los códigos de diseño a raíz del terremoto del Maule de 2010.

2.2 Conceptos relacionados a la estructura de puentes

Para fines prácticos, se acostumbra a dividir el puente en superestructura e infraestructura.

2.2.1 La superestructura

La superestructura es aquella parte del puente que permite que el camino sea continuo con su calzada y bermas, sobre un río u otro obstáculo que se necesite cruzar. Dentro de los principales elementos que la conforman, se encuentran:

- **Tablero:** Elemento estructural encargado de soportar directamente las cargas provenientes del tránsito vehicular y peatonal, por lo general está constituido por una losa de hormigón armado.
- **Vigas Principales:** Corresponden a elementos destinados a la transmisión de cargas desde el tablero hacia la infraestructura. Están orientadas en el sentido longitudinal del puente, y su materialidad, forma y tamaño varía dependiendo de la estructura en sí.
- **Travesaños:** Elementos dispuestos en los extremos del tablero y en forma perpendicular a las vigas principales, cuya función principal es proporcionar rigidez torsional a la superestructura.

- **Llaves de corte:** Elementos que restringen el desplazamiento transversal de la superestructura frente a eventos sísmicos. Están diseñados para actuar en la dirección transversal del puente y en sentido opuesto al movimiento de las vigas longitudinales.
- **Sistemas de apoyo:** Elementos utilizados bajo las vigas principales y por sobre las mesas de apoyo que dispone la infraestructura. Se encargan en disipar energía sísmica y del traspaso de cargas desde la superestructura hacia la infraestructura.
- **Barras antisísmicas:** Elementos de acero que permiten el anclaje entre la superestructura y la infraestructura, bajo solicitaciones sísmicas verticales.
- **Juntas de expansión:** Son elementos que permiten deformaciones longitudinales debido a cambios de temperatura, sismos u otras acciones externas. Se ubican en los extremos del tablero.

2.2.2 La infraestructura

La infraestructura es la parte del puente encargada de sostener a toda la superestructura, cuya función principal es transmitir las cargas al suelo de fundación. Adicionalmente, proporciona estabilidad y resistencia para satisfacer las solicitaciones a las que está sometido el puente. Entre los principales constituyentes de la infraestructura, se identifican:

- **Estribos:** Elementos que sirven de apoyo en los extremos del puente, por lo tanto, conectan a la estructura con los accesos de entrada y salida. Deben ser capaces de sostener la superestructura y resistir distintos tipos de carga, como los empujes del suelo que retiene.
- **Cepas o pilas:** Corresponden a los elementos que soportan a la superestructura en puntos intermedios. Existe una inmensa variedad de formas y tamaños, y desde el punto de vista estético, son determinantes en el logro de un puente visualmente atractivo.

En la Figura 2.1 se puede visualizar los conceptos asociados a la superestructura e infraestructura de un puente con vigas isostáticas:

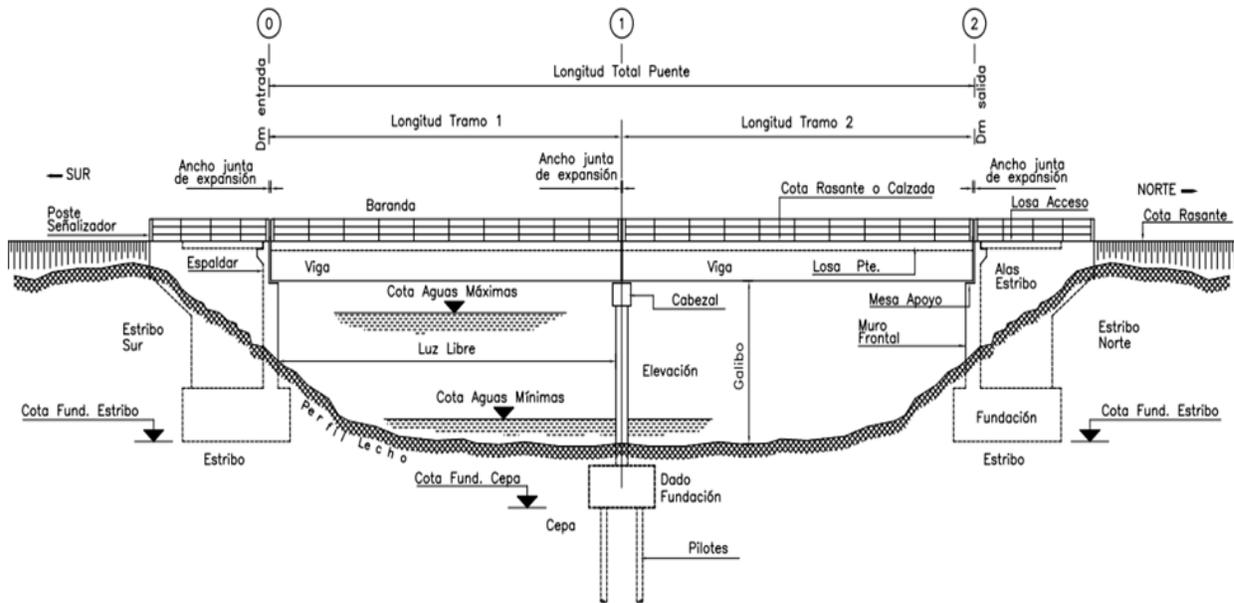


Figura 2.1. Esquema característico Puente con Vigas Isostáticas (Manual de Carreteras, 2021).

2.3 Generalidades de los puentes con vigas isostáticas

Desde la década de 1990 en Chile se impulsó fuertemente la construcción de puentes con vigas isostáticas, llegando a un 95% del total de puentes construidos. Esta tendencia ha perdurado a lo largo de los años, llegando a constituir hoy en día el 38% de los puentes que existen a lo largo del territorio nacional (Wilches et al., 2021). La estructuración hace referencia a puentes discontinuos de vigas pretensadas y simplemente apoyadas, cuya configuración obedece a una superestructura que se apoya sobre estribos y cepas a través de placas elastoméricas. La infraestructura posee elementos encargados de resistir y transmitir las cargas, como es el caso de los pilotes, los cuales otorgan estabilidad a la estructura y transmiten las cargas a estratos profundos y de buena calidad.

En el territorio nacional existe una diversa cantidad de puentes que presentan esta configuración, tales como puentes rurales, carreteros e interurbanos. Localmente, sobresale el puente Llacolen y el puente Juan Pablo II, los dos más largos de Chile. La Figura 2.2 muestra los puentes interurbanos encargados de conectar Concepción con San Pedro de la Paz.



Figura 2.2. Puentes de vigas isostáticas de la región Biobío: a) Llacolén, b) Juan Pablo II (AICE, 2015).

La entidad normativa que rige el diseño y construcción de puentes en Chile corresponde al Manual de Carreteras. Este es un documento de carácter normativo emitido por la dirección de vialidad, que pretende ser un apoyo a quien diseña. En particular, el volumen 3, presenta una guía de recomendaciones para el diseño y calculo estructural con el objetivo de aplicarlos al diseño de puentes Chilenos. Esta normativa esta influenciada fuertemente por los códigos de diseño de Japón, Nueva Zelanda y Estados Unidos (KawaShima, 2010).

2.4 Actualización del código de diseño

Para comprender los códigos de diseño utilizados para los puentes con vigas isostáticas, es importante entender que cada modernización relevante ha sido impulsada por las experiencias derivadas de un gran terremoto. Esta es la razón por la que cada vez que se ha actualizado el código, este ha incluido cambios tanto en los requisitos de diseño como en la definición de las demandas de diseño sísmico, por lo que estos aspectos no pueden revisarse por separado sino en su conjunto (Wilches et al., 2021).

La frecuente actividad sísmica, se explica debido a que Chile se encuentra junto a una falla de 5000 km de longitud con una tasa de subducción de más de 7 cm/año, lo que la convierte en la zona de subducción más activa del mundo, generando a menudo grandes terremotos a lo largo del país (Lomnitz, 2004). De hecho, según Schexnayder et al. (2014) desde 1973 el territorio nacional ha

experimentado 13 terremotos de magnitud 7,0 o mayor, dejando varias fallas a nivel local e incluso en algunos casos el colapso global de estos puentes basados en una configuración de vigas isostáticas.

El ultimo terremoto que modificó en gran medida los códigos de diseño y construcción fue el del Maule del 2010 ($M_w=8.8$), para el cual se dañaron alrededor de 300 puentes carreteros (Buckle et al., 2012). Entre los daños más comunes, se incluye el desplazamiento transversal y rotación excesiva de la superestructura, deslizamiento de apoyos elastoméricos, colapso de segmentos de puentes debido a la perdida de soporte vertical en estribos o cepas, y daño al prefabricado de vigas debido al golpeteo con las llaves de corte externas (Wilches Están et al, 2017). La Figura 2.3 muestra los daños anteriormente descritos.



Figura 2.3. Principales daños de los puentes Chilenos durante el terremoto del Maule de 2010: a) Desplazamiento y rotación de la superestructura, b) corrimiento de apoyos elastoméricos, c) Colapso de la superestructura, d) Agrietamiento de vigas principales (Wilches et al., 2021).

Estas consecuencias se debieron principalmente a las filosofías de diseño adoptadas al momento de construcción, a la falta de cuidado en el diseño y ejecución de los detalles constructivos, y a la falta de redundancia y robustez típica de los puentes basados en una configuración con vigas isostáticas de hormigón pretensado (Wood et al., 2012). A raíz de los daños observados, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) implementó una serie de medidas entre los años 2010 y 2017, las cuales siguen vigentes en el Manual de Carreteras (2021). Los siguientes subcapítulos detallan los criterios sísmicos para el diseño de puentes con vigas isostáticas adoptados posterior al terremoto del maule de 2010.

2.4.1 Métodos de Análisis Sísmico

A continuación se exponen los métodos de análisis sísmico que rigen el diseño de puentes con vigas isostáticas actualmente en Chile. No obstante, debido que en el trabajo se utilizó el método modal espectral, se presentan únicamente las ecuaciones de este método, dejando a criterio del lector una mayor profundización del resto de los métodos mencionados.

- Método del Coeficiente Sísmico

El método del coeficiente sísmico, solamente es válido para puentes de un solo vano, cuyas luces no superen los 70 m y donde la diferencia de cotas entre la viga cabezal y el nivel de socavación, no supere los 12 m.

- Método del Coeficiente Sísmico modificado por la Respuesta Estructural

El método del coeficiente sísmico modificado, es aplicable para puentes de dos o más vanos que posean únicamente juntas de dilatación en los extremos del tablero y sean continuos sobre las cepas intermedias mediante una loseta de continuidad. Adicionalmente, la luz total del puente no puede superar los 70 m de longitud, y la diferencia de cotas entre la viga cabezal y el nivel de socavación no debe exceder los 25 m.

- Método Modal Espectral

Este método es aplicable en puentes altos simplemente apoyados, cuyos tramos no superen los 70 m, y donde la diferencia de cotas entre la viga cabezal y el nivel de socavación considerado en el diseño, no supere los 50 m. Este método también se puede aplicar para todos aquellos casos definidos en los dos métodos anteriores, por lo que corresponde al método más generalizado en cuanto a su uso (Campaña, 2016).

Este método, entrega un espectro de aceleración de diseño, como función del periodo de vibrar del modo m. El espectro es entregado a través de la Ecuación 2.1.

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_o & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_o}{T_m^{2/3}} & T_1 \leq T_m \end{cases} \quad (2.1)$$

donde T_m es el periodo del modo m, K_1 es un coeficiente de importancia del puente expresado en la Tabla 2.1, S es el coeficiente del suelo según la Tabla 2.2, A_o la aceleración efectiva máxima para la zona sísmica según la Tabla 2.3, y T_1 con K_2 las constantes espectrales de acuerdo al tipo de suelo indicado en la Tabla 2.4.

Tabla 2.1. Coeficiente de Importancia del Puente.

Puente Esencial	$K_1 = 1.0$
Puente no Esencial	$K_1 = 0.8$

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

Tabla 2.2. Coeficiente del Suelo.

Tipo de Suelo	S
I	0.9
II	1.0
III	1.2
IV	1.3

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

Tabla 2.3. Aceleración Efectiva Máxima.

Zona Sísmica	A_o
1	0.2 g
2	0.3 g
3	0.4 g

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

Tabla 2.4. Constantes Espectrales.

Tipo de Suelo	$T_1(S)$	K_2
I	0.2	0.513
II	0.3	0.672
III	0.7	1.182
IV	1.1	1.598

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

Los desplazamientos, rotaciones y sollicitaciones de cada elemento estructural deben calcularse para cada dirección longitudinal y transversal del puente, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Tanto la superposición de valores modales máximos como los coeficientes de acoplamiento modal deben considerar un amortiguamiento del 5%. Adicionalmente, se debe incluir en el análisis todos los modos normales que sumen una masa mayor o igual al 90% de la masa total equivalente.

- Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico

Para puentes que la Dirección de Vialidad considere especiales, se podrá solicitar el análisis sísmico del puente, utilizando el método modal espectral, en el que el espectro de diseño utilizado es el resultado de un estudio del riesgo sísmico específico del lugar de emplazamiento del puente.

- Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el tiempo

Para puentes que consideren aisladores sísmicos o disipadores de energía, la Dirección de Vialidad podrá solicitar análisis sísmicos especiales, en el tiempo, considerando acelerogramas artificiales adecuados al riesgo sísmico del lugar de emplazamiento del puente.

2.4.2 Consideraciones para el Diseño de Elementos

- Travesaños

Con el fin de evitar rotaciones excesivas de la superestructura (Figura 2.3a) y que las vigas sufran daño por agrietamiento (Figura 2.3d), todos los puentes deben considerar travesaños extremos, independiente de la ubicación o zona sísmica del puente y el tipo de viga pretensada. Para vanos superiores a 15 m de luz, se debe considerar la adición de un travesaño central con el fin de aumentar la rigidez torsional de la superestructura (Zhao et al., 2012).

- Longitud mínima de apoyo

Para prevenir y evitar que la superestructura pierda apoyo sobre los cabezales de la infraestructura (Figura 2.3c), se modifica longitud mínima para las mesas de apoyo en función de las vigas principales de acuerdo al código japonés (Japan Road Association, 2012). Dicha longitud debe determinarse mediante la Expresión 2.2.

$$S_E \geq (0.7 + 0.005 \cdot L), \quad (2.2)$$

donde S_E corresponde a la longitud requerida (m) y L la longitud del vano con mayor luz (m). La Figura 2.4 muestra una representación de la longitud mínima requerida.

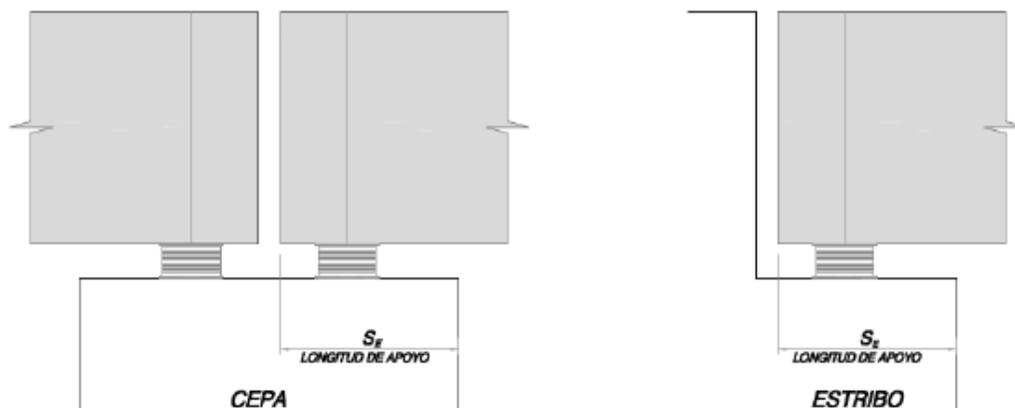


Figura 2.4. Longitud mínima de apoyo (Manual de Carreteras, 2021).

- Topes sísmicos interiores y exteriores

Para prevenir desplazamientos transversales excesivos de la superestructura, se exige considerar el uso de topes sísmicos interiores, adicionales a los topes exteriores de acuerdo a la Tabla 2.5. El modelo para el cálculo de estos elementos corresponde al de una viga corta como se puede apreciar en la Figura 2.5.

Tabla 2.5. Cantidad mínima de topes interiores.

Nº Vigas en Tablero	Nº de topes mínimos interiores en Puentes sin desplazamientos laterales excesivos	Nº topes mínimos interiores en Puentes con desplazamientos laterales excesivos
3 Vigas	0	2
4 Vigas	1	2
5 Vigas	2	2
6 Vigas o mas	2	3

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

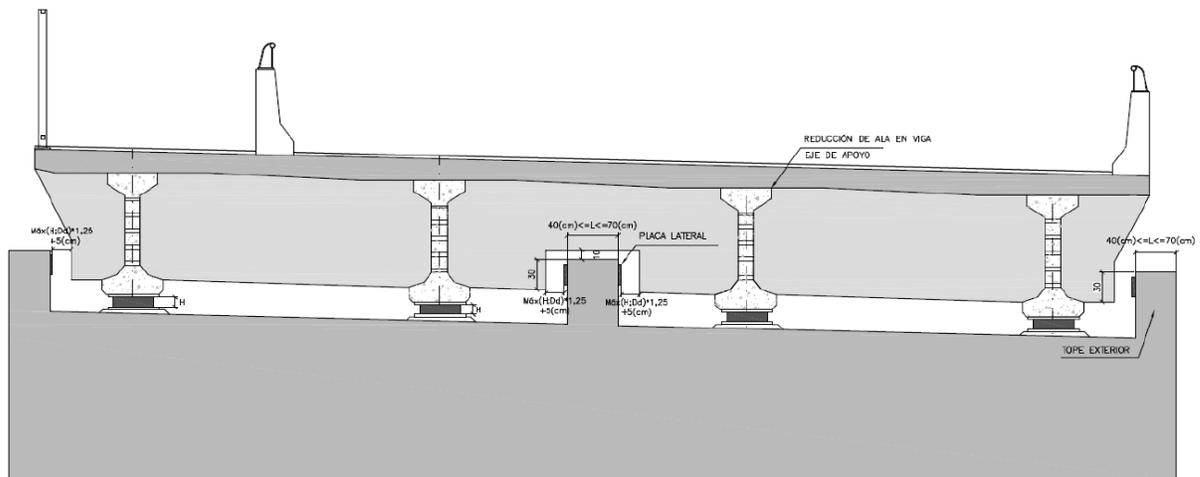


Figura 2.5. Configuración llaves de corte internas y externas (Manual de Carreteras, 2021)

Para el diseño se debe verificar que la capacidad a corte nominal y por fricción sea mayor a la demanda generada por la fuerza sísmica expresada por la Ecuación 2.3 dividida en el número total de topes que se opone al movimiento del tablero.

$$F_s = 1.3 \cdot (P \cdot A_0 \cdot S), \quad (2.3)$$

donde P es la carga del tablero para el extremo más desfavorable, A_0 la aceleración efectiva máxima y S el coeficiente que depende del tipo de suelo.

- Barras antisísmicas

Debido que para el terremoto del 2010 la mayoría de las barras antisísmicas no cumplieron su función de controlar el desplazamiento vertical del tablero (Figura 2.3c). El MOP para el año 2017 estableció que las barras antisísmicas deben diseñarse para resistir una tensión de tracción máxima de $0.7F_y$, teniendo en cuenta una demanda sísmica vertical de acuerdo a la Expresión 2.4.

$$F_v = P_t \cdot A_{vt} \cdot S, \quad (2.4)$$

donde P_T corresponde al peso del tablero para el vano más desfavorable, A_{vt} la aceleración vertical del tablero según la Tabla 2.6, y S al coeficiente del suelo.

Tabla 2.6. Aceleración vertical.

Zona sísmica	A_{VT} (Aceleración vertical del Tablero)
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Fuente: Manual de Carreteras (2021).

- Anclaje de neoprenos

Para evitar el deslizamiento de los elastómeros (Figura 2.3b), se incluye un sistema de anclaje mediante una placa metálica conectada a la superestructura e infraestructura con pernos tipo *Stud*. La Figura 2.6 representa una placa elastomérica rectangular típicamente utilizada en Chile posterior al terremoto del Maule de 2010.

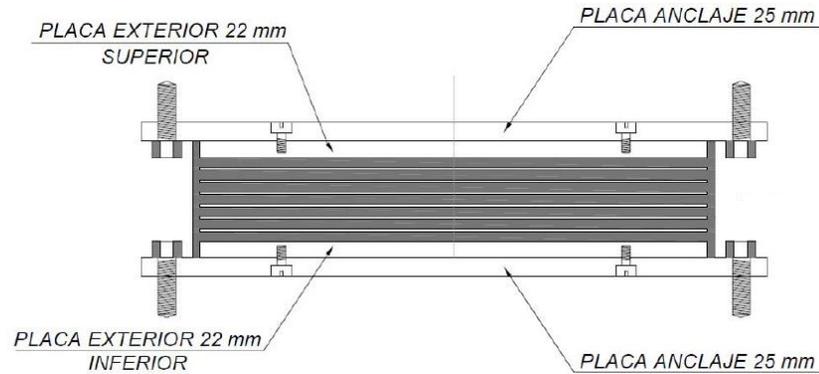


Figura 2.6. Placa elastomérica rectangular con pernos de anclaje (Manual de Carreteras, 2021).

Adicionalmente, se exige ubicar el apoyo a una distancia no menor a lo expresado por la Ecuación 2.5.

$$S \geq (0.2 + 0.005 \cdot L), \quad (2.5)$$

donde S corresponde a la distancia entre el eje del perno y el borde de la mesa de apoyo (m), y L la longitud del vano con mayor luz (m).

2.5 Conclusiones

En este capítulo se presentaron los principales componentes, así como la configuración característica de los puentes con vigas isostáticas de hormigón pretensado construidos en Chile. Adicionalmente, se detallaron los nuevos criterios de diseño sísmico surgidos a raíz del terremoto del Maule de 2010, cuyo cambio más significativo se reflejó en la adición de un coeficiente de sitio para estimar las fuerzas sísmicas de diseño en las llaves de corte, barras antisísmicas y travesaños.

En consecuencia, los criterios de diseño actualmente utilizados se han vuelto más conservadores, lo que ha llevado a una aparente mejora en la confiabilidad de los puentes chilenos. De hecho, según Wilches et al. (2019), la probabilidad de colapso de un puente que cumple con los criterios actuales es un 79% menor que aquel diseñado con los códigos de diseño anteriores al terremoto del Maule de 2010.

CAPÍTULO 3 MATERIAL DISPONIBLE Y METODOLOGÍA UTILIZADA

3.1 Introducción

Este capítulo tiene como finalidad exponer las consideraciones utilizadas para el desarrollo de la estructura alternativa, detallando las normas consideradas, la metodología de análisis y disposiciones de diseño.

3.2 Descripción del Puente 486-ES Laraquete

El puente se ubica en la provincia de Arauco, región del Bio Bío, Chile ($37^{\circ}09'59''S$ $73^{\circ}11'03''W$), pertenece a la ruta 160 y cruza el río Laraquete con la finalidad de mejorar la conectividad vial de la zona. La Figura 3.1 muestra el lugar de emplazamiento de la estructura.



Figura 3.1. Ubicación Puente 486-ES Laraquete.

El diseño corresponde a un puente del tipo integral con una configuración de marco hiperestático ausente de juntas de expansión y sistemas de apoyo en la interfaz superestructura-infraestructura. El diseño se basa en la norma AASHTO Standard (2002) y considera una zona sísmica 3 y suelo tipo III, de acuerdo con el manual de carreteras (2021) para el sector de Arauco.

La superestructura que lo compone no tiene ángulo de esviaje y posee una longitud total de 42.3 m compuesta por tres vanos de 13.65 m, 15.00 m y 13.65 m. El puente tiene un ancho de 11.69 m permitiendo la circulación de dos vías. Por su parte, la infraestructura cuenta con dos estribos extremos y dos cepas intermedias de altura variable. En la Figura 3.2 se puede visualizar el corte longitudinal del puente.

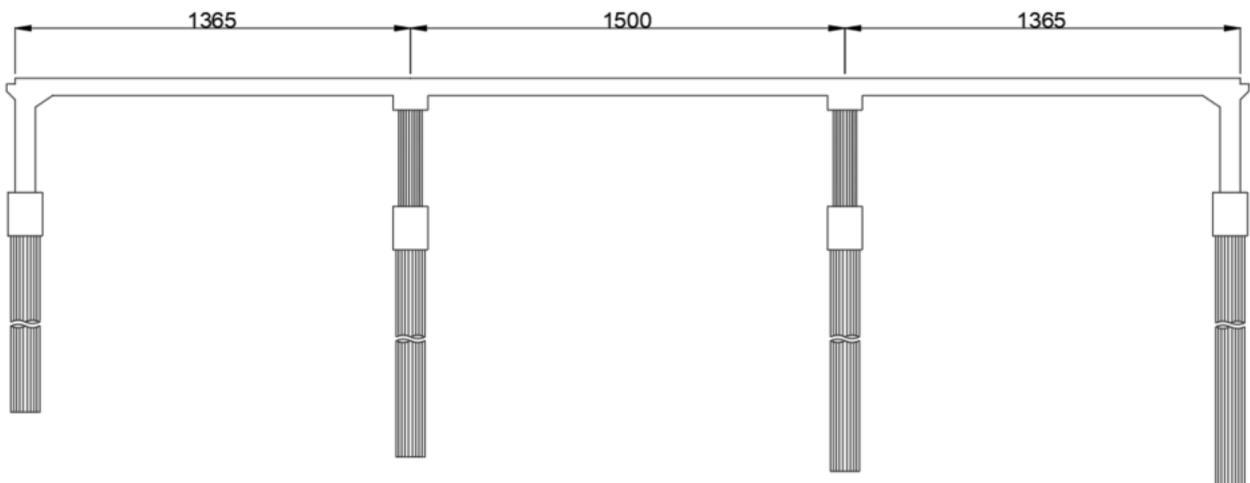


Figura 3.2. Vista longitudinal Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).

De acuerdo con la Figura 3.3, el puente integral presenta un tablero continuo conformado por una losa de hormigón armado de calidad G25 y 60 cm de espesor, sobre la cual se encuentra una carpeta de rodado asfáltico de 5 cm, dos carriles de 350 cm, dos bermas de 50 cm, dos barreras de 34.5 cm, dos pasillos de 150 cm y dos barandas metálicas.

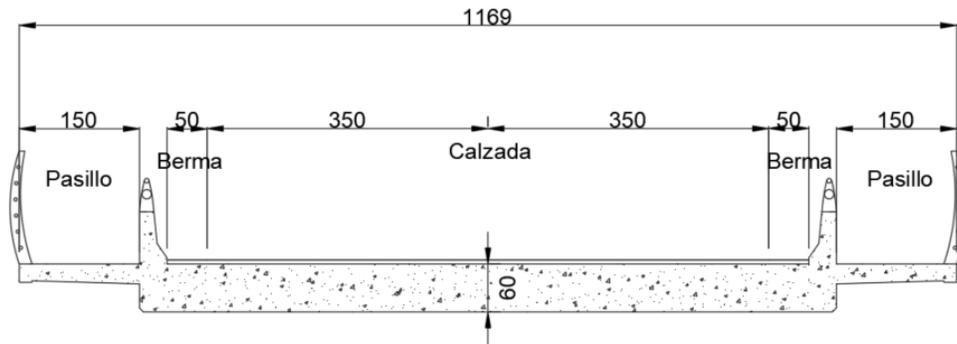


Figura 3.3. Tablero Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).

La Figura 3.4 muestra las cepas del puente 486-ES Laraquete, las cuales están conformadas por columnas, vigas y pilotes, cuya materialidad se asocia a un hormigón G25 y barras de acero A63-42H. En específico, las columnas circulares de 0.8 m de diámetro están unidas superiormente por una viga cabezal e inferiormente por una viga de amarre, la que a su vez conecta las columnas con los pilotes de 1 m diámetro, dándole una importante continuidad vertical a la infraestructura.

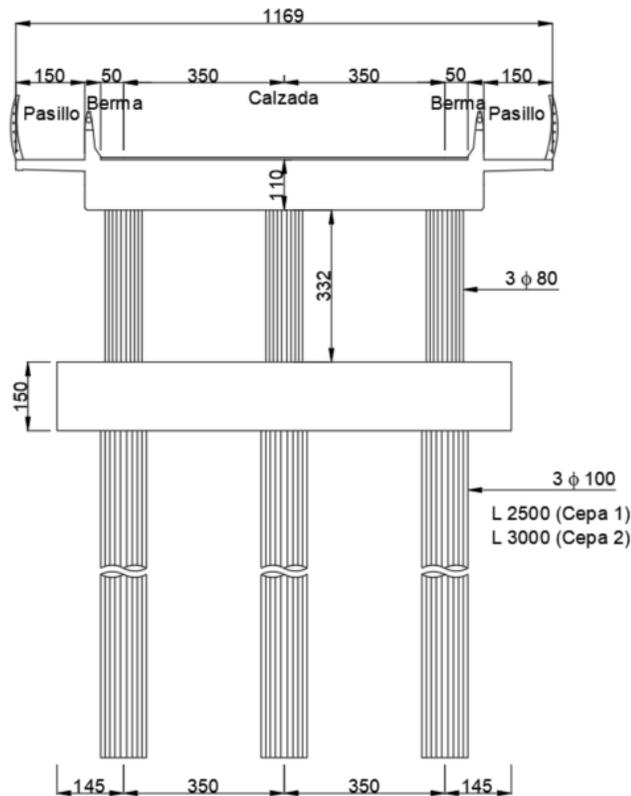


Figura 3.4. Cepas Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).

Los estribos se componen por un muro espaldar, una viga de amarre y cinco pilotes. Al igual que todos los elementos de la estructura integral, la materialidad se asocia a un hormigón G25 y acero de refuerzo A63-42H. Las dimensiones se visualizan en la Figura 3.5.

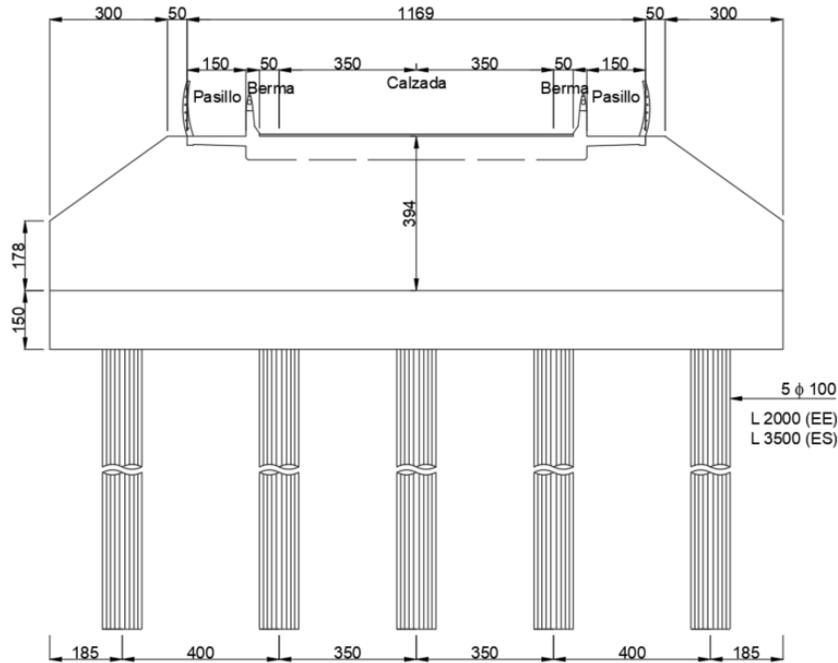


Figura 3.5. Estribos Puente 486-ES Laraquete (dimensiones en cm).

3.3 Aspectos considerados para el Puente de Vigas Isostáticas

Lógicamente, la estructura isostática tiene en cuenta muchos de los parámetros del puente integral, como el tipo de suelo, zona sísmica, normas, materiales, y ciertos aspectos geométricos que resultan factible para su diseño.

3.3.1 Normas

Las normas utilizadas para el diseño del puente con vigas isostáticas corresponden a la norma AASHTO Standard (2002) y a los criterios de diseño especificados por el Manual de Carreteras (2021). Además, para los elementos de hormigón armado se tienen en cuenta los requisitos especificados por el ACI-318 (2019).

3.3.2 Materiales

La estructura isostática contempla los mismos materiales del puente existente, agregando un hormigón G55, un acero de alto límite elástico para las vigas pretensadas y neoprenos 60° shore A para los elastómeros. Las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3 especifican las propiedades mecánicas para los diferentes materiales utilizados.

- Hormigón G55: Vigas principales
- Hormigón G25: Losa, travesaños, estribos y cepas.
- Neoprenos del tipo 60° shore A: Placas elastoméricas.
- Acero 270 ksi: Acero de pretensado.
- Acero A63-42H: Acero de refuerzo.

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas Hormigón.

Propiedad	G25	G55
Resistencia a la compresión $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	250	550
Modulo elástico $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	238752	354127
Módulo de corte $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	99480	147552

Tabla 3.2. Propiedades mecánicas Elastómero 60° Shore A.

Propiedad	Estático G_e	Sísmico G_s
Módulo de corte $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	10	13

Tabla 3.3. Propiedades mecánicas Acero de refuerzo.

Propiedad	270 ksi	A63-42H
Tensión de fluencia $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	16740	4200
Tensión de rotura $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	18600	6300

3.3.3 Caracterización Puente de Vigas Isostáticas

La superestructura no presenta ángulo de esviaje y cubre una longitud total de 42.3 m a través de tres vanos de 13.45 m, 14.9 m y 13.45 m de manera que quede el espaciamiento suficiente para las juntas de dilatación. El ancho de la estructura corresponde a 11.69 m permitiendo la circulación de dos vías. Por otro lado, la infraestructura está compuesta por dos estribos independientes (auto-estables) y dos cepas intermedias que poseen altura variable de acuerdo a las cotas del puente 486-ES Laraquete. La Figura 3.6 muestra el perfil de la estructura isostática.

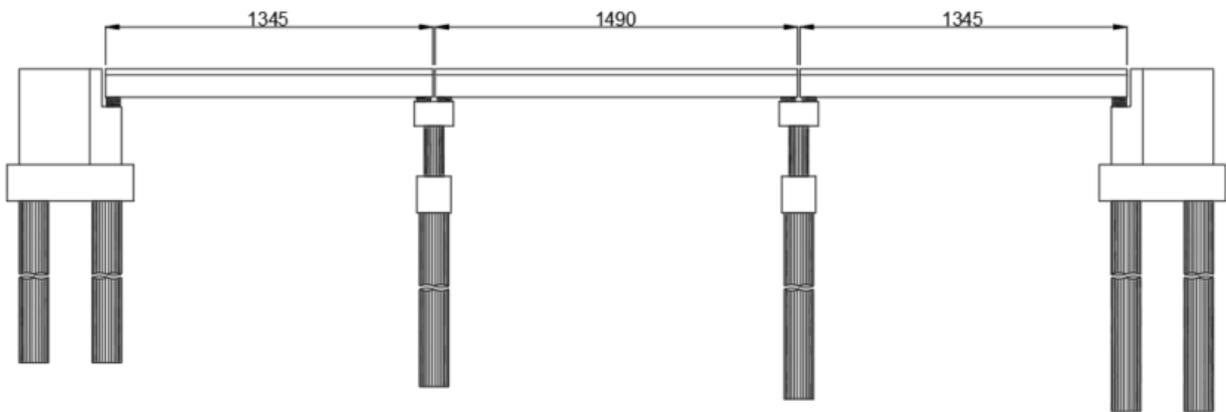


Figura 3.6. Vista longitudinal Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).

El tablero es discontinuo y se compone por una losa de 25 cm de espesor que descansa sobre cuatro vigas pretensadas AASHTO sección I tipo II, cuya sección transversal se muestra en la Figura 3.7.

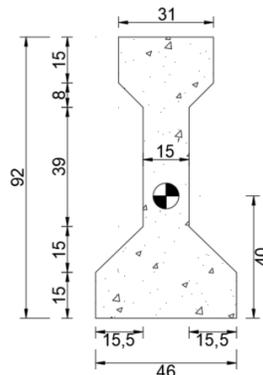


Figura 3.7. Viga pretensada I tipo II (AASHTO, 2002).

Las vigas presentan una separación efectiva de 295 cm y una distancia de 147.5 cm desde el centro de la viga interior al centro del tablero. Adicionalmente, de acuerdo con Manual de Carreteras (2021),

el tablero contempla travesaños extremos y apoyos elastoméricos en la interfaz superestructura-infraestructura. En la Figura 3.8 se puede observar el tablero con todos los elementos anteriormente mencionados.

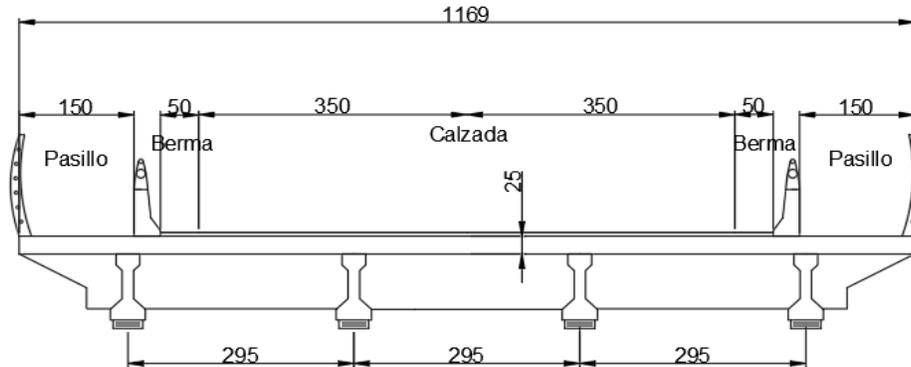


Figura 3.8. Tablero Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).

Las cepas se componen por tres columnas circulares delimitadas superior e inferiormente con vigas transversales. La viga cabezal es de 1.6 m de ancho y 1 m de alto, la cual presenta tres llaves de corte conforme las indicaciones del Manual de Carreteras (2021). Por su parte, la fundación indirecta posee una viga de 1.4 m de ancho y 1.5 m de alto que se encuentra unida a tres pilotes de largo variable. La Figura 3.9 detalla las dimensiones de los componentes de ambos apoyos intermedios.

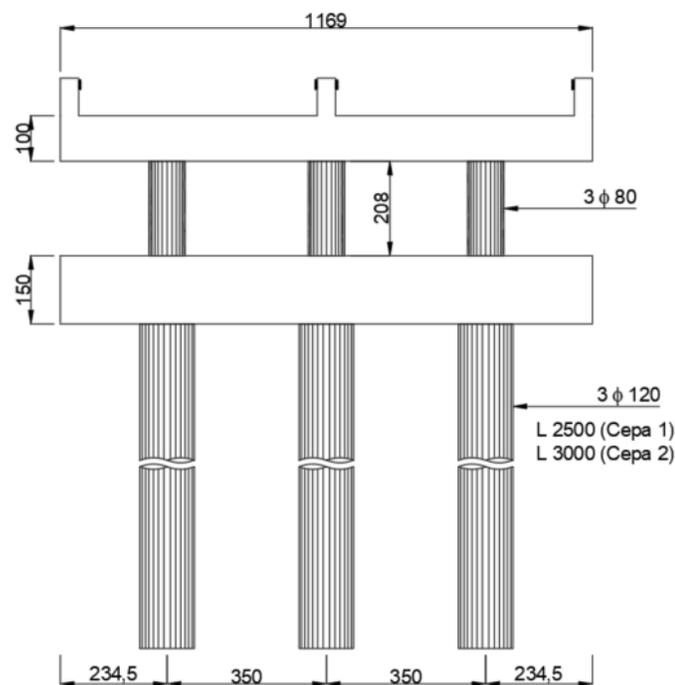


Figura 3.9. Cepas Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).

Los estribos se consideran cerrados, independientes y auto-estables, cuya estructuración obedece a un muro espaldar de 50 cm de espesor y otro frontal de 80 cm de espesor, los cuales están unidos rígidamente a dos muros alas de 50 cm espesor. Debido a la capacidad del suelo, se considera una fundación profunda con seis pilotes de 120 cm de diámetro y longitud variable según la ubicación del estribo, es decir entrada o salida. En la Figura 3.10 se visualiza la infraestructura asociada a los estribos del puente.

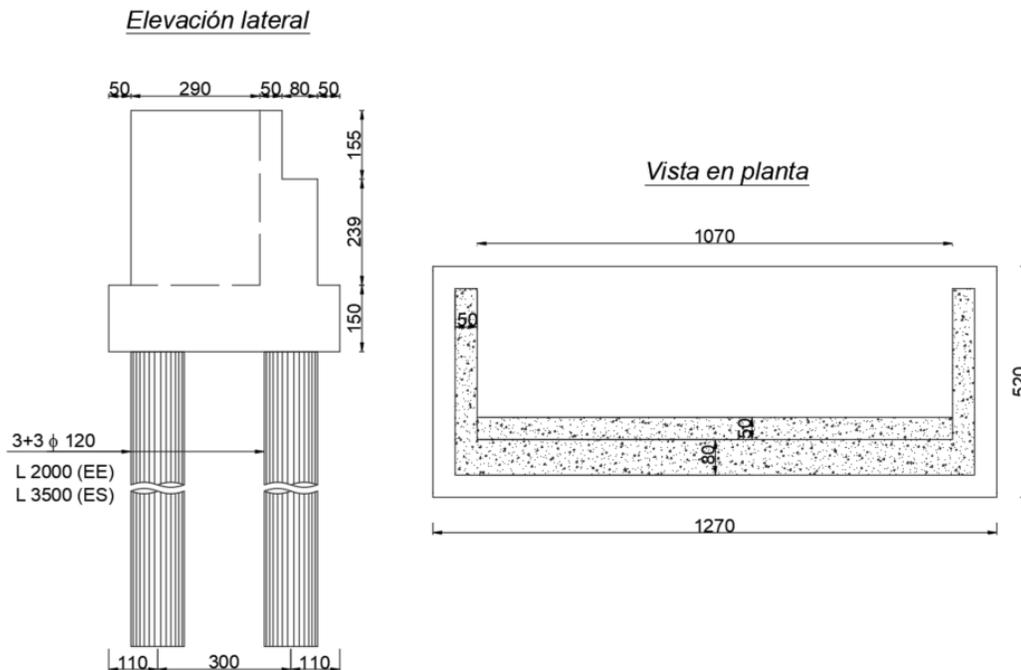


Figura 3.10. Estribos Puente de Vigas Isostáticas (dimensiones en cm).

3.4 Modelación Puente de Vigas Isostáticas

Para modelar la estructura se utiliza el *software* SAP2000. Debido que los estribos se consideran independientes y auto-estables, la modelación se realiza en dos modelos diferentes, conforme las indicaciones del inciso 3.100.4.3 del Manual de Carreteras (2021). El primero corresponde a una estructura sin estribos, permitiendo que la superestructura vibre de manera independiente, y el segundo se asocia a los estribos auto-estables. Las Figuras 3.11 y 3.12 muestran el modelo de ambas estructuras independientes.

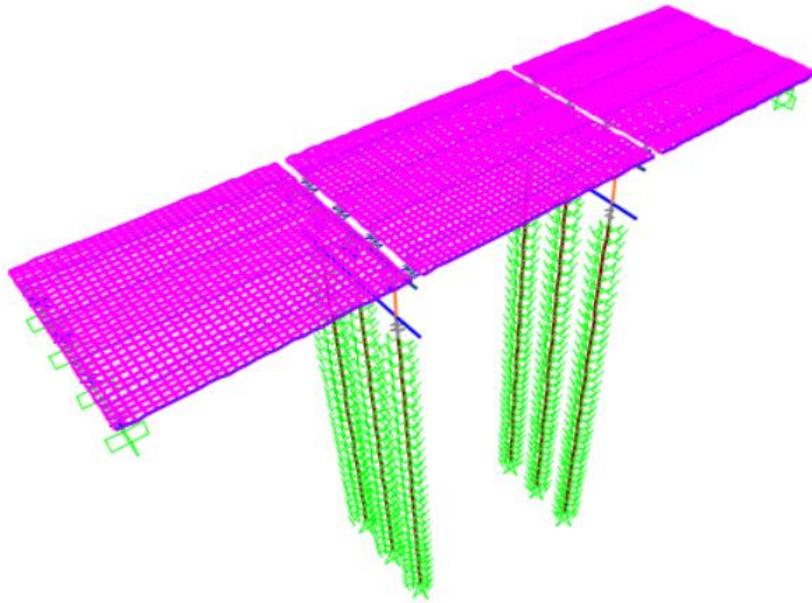


Figura 3.11. Modelo sin Estribos Puente de Vigas Isostáticas.

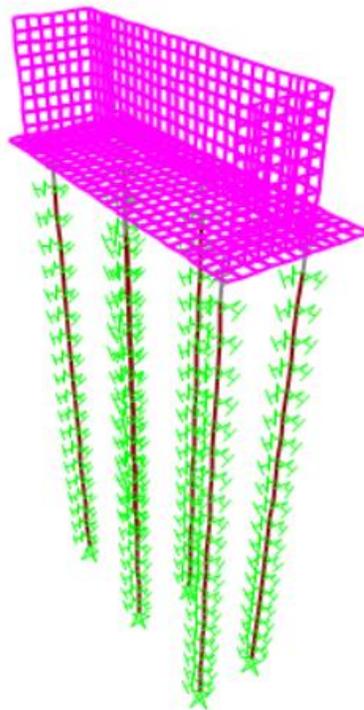


Figura 3.12. Modelo Estribos Puente de Vigas Isostáticas.

3.4.1 Cargas

Las cargas consideradas en el modelo del puente de vigas isostáticas se basan en las especificaciones del capítulo 3 de la norma AASHTO. Por lo tanto, conforme a las indicaciones del inciso 3.2 de la norma y excluyendo las cargas que no se emplean habitualmente en Chile, se consideran las siguientes cargas:

- Carga muerta (DL)
 - Peso propio de elementos
 - Peso del pavimento asfáltico
 - Peso de las defensas
 - Peso de las barandas

- Carga viva (LL)

La norma AASHTO en el apéndice A indica que para puentes con vigas simplemente apoyadas menores a 45.7 m de longitud, la carga de camión HS20-44 prevalece ante la carga de faja. Por ende, en el modelo, se incluye únicamente la carga de camión considerando los coeficientes de mayoración e impacto señalados por MOP. En el Anexo A3.1.1 y A3.1.2 se detallan la carga viva y la carga de impacto incluidas en el modelo, respectivamente.

- Carga sísmica (EQ)

Las cargas sísmicas se obtienen a partir del método modal espectral, considerando una cantidad de modos que sumen más del 90% de la masa total de la estructura y una fuente de masa asociada a las cargas muertas de todos los elementos del puente con vigas isostáticas que estén sobre el suelo de fundación. Para las respuestas modales se considera el método CQC y un espectro de aceleraciones de acuerdo con la zona sísmica y tipo de suelo donde está emplazado el puente integral.

Por lo tanto, considerando un suelo tipo III y una aceleración efectiva de $0.4g$, el espectro de aceleraciones conforme las indicaciones del inciso 3.1004.3009(3) del Manual de Carreteras (2021), queda representado por la Figura 3.13.

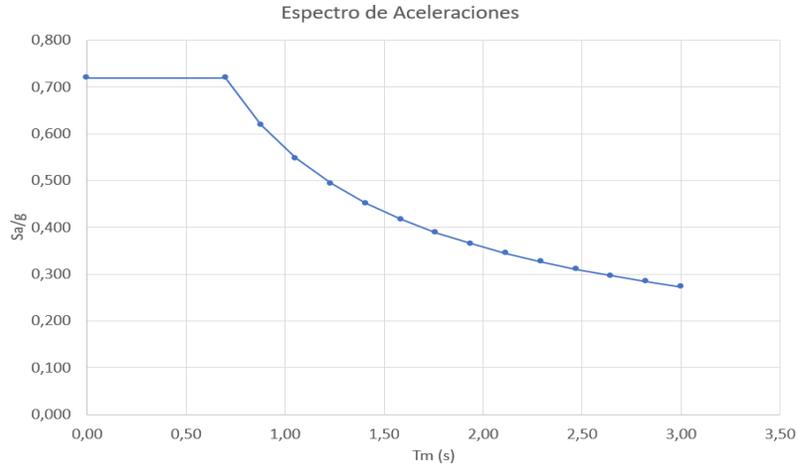


Figura 3.13. Espectro de aceleraciones.

- Cargas de empuje (E)

Para modelar los empujes del suelo, se consideran los parámetros detallados en el informe geotécnico del puente 486-ES Laraquete. Por lo tanto, la influencia del empuje activo y sísmico para los estribos del puente con vigas isostáticas quedan definidos por las Expresiones 3.1 y 3.2.

$$\sigma_a[\text{tf/m}^2] = 0.5 \cdot H[m] \tag{3.1}$$

$$\sigma_{sis}[\text{tf/m}^2] = 0.26 \cdot H[m] \tag{3.2}$$

3.4.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones incluidas se basan en la expresión (3-10) planteada en el inciso 3.22.1 de la norma AASHTO (2002). Para los coeficientes asociados a las combinaciones de servicio y resistencia, se utiliza la tabla 3.22.1A de la norma, teniendo en cuenta los grupos I y VII.

- Combinaciones de servicio
 - DL + LL_{+I} + E
 - DL + LL_{-I} + E
 - DL + EQ_x + 0.3EQ_y + E + EQ_{empuje x}
 - DL + 0.3EQ_x + EQ_y + E + 0.3EQ_{empuje x}

- Combinaciones de Diseño
 - $1.3(DL + 1.67LL_{+I} + 1.3E)$
 - $1.3(DL + 1.67LL_{-I} + 1.3E)$
 - $1.3(0.75DL + 1.67LL_{+I} + 1.3E)$
 - $1.3(0.75DL + 1.67LL_{-I} + 1.3E)$
 - $1.3(DL + EQ_x + 0.3EQ_y + 1.3E + EQ_{empuje\ x})$
 - $1.3(DL + 0.3EQ_x + EQ_y + 1.3E + 0.3EQ_{empuje\ x})$
 - $1.3(0.75DL + EQ_x + 0.3EQ_y + 1.3E + EQ_{empuje\ x})$
 - $1.3(0.75DL + 0.3EQ_x + EQ_y + 1.3E + 0.3EQ_{empuje\ x})$

3.4.3 Representación de elementos en el modelo

- *Frames*

El elemento tipo *frame* se utiliza para modelar los elementos elásticos-lineales, cuyo comportamiento depende de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección empleada. En particular, se destina para vigas pretensadas, vigas transversales, columnas y pilotes.

- *Shells*

El elemento *Shell* se emplea para representar elementos estructurales esencialmente bidimensionales como placas o muros que se deforman bajo cargas axiales, corte y flexión. Por lo tanto, la losa y los muros de los estribos se modelan utilizando esta herramienta, cuyo comportamiento queda determinado por las propiedades de la sección.

- *Link/support*

Los elementos finitos *link/support* se utilizan para modelar las conexiones rígidas entre los distintos componentes del puente de vigas isostáticas y para representar los apoyos elastoméricos presentes en la interfaz superestructura-infraestructura. El Anexo A3.1.3 se detallan los parámetros considerados para ambos *links/support* modelados.

- *Springs*

Los *springs* se utilizan para modelar la interacción suelo-estructura, ya que permiten simular la rigidez horizontal del suelo a través de un resorte. Dicha rigidez la entrega el coeficiente de balasto, la cual varía dependiendo de la ubicación espacial (x, y, z). En el Anexo A3.1.4 se detalla la rigidez de los resortes considerados para modelar la interacción suelo-estructura.

3.5 Disposiciones de diseño

Para el diseño de los elementos se considera el método de factores de carga y resistencia comúnmente utilizado en el diseño de elementos de hormigón armado. Se tiene en cuenta la modelación de la estructura isostática para la extracción de las cargas permitentes.

3.5.1 Losa

La losa se diseña a flexión simple, considerando que la sección transversal del elemento se comporta como una viga continua sobre sus apoyos, siendo estos la parte superior de las vigas principales del puente. Para efectos prácticos, se considera un ancho de 100 cm, tal como se muestra en la Figura 3.14.

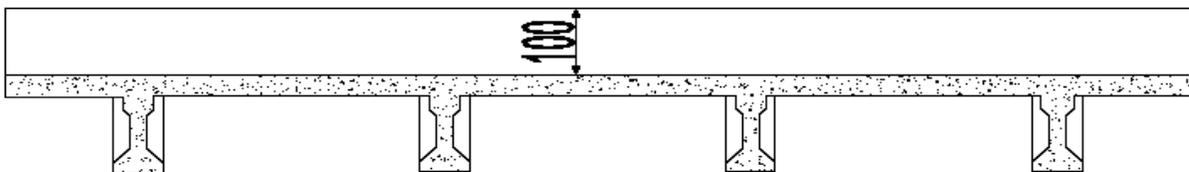


Figura 3.14. Franja de diseño para la losa de hormigón armado (dimensiones en cm).

De acuerdo con el método de diseño, la demanda queda expresada por la Ecuación 3.3.

$$M_u = 1.3 \cdot (M_{DL} + 1.67 \cdot M_{LL}), \quad (3.3)$$

donde M_{DL} representa la sollicitación por carga muerta y M_{LL} la sollicitación por carga viva. El valor asociado a M_{DL} se extrae directamente del modelo, mientras que M_{LL} se estima de manera analítica, pues su valor depende del tramo que se esté diseñando, es decir, entre vigas principales o en voladizo.

Para el caso de la losa en voladizo, el momento flector por carga viva se debe calcular teniendo en cuenta una carga peatonal de 0.42 ton/m^2 , tal como lo indica la norma en el inciso 3.14.1. Por su parte, para el tramo entre vigas principales se debe considerar la Ecuación 3.4, de acuerdo a las indicaciones de la sección 3.24.3 de la norma AASHTO.

$$M_{LL} = \left(\frac{(S_e + 0.61)}{9.74} \cdot P \right), \quad (3.4)$$

donde S_e es la longitud efectiva entre vigas principales y P es la carga de camión HS20-44 asociada a la rueda trasera. Adicionalmente, la carga de camión debe considerar los coeficientes de mayoración e impacto, así como el factor de continuidad correspondiente.

3.5.2 Vigas pretensadas

De acuerdo con los criterios de diseño, la viga debe satisfacer tres estados específicos a los cuales se encuentra expuesta (Campos, 2019).

El primer estado corresponde al estado inicial o de transferencia, el cual ocurre cuando se liberan las gatas hidráulicas y se transfiere la tensión del acero al hormigón. En aquel instante el hormigón no ha desarrollado toda su resistencia, pues la edad generalmente es de uno a dos días. Debido que el pretensado induce momentos mayores que los del peso propio de la viga, se debe verificar la compresión en la cara más cercana a los cables y la tracción en la cara más alejada. La Figura 3.15 representa lo anteriormente descrito.

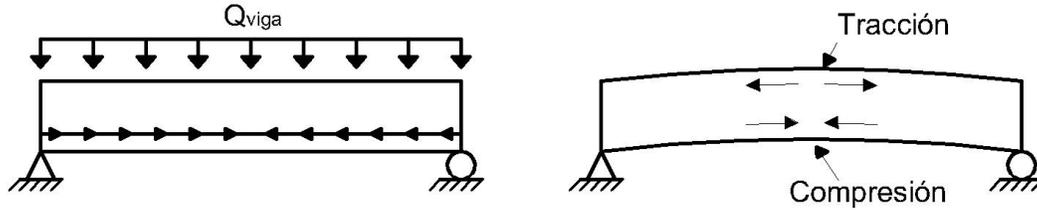


Figura 3.15. Estado 1.

El segundo estado se produce en la etapa constructiva del puente, cuando la viga recibe las cargas de la losa sin fraguar. Por lo general, los momentos internos de la viga están relativamente balanceados y corresponde a un estado que rara vez controla el diseño, pero de igual forma se debe verificar las tensiones del elemento. En la Figura 3.16 se puede observar las cargas y tensiones que presenta la viga en este estado particular.

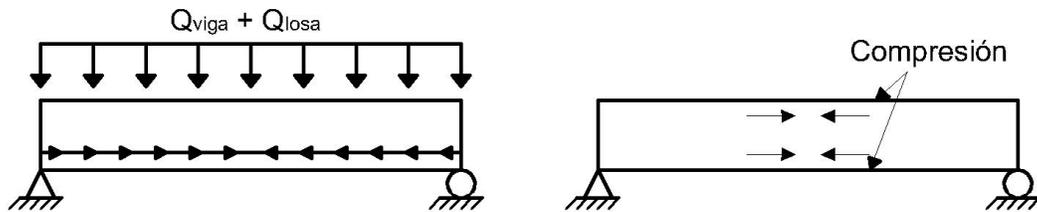


Figura 3.16. Estado 2.

Por último, el estado 3 se considera durante el servicio de la estructura, donde ocurren las mayores sollicitaciones externas producto de las cargas muertas y vivas (HS20-44). Para momento positivo, controla la tracción en la fibra inferior y la compresión en la superior, como se muestra en la Figura 3.17.

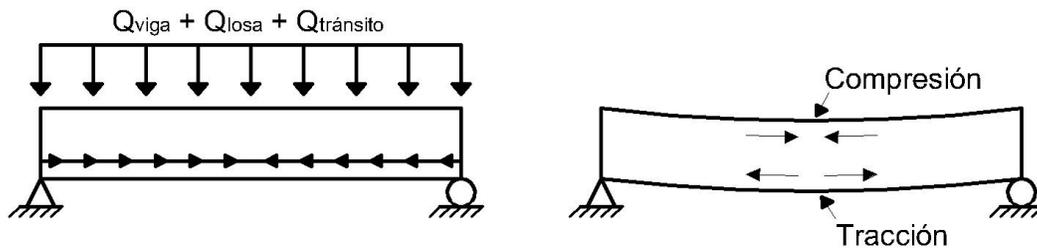


Figura 3.17. Estado 3.

3.5.3 Elementos diseñados a flexión simple y corte

De acuerdo con el Manual de Carreteras (2021), los elementos diseñados a flexión simple y corte son los siguientes:

- Vigas travesaño
- Vigas transversales
- Muros estribos

La metodología de diseño se basa en satisfacer la demanda proveniente de las cargas mayoradas y fuerzas aplicadas a la estructura para la combinación crítica que presenten los elementos, pues cada elemento debe poseer una resistencia por lo menos de la misma magnitud que la sollicitación máxima que este tenga. En particular, los requisitos flexurales y cortantes se extraen del modelo, mientras que la capacidad de cada elemento se calcula de manera analítica conforme las indicaciones de la norma AASHTO Standard (2002).

Para estimar la resistencia nominal a flexión, la norma en el inciso 8.16.3 sugiere utilizar la Expresión 3.5.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right), \quad (3.5)$$

donde A_s es el área del refuerzo, f_y es la tensión de fluencia del acero, f'_c es la resistencia del hormigón, d la altura útil y b el ancho del elemento.

Por otro lado, el corte nominal de la sección depende de la resistencia proporcionada por el hormigón y el acero de refuerzo. Por lo tanto, según los criterios indicados en la sección 8.16.6 de la norma, el aporte de ambos materiales quedara definido por las Expresiones 3.6 y 3.7 respectivamente.

$$V_c = (0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d), \quad (3.6)$$

$$V_s = \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right), \quad (3.7)$$

donde A_v es el área de acero del refuerzo y s la separación del refuerzo transversal.

3.5.4 Apoyos elastoméricos

Para los puentes de luces medias es común la utilización de placas elastoméricas como apoyos de vigas principales. Este sistema de soportes está compuesto esencialmente por un bloque de goma que posee láminas de acero intercaladas en su interior. La Figura 3.18 muestra un apoyo elastomérico rectangular posterior a la actualización que dejó el terremoto del Maule del 2010.

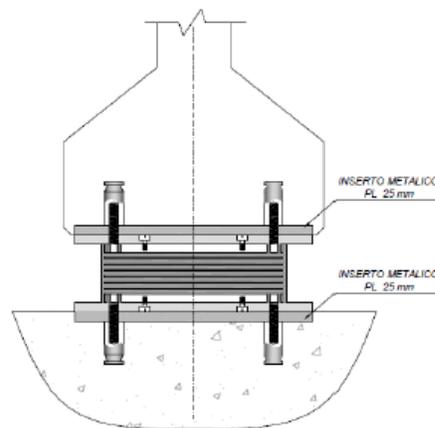


Figura 3.18. Elastomero rectangular con pernos de anclaje (Manual de carreteras, 2021).

El diseño de estos elementos está basado en las disposiciones de la sección 14 de la norma AASHTO. Como en muchas aplicaciones de la ingeniería, el diseño geométrico de las placas es un proceso iterativo, ajustándose a la verificación de tres acciones: compresión, corte y estabilidad. A continuación, se especifica cada una de ellas:

a) Verificación a compresión

Para chequear la compresión en los apoyos elastoméricos, se deben satisfacer las Expresiones 3.8, 3.9 y 3.10.

$$\sigma_{TL} \leq 1.6 \text{ ksi}, \quad (3.8)$$

$$\sigma_{TL} \leq 1.66 G_e \cdot S, \quad (3.9)$$

$$\sigma_L \leq 0.66 G_e \cdot S, \quad (3.10)$$

donde σ_L corresponde al esfuerzo a compresión generado por la carga viva, σ_{TL} al esfuerzo a compresión provocado por la acción de la carga muerta más la carga viva, G_e al módulo de corte estático y S al factor de forma. Este último parámetro queda determinado por la Ecuación 3.11.

$$S = \left(\frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{rmax} \cdot (L + W)} \right), \quad (3.11)$$

donde h_{rmax} corresponde al espesor de goma entre láminas de acero, L al largo y W al ancho del elastómero.

b) Verificación por corte

Para evitar daño en los bordes y delaminación por fatiga, es necesario verificar la Ecuación 3.12 planteada por la norma.

$$\Delta_s \leq \frac{h_{rt}}{2}, \quad (3.12)$$

donde h_{rt} es el espesor total del neopreno y Δ_s es la máxima deformación horizontal provocada por una carga de servicio y por la deformación del hormigón debido a las variaciones de temperatura. La deformación que experimenta una viga sometida a un incremento de temperatura se representa por la Ecuación 3.13.

$$\Delta_T = \alpha \cdot \Delta T \cdot \text{Luz viga}, \quad (3.13)$$

donde α es el coeficiente de dilatación térmica de la viga y ΔT corresponde a la variación de temperatura a las que se encuentra expuesta.

c) Verificación por estabilidad

Para asegurar que la placa elastomérica no se vuelque ante la presencia de desplazamientos transversales de la superestructura, se debe corroborar el cumplimiento de la Ecuación 3.14.

$$\sigma_{TL} \leq \frac{G_s}{\left(\frac{3.84(h_{rt}/L)}{S\sqrt{1+2L/W}} - \frac{2.67}{S(S+2)(1+L/4W)} \right)} \quad (3.14)$$

Además, se debe tener en cuenta que el chequeo de la estabilidad cobra mayor importancia a medida que aumenta la altura del soporte de neopreno, ya que existiría un mayor riesgo de volcamiento.

3.5.5 Juntas sísmicas

De acuerdo con la sección 3.1004 del Manual de Carreteras, la separación mínima entre los componentes estructurales debe satisfacer la Expresión 3.15.

$$S \geq \left(6.25 \cdot \frac{A_0}{g} + S_1 + S_2 \right), \quad (3.15)$$

donde S_1 y S_2 corresponden a los máximos desplazamientos sísmicos de los apoyos elastoméricos y A_0 a la aceleración efectiva máxima.

3.5.6 Columnas y Pilotes

De acuerdo a la sección 8.16.4 de la norma AASHTO, los elementos verticales, como columnas y pilotes, que están sujetos a cargas axiales, deben diseñarse para resistir esfuerzos a flexo-compresión y corte. El diseño a flexo-compresión se basa en un diagrama de interacción de la sección transversal del elemento, como el que se muestra en la Figura 3.19 para los pilotes de las cepas intermedias del puente con vigas isostáticas.

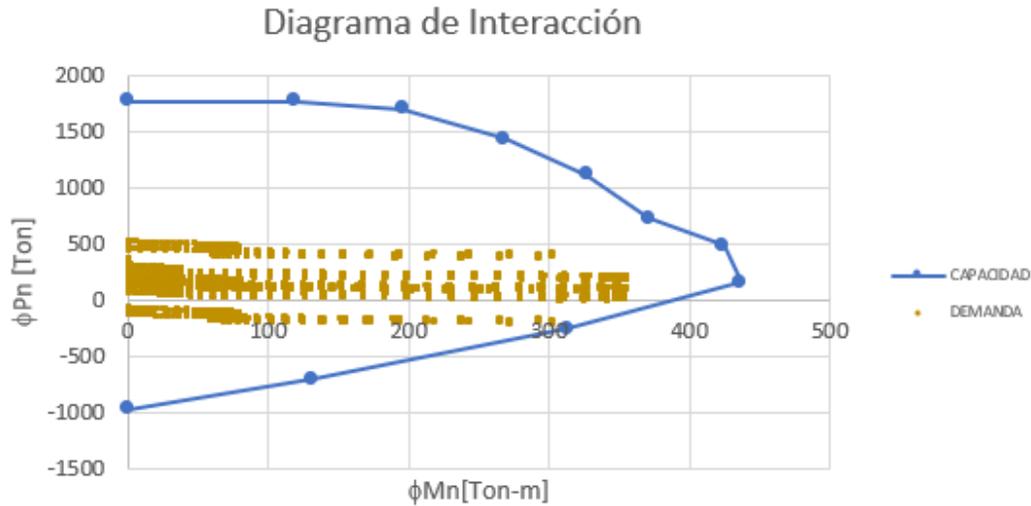


Figura 3.19. Diagrama de interacción de los pilotes pertenecientes a las cepas intermedias.

La capacidad de la sección se extrae de *section designer* de SAP2000 y queda determinada por las condiciones geométricas y de refuerzo longitudinal de la misma. De manera similar, la demanda se extrae del modelo en base a las combinaciones de carga mayoradas, ya que son las que se utilizan para el diseño de los elementos. Adicionalmente, debido que las columnas y pilotes presentan una sección circular, la envolvente que define la capacidad será idéntica para cualquier ángulo de falla analizado. Por lo tanto, basta considerar uno solo y que las solicitaciones extraídas estén dentro de la envolvente del diagrama de interacción.

Por otro lado, el diseño a corte se realiza bastante similar a los otros elementos de hormigón, con la única diferencia en que la norma AASHTO según lo indica en el apartado 8.16.6.2 permite considerar la contribución de la carga axial según la Expresión 3.16 cuando esta es de compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right), \quad (3.16)$$

donde N_u es la compresión asociada al corte máximo, A_g el área de la sección transversal, f'_c la resistencia del hormigón, b_w el ancho y d la altura útil de la sección del elemento analizado. Adicionalmente, en el apartado 7.6.2 la norma indica la necesidad de confinar las zonas críticas con una cuantía volumétrica conforme a la Ecuación 3.17.

$$\rho_{s \min} = \max \left[\left(0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \right); \left(0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \right], \quad (3.17)$$

donde A_c es el área de núcleo confinado y f_{yh} la tensión de fluencia del acero.

3.6 Consideraciones para análisis comparativo

Para comparar e identificar ventajas y desventajas entre ambas tipologías de puente recto, se realiza un análisis a nivel de superestructura e infraestructura tomando en consideración las dimensiones, cantidades y costos asociados de los componentes estructurales que poseen. Por lo tanto, se requiere del diseño final del puente de vigas isostáticas para contrastar de manera detallada los parámetros anteriormente mencionados.

3.6.1 Dimensiones

Para el caso de las dimensiones se analizan los siguientes elementos comunes entre ambos puentes:

- Tableros
- Vigas transversales (cabezal y amarre)
- Elementos verticales (columnas y pilotes)
- Muros de estribos

3.6.2 Cantidades y Costos

Las cantidades y costos se abordan de acuerdo al número de elementos y a la materialidad de este. Por ende, se realiza una cubicación en Microsoft Excel teniendo en cuenta los metros cúbicos de hormigón y los kilogramos de acero.

3.7 Conclusiones

En este capítulo fueron presentados los procedimientos utilizados para la modelación y diseño de la estructura alternativa, además de describir resumidamente los parámetros para el análisis comparativo.

De esta manera, se concluye que el proceso para desarrollar un proyecto de esta índole es una tarea compleja, requiriendo de una gran cantidad de cálculos y verificaciones conforme las disposiciones de la norma AASHTO Standard (2002) y del Volumen 3 del Manual de Carreteras (2021). En este escenario, los aspectos considerados a partir del puente integral 486-ES Laraquete cumplen un rol fundamental, pues de ahí nace la materialidad de cada elemento y la composición estructural para el posterior diseño del puente con vigas isostáticas.

CAPÍTULO 4 RESULTADOS

4.1 Introducción

En este capítulo se presenta el diseño de cada componente estructural del puente con vigas isostáticas, basándose en las disposiciones de diseño anteriormente descritas y las solicitaciones obtenidas a partir del modelo realizado en SAP2000. El puente diseñado se compara con el puente integral 486-ES Laraquete, analizando dimensiones, cantidades y costos de los elementos que presenta cada tipología.

4.2 Diseño Puente de Vigas Isostáticas

4.2.1 Diseño losa

De acuerdo con los cálculos expuestos en el Anexo A4.1.1, se debe disponer de $\phi 12@20$ en los voladizos de la losa para satisfacer las solicitaciones de momento negativo. Adicionalmente, para la demanda generada entre vigas interiores, se requiere de $\phi 12@20 + 5\phi 12@20$ (Suple) en el ancho superior e inferior.

No obstante, la norma AASHTO en el punto 3.24.10 indica que el refuerzo longitudinal inferior debe ser el 67% de la armadura dispuesta entre vigas principales, mientras que el longitudinal superior puede corresponder a la mínima de acuerdo a la práctica nacional. Para efectos prácticos, se propone $\phi 12@15$ como armadura de repartición superior e inferior. Finalmente, la Tabla 4.1 muestra el porcentaje de utilización para los distintos tramos de la losa y la Figura 4.1 muestra la disposición del acero de refuerzo.

Tabla 4.1. Demanda y capacidad de la sección transversal.

Tramo de losa	Enfierradura	Mu $\left[\frac{\text{ton}\cdot\text{m}}{\text{m}}\right]$	Mn $\left[\frac{\text{ton}\cdot\text{m}}{\text{m}}\right]$	D/C [%]
Vigas principales	Superior	7.57	8.68	97
Vigas principales	Inferior	7.22	8.68	92
Voladizo	Superior	1.92	4.47	48

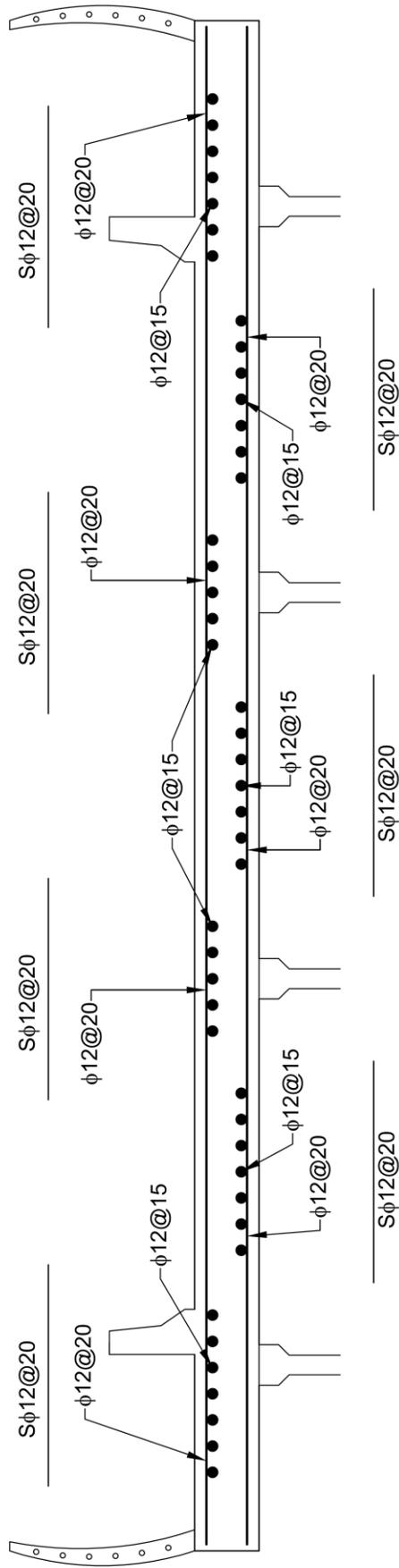


Figura 4.1. Armaduras finales losa.

4.2.2 Diseño vigas principales

De acuerdo con el Anexo A4.1.2, el diseño de vigas principales requiere de veintiséis torones rectos de 0.5 in de diámetro sometidos a una fuerza inicial de 3000 kN. En base a la ubicación de los torones, el cable promedio se ubica al interior del trazado factible de la viga pretensada, a una longitud de 12 cm respecto al centro de masa. La Figura 4.2 detalla la sección transversal del elemento.

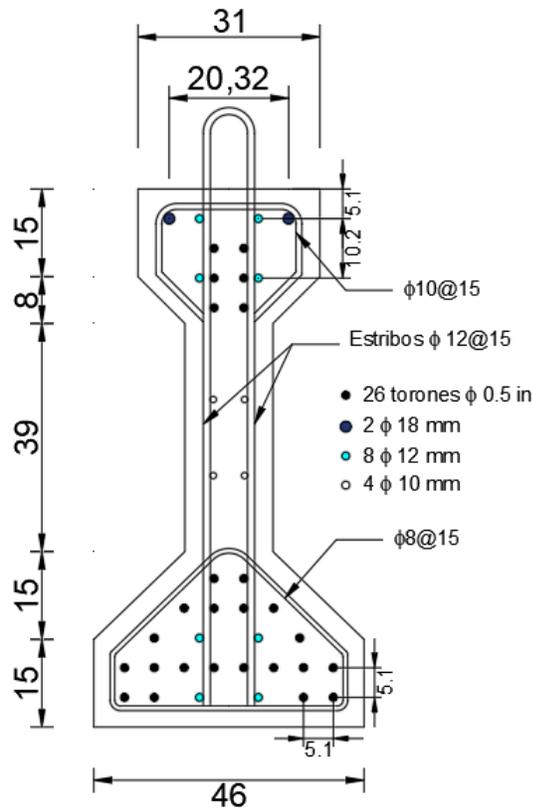


Figura 4.2. Sección transversal viga pretensada (dimensiones en cm).

Respecto al acero longitudinal pasivo, por aspectos constructivos se disponen seis barras longitudinales en el ala superior y cuatro en el ala inferior, tal como lo muestra la Figura 4.2. Adicionalmente, debido que la viga principal posee una altura mayor a 90 cm, se requiere de cuatro barras superficiales en el alma del elemento para el control del agrietamiento.

Para satisfacer el estado ultimo a corte se disponen $E\phi 12@15$, resultando en un porcentaje de utilización a corte del 99%. Por último, en la Tabla 4.2 se puede observar que las tensiones para los tres estados de análisis están dentro del rango admisible.

Tabla 4.2. Tensiones para los distintos estados de análisis.

Fibra	Estado 1		Estado 2		Estado 3	
	σ	σ_{adm}	σ	σ_{adm}	σ	σ_{adm}
Superior [MPa]	-7.4	23.1	17.3	33	18	33
Inferior [MPa]	17.6	23.1	8.3	33	-1.9	-3.7

4.2.3 Diseño travesaños

De acuerdo con el Anexo A4.1.3, para satisfacer los requisitos a flexión del travesaño, se requiere de cuatro barras de 12 mm de diámetro en la zona inferior, equiespaciadas a 39.3 mm. Por otro lado, como la resistencia a corte de la sección transversal de hormigon es mayor que la demanda, se dispone la mínima cuantía de refuerzo transversal para el elemento. Adicionalmente, para evitar el desarrollo de grietas excesivas, se consideran barras de 8 mm de diámetro separadas cada 150 mm en las caras laterales del elemento.

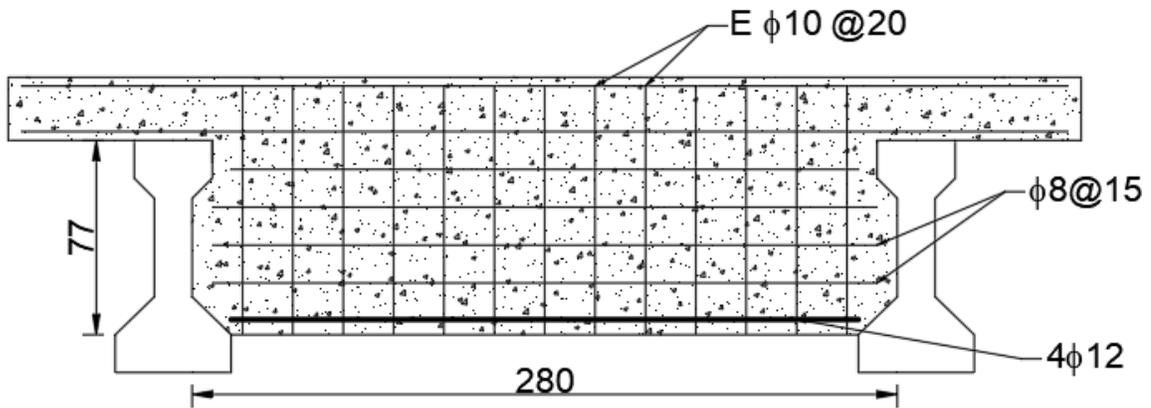


Figura 4.3. Armaduras finales travesaños externos (dimensiones en cm).

4.2.4 Diseños topes sísmicos

Debido a que la estructura alternativa no presenta desplazamientos laterales excesivos, se disponen dos llaves de corte externas y una interna conforme las indicaciones de la Tabla 2.5. De acuerdo con

el modelo, el peso del tablero para el vano más desfavorable corresponde a 94.8 Ton. Por lo tanto, considerando la Expresión 2.3 la fuerza sísmica que debe resistir cada elemento corresponde a 29.6 ton. De ahí que, tomando en cuenta barras A63-42H y un coeficiente de fricción igual a la unidad, el área requerida para satisfacer el corte por fricción queda explicitado por la Ecuación 4.1.

$$A_{vf} = \frac{F_s}{f_y \cdot \mu} = 7,04 \text{ cm}^2 \quad (4.1)$$

Dicha área se provee con cinco barras de diámetro 10 mm equiespaciadas a 130 mm para el caso de los estribos y diez barras de diámetro 10 mm equiespaciadas a 130 mm para las cepas. Adicionalmente, debido al aporte del hormigón a la resistencia nominal a corte, se dispone una armadura mínima correspondiente a $E\phi 10@20$. Finalmente, la Tabla 4.3 expone las dimensiones conforme a los criterios sísmicos del Manual de Carreteras (2021).

Tabla 4.3. Geometría llaves de corte.

Dimensión	Topes Estribos	Topes Cepas
Alto [cm]	83	63
Ancho [cm]	40	40
Largo [cm]	80	160

4.2.5 Diseño barras antisísmicas

En conformidad al peso del tablero expuesto en el inciso anterior y los coeficientes asociados para un suelo tipo 3, el valor de la fuerza sísmica según la Expresión 2.4 corresponde a 45.5 ton. Adicionalmente, la tensión admisible según recomendación del Manual de Carreteras (2021) debe considerarse como el 70% de la tensión de fluencia de una barra de acero A42-28H. Por ende, el área requerida se obtiene de la Ecuación 4.2.

$$A_s = \frac{F_v}{0.7 \cdot f_y} = 23.22 \text{ cm}^2 \quad (4.2)$$

El valor anterior se satisface con tres barras de diámetro $\phi 32$, dispuestas como lo indica la Figura 4.4.

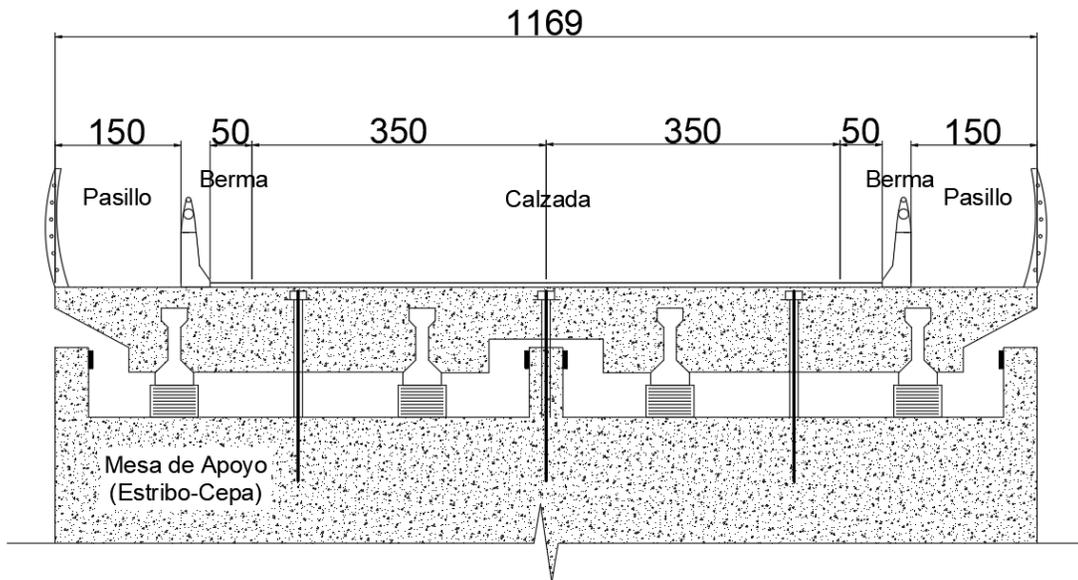


Figura 4.4. Disposición barras antisísmicas (dimensiones en cm).

4.2.6 Diseño apoyos elastoméricos

- Estribos

La Figura 4.5 muestra la geometría de los elastómeros pertenecientes a las mesas de apoyo del estribo de entrada y salida.

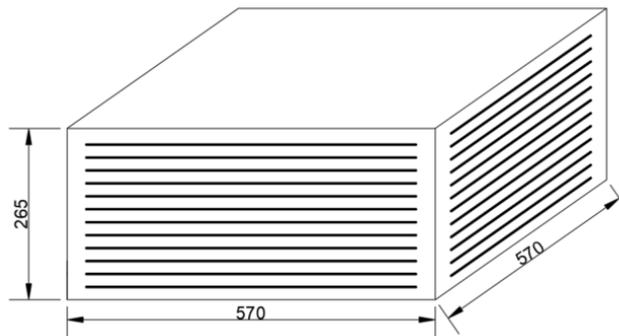


Figura 4.5. Elastómero tipo 60° Shore A perteneciente a estribos (dimensiones en mm).

a) Verificación por compresión

Los esfuerzos a compresión extraídos del modelo corresponden a 107 ton/m^2 para la carga viva y 169 ton/m^2 para la carga muerta más carga viva. Adicionalmente, tomando en consideración un espesor de goma entre láminas de acero de 10 mm, el factor de forma que le concierne al apoyo según la Expresión 3.11 resulta ser de 14.3. Finalmente, reemplazando los valores en las Expresiones 3.8, 3.9 y 3.10, la compresión queda verificada.

$$169 \text{ ton/m}^2 \leq 1167 \text{ ton/m}^2$$

$$169 \text{ ton/m}^2 \leq 2366 \text{ ton/m}^2$$

$$107 \text{ ton/m}^2 \leq 941 \text{ ton/m}^2$$

b) Verificación por Corte

De acuerdo con la modelación, la máxima deformación del elastómero corresponde a 112 mm para la carga crítica de servicio asociada al sismo longitudinal. No obstante, considerando una viga de 13.45 m y una variación de $30 \text{ }^\circ\text{C}$, el valor de la deformación por efecto de la temperatura según la Expresión 3.13 corresponde a 4.04 mm. Por lo tanto, reemplazando la deformación y espesor total del neopreno en la Ecuación 3.12 el apoyo queda verificado por corte.

$$116 \text{ mm} \leq 132.5 \text{ mm}$$

c) Verificación por estabilidad

Teniendo en cuenta el esfuerzo a compresión por carga muerta más carga viva y las propiedades geométricas del elastómero anteriormente mencionadas, se sustituyen los valores correspondientes en la Ecuación 3.14 quedando verificada la estabilidad del elastómero.

$$169 \text{ ton/m}^2 \leq 2060 \text{ ton/m}^2$$

- Cepas

En la Figura 4.6 se puede visualizar la geometría de los elastómeros pertenecientes a las mesas de apoyo de las cepas intermedias.

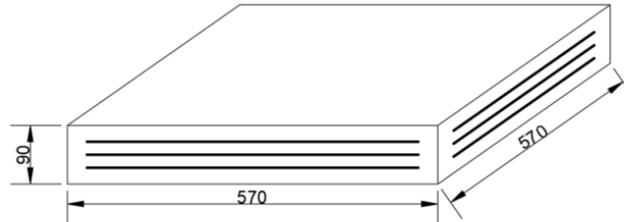


Figura 4.6. Elastómero tipo 60° Shore A perteneciente a cepas (dimensiones en mm).

- a) Verificación por compresión

De acuerdo al modelo, los esfuerzos a compresión promedio corresponden a 110 ton/m^2 para la carga viva y 179 ton/m^2 para la carga muerta más carga viva. El factor de forma es idéntico al del estribo por los parámetros de la placa. Por lo tanto, reemplazando los valores en las Ecuaciones 3.8, 3.9 y 3.10, se verifica la compresión para los apoyos de las cepas.

$$179 \text{ ton/m}^2 \leq 1167 \text{ ton/m}^2$$

$$179 \text{ ton/m}^2 \leq 2366 \text{ ton/m}^2$$

$$110 \text{ ton/m}^2 \leq 941 \text{ ton/m}^2$$

- b) Verificación por Corte

La máxima deformación del elastómero corresponde a 36.8 mm para la carga de servicio asociada al sismo longitudinal. No obstante, considerando una viga de 14.9 m y una variación de $30 \text{ }^\circ\text{C}$, el valor de la deformación por efecto de la temperatura según la Expresión 3.13 corresponde a 5.36 mm. Por ende, reemplazando la deformación total y el espesor de goma h_{rt} en la Expresión 3.12, el apoyo queda verificado a corte.

$$42 \text{ mm} \leq 45 \text{ mm}$$

c) Verificación por estabilidad

Teniendo en cuenta los esfuerzo a compresión y las propiedades geométricas del elastómero anteriormente mencionadas, se sustituyen los valores correspondientes en la Ecuación 3.14 quedando verificada la estabilidad del elastómero.

$$179 \text{ ton/m}^2 \leq 8474 \text{ ton/m}^2$$

4.2.7 Diseño juntas sísmicas

- Estribos

Para el caso de los estribos, la Ecuación 3.15 carece de dos términos para el desplazamiento sísmico, pues existe una sola fila de neoprenos sobre la mesa de apoyo del estribo. Por lo tanto, considerando el desplazamiento sísmico del elastómero definido en el inciso anterior y una aceleración máxima de $0.4g$, se obtiene una separación mínima de 13.7 cm . De esto se desprende que la junta sísmica tanto para la entrada como para la salida del puente isostático es de 15 cm .

- Cepas

De manera similar, considerando el desplazamiento sísmico de la combinación de servicio VII para los elastómeros de las cepas y una aceleración máxima de $0.4g$, la separación mínima según la Expresión 3.15 resulta ser 9.86 cm , por lo que las juntas sísmicas que separan al vano intermedio del puente con vigas isostáticas son de 10 cm .

4.2.8 Diseño vigas transversales

Los cálculos relacionados con el diseño a flexión y corte de las vigas transversales se especifican en el Anexo A4.1.3. Por lo tanto, a continuación se expone el diseño final de ambas secciones.

La viga cabezal considera once barras de diámetro 25 mm para cubrir las solicitaciones de momento positivo y negativo, mientras que para satisfacer la demanda a corte se consideran dos estribos cerrados de diámetro 10 mm. Adicionalmente, para controlar el agrietamiento en las caras laterales se provee tres barras de diámetro 10 mm conforme las indicaciones del ACI-318.

De manera similar, para la viga de amarre se disponen once barras de diámetro 32 mm en el ancho superior e inferior, y dos estribos cerrados de diámetro 10 mm. El refuerzo superficial corresponde a cinco barras de diámetro 10 mm de acuerdo con el ACI-318. Finalmente, la Figura 4.7 muestra la armadura de la sección transversal de ambas vigas secundarias.

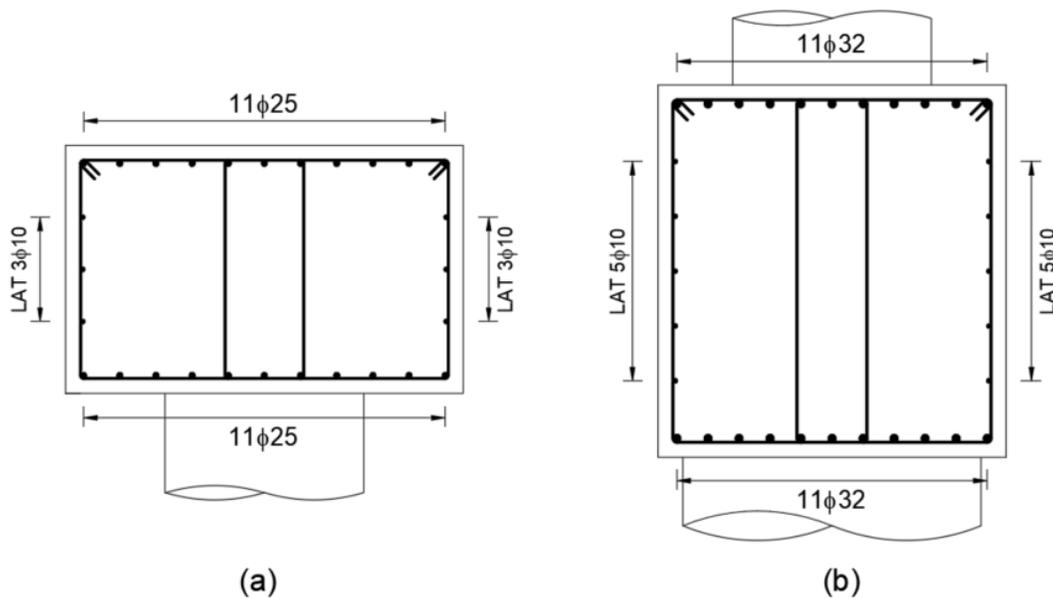


Figura 4.7. Sección transversal de vigas secundarias: (a) viga cabezal, (b) viga fundación.

4.2.9 Diseño elementos verticales

a) Columnas

De acuerdo al diseño a flexo-compresión, la sección transversal de las columnas que cumple de manera satisfactoria con las solicitaciones, corresponde a un elemento de 0.8 m de diámetro y 20φ25 de refuerzo longitudinal. La Figura 4.8 muestra el diagrama que se obtiene del modelo.

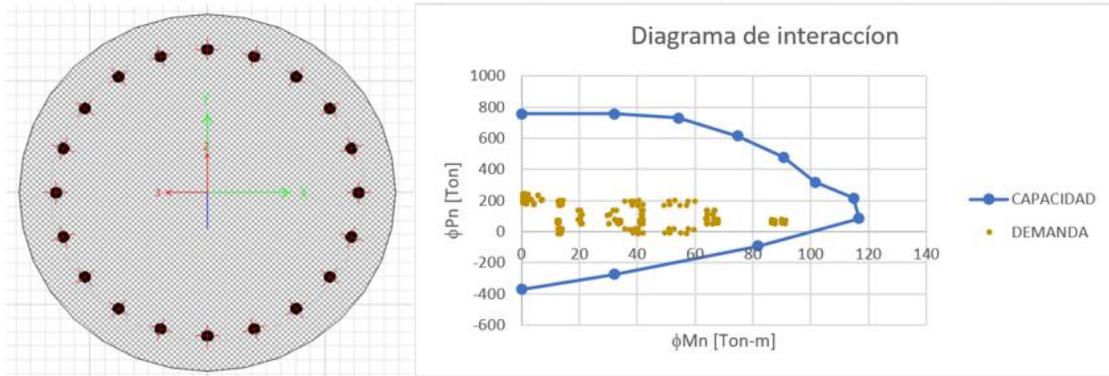


Figura 4.8. Diagrama de interacción columnas.

Para el diseño a corte, las solicitaciones se satisfacen con estribos $\phi 12@20$ para zonas no confinadas y $\phi 16@10$ para las zonas críticas. La Figura 4.9 muestra el detalle final de la columna.

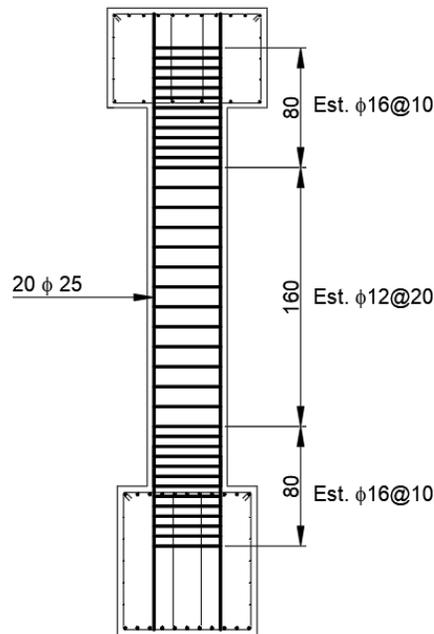


Figura 4.9. Armadura de diseño de las columnas (dimensiones en cm).

b) Pilotes

Para el caso de los pilotes de las cepas, la sección transversal que cumple con los requisitos a flexión y carga axial corresponde a un elemento de 1.2 m de diámetro y $32\phi 32$ de refuerzo longitudinal, tal como lo indica la Figura 4.10.

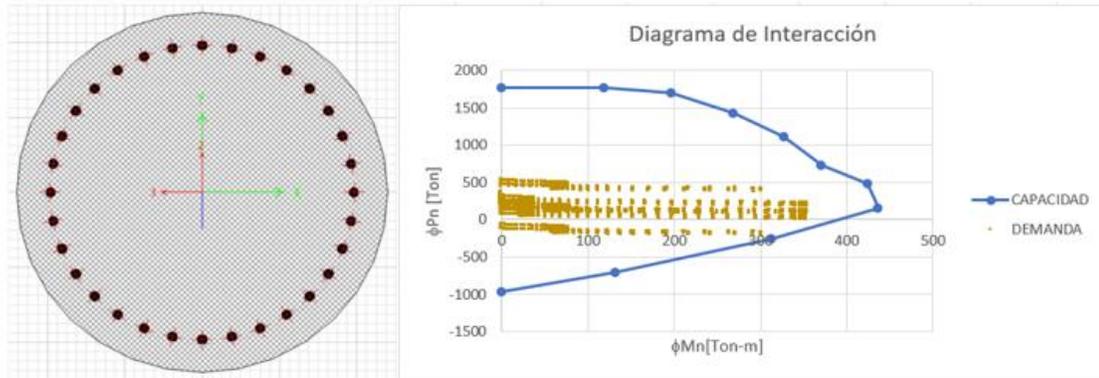


Figura 4.10. Diagrama de interacción pilotes cepas.

Adicionalmente, los esfuerzos de corte se satisfacen con estribos $\phi 16@20$ para zonas no confinadas y $\phi 18@8$ para zonas confinadas. La Figura 4.11 muestra el refuerzo asociado a los pilotes de las cepas.

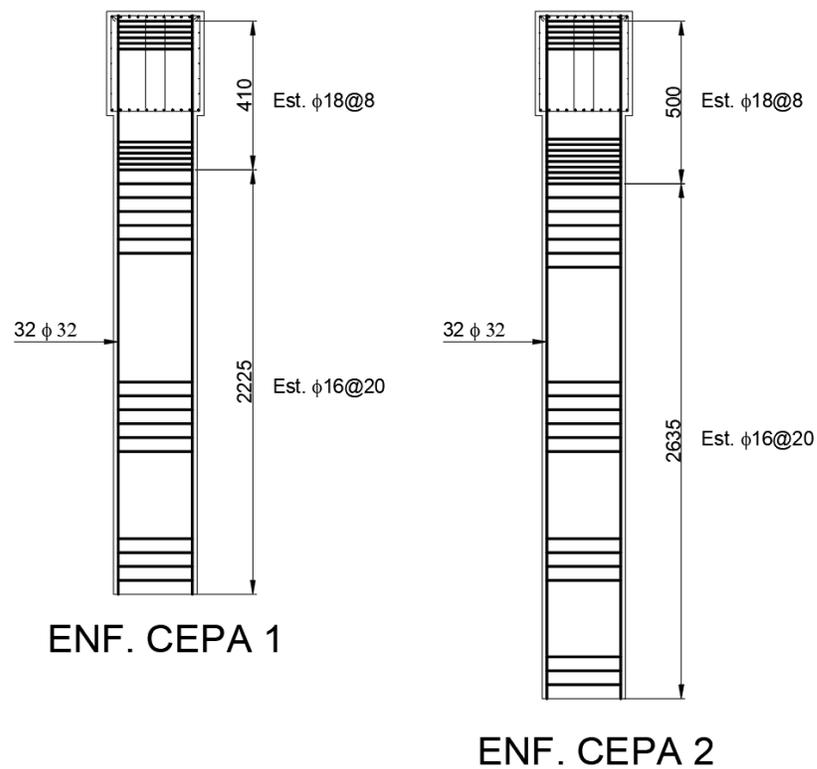


Figura 4.11. Armadura de diseño pilotes cepas (dimensiones en cm).

De manera similar, los pilotes de ambos estribos consideran una sección transversal de diámetro 1.2 m y $24\phi 25$ de armadura longitudinal, lo cual se verifica con el diagrama de la Figura 4.11.

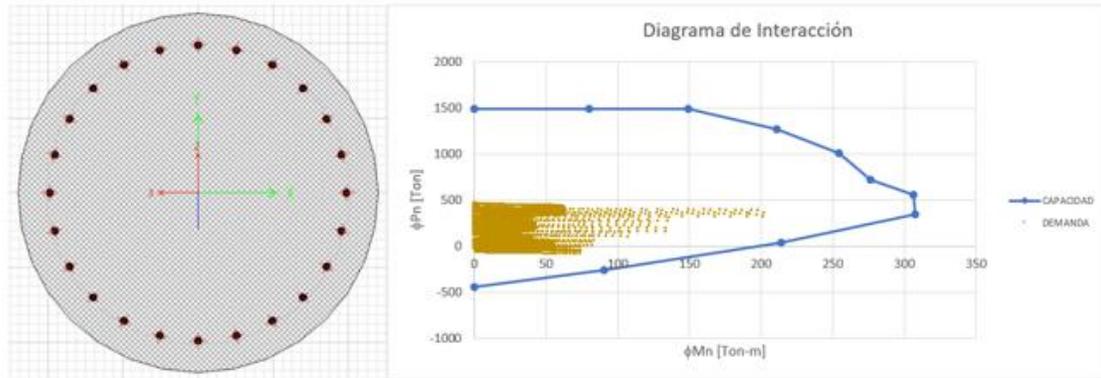


Figura 4.11. Diagrama de interacción pilotes estribos.

Respecto al diseño a corte, los requerimientos se satisfacen con estribos $\phi 18@8$ para zonas confinadas y $\phi 12@20$ para zonas exentas de confinamiento. La Figura 4.12 muestra el refuerzo considerado para los pilotes de los estribos del puente alternativo.

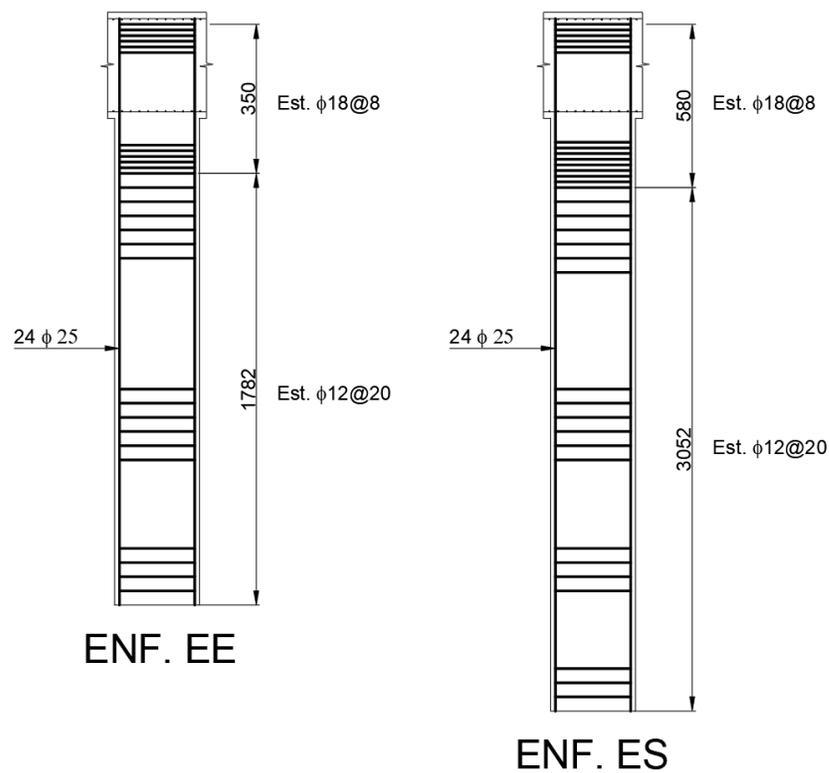


Figura 4.12. Armadura de diseño pilotes estribos (dimensiones en cm).

4.2.10 Diseño estribos

Debido a la presencia de pilotes, la verificación por estabilidad del estribo no es determinante en el diseño, pues dichos elementos generan una capacidad bastante mayor a la demanda por deslizamiento y volcamiento. Por lo tanto, los resultados que se muestran a continuación están relacionados únicamente con el refuerzo longitudinal de cada muro, ya que los requisitos a corte se satisfacen mediante la contribución del hormigón.

La Tabla 4.4 resume las demandas extraídas del modelo del estribo realizado en SAP2000.

Tabla 4.4. Solicitaciones de los muros pertenecientes a estribos.

Elemento	M ₁₁ [Ton m/m]	M ₂₂ [Ton m/m]
Muro frontal y espaldar	20.2	50.4
Muros alas	8	8.7
Dado de fundación	90	95.8

El área de acero se estima a partir de la Expresión 4.3, teniendo en cuenta las dimensiones y materiales indicados en el capítulo 3.

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right), \quad (4.3)$$

Considerando una altura útil de 124 cm para el muro frontal y 44.4 cm para el caso del espaldar, el área requerida según la Expresión 4.3 es la siguiente:

$$A_{s \text{ vertical}} = 10.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ horizontal}} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No obstante, la norma AASHTO en la tabla 3.1003.608.A exige un área mínima de $11.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ para elementos de 130 cm de espesor. Por lo tanto, se asigna una doble malla de $\phi 18@20$ como lo muestra la Figura 4.13.

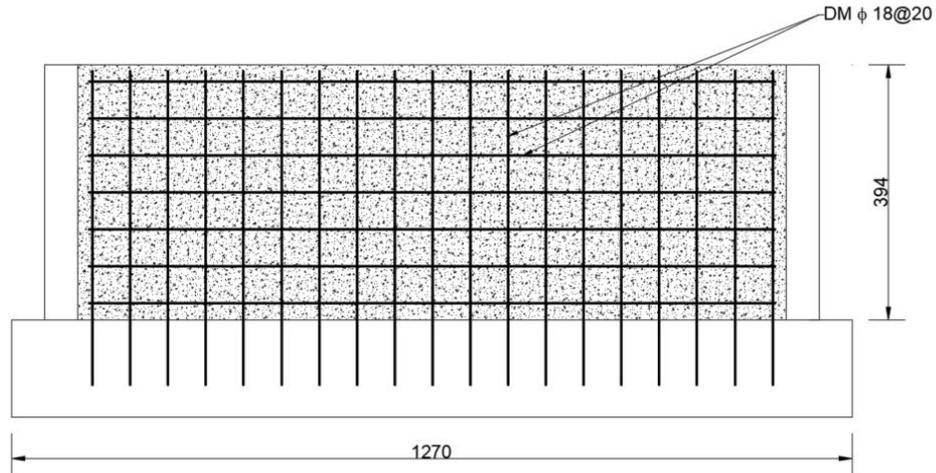


Figura 4.13. Esquema de la armadura de diseño para el muro frontal y espaldar (dimensiones en cm).

Los muros laterales del estribo presentan una sección transversal con una altura útil de 44.4 cm, por lo que el área necesaria por cada metro de ancho según la Ecuación 4.3 es la siguiente:

$$A_{s\ vertical} = 5.5\ cm^2/m$$

$$A_{s\ horizontal} = 5\ cm^2/m$$

Como el valor determinado es mayor que las exigencias de la norma AASHTO, se dispone una doble malla de φ18@20 como lo indica la Figura 4.14.

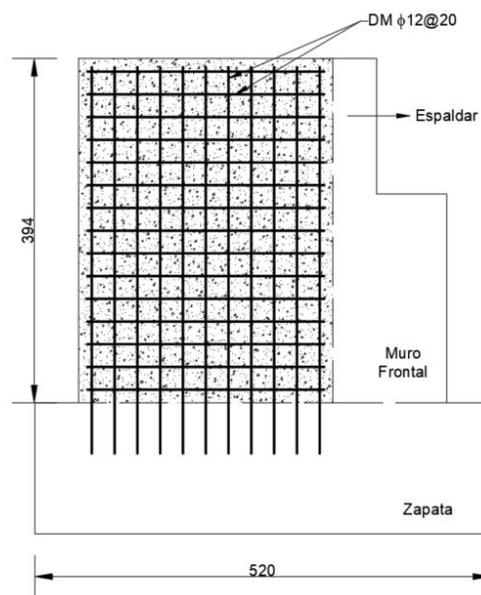


Figura 4.14. Esquema de la armadura de diseño para los muros alas (dimensiones en cm).

Finalmente, la sección transversal de la cimentación expresa una altura útil de 144.2 cm, requiriendo la siguiente cantidad de acero de refuerzo conforme la Expresión 4.3:

$$A_{s \text{ longitudinal}} = 18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ transversal}} = 17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Satisfaciéndose con una doble malla de $\phi 16@10$ como lo muestra la Figura 4.15.

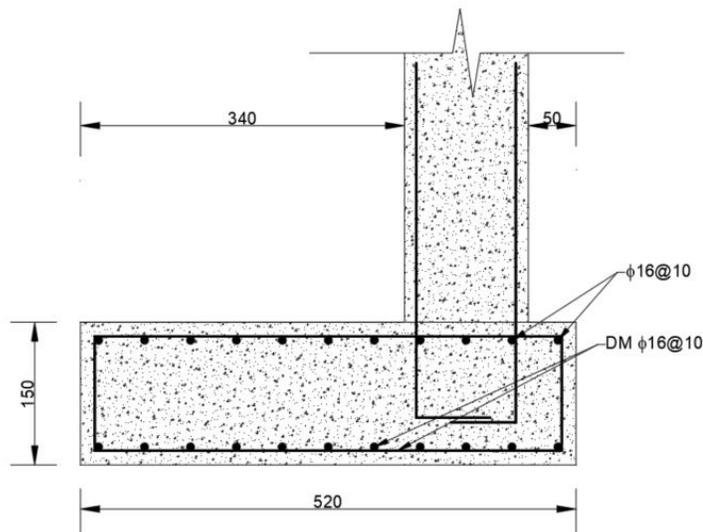


Figura 4.15. Esquema de la armadura de diseño zapata (dimensiones en cm).

4.3 Análisis comparativo

El análisis se centra en la superestructura e infraestructura, comparando el puente integral 486 ES-Laraquete con el puente diseñado. Por lo tanto, en las siguientes secciones se profundiza en las diferencias que existen entre ambas estructuras, así como en sus respectivas ventajas y desventajas.

4.3.1 Superestructuras de ambos puentes

El puente 486-ES Laraquete está compuesto por un tablero continuo que consiste únicamente en una losa de 0.6 m de espesor y 11.69 m de ancho. En contraste, el puente con vigas isostáticas presenta un

tablero discontinuo de tres tramos, compuestos por losas de 0.25 m de espesor y 11.69 m de ancho, que descansan sobre cuatro vigas pretensadas. La diferencia en el espesor de la losa se debe al componente estructural encargado de transmitir las cargas hacia la infraestructura. En el primer caso, la losa cumple con esta función, mientras que en el segundo caso son las vigas pretensadas simplemente apoyadas las encargadas de dicha transmisión.

Esta diferencia entre ambas configuraciones conlleva ventajas y desventajas. En el caso del puente integral, al estar estructurado de forma monolítica, se reduce la probabilidad de que se produzcan fallas debido a la corrosión en los elementos estructurales por agentes externos (Arsoy, 1999). Sin embargo, el puente de vigas isostáticas, al contar con juntas de dilatación y apoyos elastoméricos, permite que la superestructura trabaje a tensiones potencialmente más bajas que la estructura integral (Burke Jr., 2009).

Por otro lado, al analizar las Tablas A4.10 y A4.11 del Anexo 4.2, se infiere que los costos asociados a los materiales de la superestructura del puente 486-ES Laraquete son superiores a los del puente alternativo, principalmente debido a los altos requerimientos de hormigón y acero de refuerzo necesarios para satisfacer las cargas a las que está expuesta la losa. De hecho, únicamente el costo de la losa supera el costo total de la superestructura del puente con vigas isostáticas diseñado.

4.3.2 Infraestructuras de ambos puentes

- Vigas transversales

La cantidad de vigas transversales varía en cada estructura analizada, principalmente debido a la cimentación de los estribos asociados. Específicamente, en el caso del puente integral, se utilizan dos vigas cabezales y cuatro vigas de amarre, mientras que en el puente alternativo se emplean dos vigas cabezales y dos vigas de amarre. Las dimensiones de los elementos se encuentran resumidas en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Dimensiones vigas transversales de ambas estructuras.

Dimensión	Puente 486-ES Laraquete		Puente Vigas Isostáticas	
	Viga Cabezal	Viga de Amarre	Viga Cabezal	Viga de Amarre
Alto [cm]	110	150	100	150
Ancho [cm]	120	120	160	140
Largo [cm]	869	990 – 1870	1169	1169

De acuerdo con la tabla 4.4, se observa que el ancho considerado para las vigas del puente con vigas isostáticas es considerablemente mayor. Esto se debe a la geometría de los elastómeros y al diámetro de pilotes en las cepas. No obstante, al considerar el número de elementos, se puede inferir que la estructura isostática requiere 45.6 m³ menos de hormigón.

Por otro lado, la Tabla 4.5. exhibe las enfierraduras de los elementos transversales.

Tabla 4.5. Armaduras de refuerzo vigas transversales de ambas estructuras.

Tipo de refuerzo	Puente 486-ES Laraquete		Puente Vigas Isostáticas	
	Viga Cabezal	Viga de Amarre	Viga Cabezal	Viga de Amarre
Longitudinal	10 + 10 ϕ 16	7 + 7 ϕ 18	11 + 6 ϕ 25	11 + 11 ϕ 25
Lateral	4 + 4 ϕ 16	5 + 5 ϕ 18	3 + 3 ϕ 10	5 + 5 ϕ 10
Transversal	ϕ 12@15	ϕ 16@20	2 ϕ 10@20	2 ϕ 10@20

De acuerdo con la tabla 4.5, se desprende que para ambas secciones del puente integral, las cuantías de acero son ligeramente inferiores. Esta diferencia representa un 0.12% para la viga cabezal y un 0.21% para la viga de amarre.

- Columnas

En el caso de las columnas, se observan similitudes en cuánto a la cantidad y el diámetro de los elementos. Ambas estructuras requieren seis columnas con un diámetro de 0.8 m. Sin embargo, debido a las diferencias en las superestructuras de ambas, la longitud asociada es de 3.32 m para el puente

integral y de 2.08 m para el puente de vigas isostáticas. Los detalles de refuerzo se encuentran resumidos de manera detallada en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Armaduras de refuerzo columnas de ambas estructuras.

Tipo de refuerzo	Puente 486-ES Laraquete	Puente Vigas Isostáticas
Longitudinal	18 ϕ 25	20 ϕ 25
Transversal	ϕ 12@15	ϕ 12@20
Confinamiento	ϕ 16@7.5	ϕ 16@10

En base a las dimensiones de la sección transversal y las cantidades de acero de refuerzo indicadas en la Tabla 4.6, se puede inferir que existe una diferencia mínima de aproximadamente el 0.2% en la cuantía de refuerzo entre los elementos de ambas estructuras. Además, la cantidad de hormigón G25 utilizada es de 10 m³ para las columnas del puente 486-ES Laraquete y 6.3 m³ para las del puente con vigas isostáticas, lo que resulta en un ligero ahorro de costos.

- Pilotes

Los pilotes pertenecientes a cada infraestructura exhiben diferencias considerables respecto a las cantidades, dimensiones y acero de refuerzo utilizado. El primer parámetro se explica por la variación en la configuración de los estribos para cada tipo de puente, mientras que el segundo y tercero se relacionan con las solicitaciones que deben satisfacer dichos elementos.

En cuanto a la configuración monolítica, esta requiere un total de dieciséis pilotes con un diámetro de 1 m. De estos, diez se ubican en los estribos y seis en las cepas intermedias. Por otro lado, la estructura isostática cuenta con dieciocho pilotes de 1,2 m de diámetro, de los cuales doce se encuentran en los estribos y el resto en las cepas intermedias. Además, las longitudes de los elementos son las siguientes: 20 m para el estribo de entrada, 25 m para la primera cepa intermedia, 30 m para la segunda y 35 m para el estribo de salida. Los detalles de cada pilote se indican en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Armaduras de refuerzo pilotes de ambas estructuras.

Tipo de refuerzo	Puente 486-ES Laraquete		Puente Vigas Isostáticas	
	Estribos	Cepas	Estribos	Cepas
Longitudinal	26 ϕ 25	20 ϕ 25	24 ϕ 25	32 ϕ 32
Transversal	ϕ 12@13.5	ϕ 12@13.5	ϕ 12@20	ϕ 16@20
Confinamiento	ϕ 16@7.5	ϕ 16@7.5	ϕ 18@8	ϕ 18@8

De acuerdo con la cantidad y las dimensiones de los pilotes, se puede inferir que la estructura isostática requiere 214.3 m³ más de hormigón G25 que la estructura integral. Además, al analizar la Tabla 4.7, se observa que las cuantías de refuerzo no presentan una variación significativa, pero si la cantidad de acero de refuerzo utilizado en cada una de las infraestructuras. En particular, la cantidad de refuerzo utilizado en el puente de vigas isostáticas es un 44% mayor que en el puente 486-ES Laraquete. Por lo tanto, los pilotes de la configuración isostática presentan una desventaja considerable en cuanto a los costos de los materiales.

- Muros de estribos

En relación a los muros de cada infraestructura, el puente 486-ES Laraquete cuenta con dos muros espaldares ubicados en los estribos de entrada y salida. Por otro lado, el puente de vigas isostáticas está compuesto por dos muros espaldares, dos muros frontales y cuatro muros laterales. Esta clara diferencia en la estructuración se debe al diseño de cada estructura. En el caso del puente 486-ES Laraquete, la conexión monolítica permite utilizar un estribo más flexible en comparación con el puente de vigas isostáticas. Esto se debe a la colaboración de la superestructura ante eventuales cargas estáticas y dinámicas.

Finalmente de las A4.12 y A4.13 del Anexo 4.2, se infiere que los costos asociados a los materiales del puente con vigas isostáticas son considerablemente mayores que los del puente 486-ES Laraquete. Esto se debe principalmente a los costos de los pilotes, ya que los requisitos para este tipo de cimentación, considerando la cantidad y dimensión de los elementos, aumentan exponencialmente el valor de la estructura isostática. De hecho, los pilotes superan el 69% del costo global de la infraestructura del puente.

4.4 Conclusiones

Se diseñaron los elementos del puente con vigas isostáticas en base a las solicitaciones estáticas y dinámicas, esto ajustado a la normativa AASHTO Standard (2002) y consideraciones del manual de carreteras (2021). Una vez realizado el diseño se analizaron los elementos de ambas estructuras exponiendo claras ventajas y desventajas, las cuales se asociaron principalmente a la diferencia de dimensiones de los elementos portantes de cada puente.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

5.1 Conclusiones y comentarios

Los antecedentes que se tienen de los puentes con vigas isostáticas de hormigón pretensado permiten concluir que este tipo de estructuras se encuentran en una continua actualización, en respuesta a las modificaciones de los códigos de diseño Chilenos debido a los grandes terremotos que afectan al territorio nacional. En este sentido, el último terremoto que modificó en gran medida los criterios de diseño sísmico fue el terremoto del Maule de 2010, cuyo cambio más significativo se reflejó en la adición de un coeficiente de sitio para la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño en las llaves de corte, barras antisísmicas y travesaños.

Del diseño realizado para el puente con vigas isostáticas, se observa que este cumple plenamente con los requisitos provenientes de la norma AASHTO Standard (2002) y del Manual de Carreteras (2021). De acuerdo con el método de factores de carga y resistencia utilizado, los elementos diseñados presentan una relación demanda/capacidad entre el 80% y el 99%, cumpliendo de esta manera con las cargas provenientes de las combinaciones más desfavorables y siendo óptimos respecto a la cantidad de acero y hormigón para su fabricación. Adicionalmente, los elementos de hormigón armado verificaron los requisitos mínimos y máximos señalados por el ACI-318.

Respecto al análisis comparativo entre ambas tipologías de puentes, se observa que la superestructura del puente existente incursiona en costos mayores que la alternativa basada en una configuración de vigas isostáticas debido a los grandes requerimientos de hormigón y acero de refuerzo por parte de la losa, llegando a ser un 16.7% mayores. Sin embargo, los requisitos de una fundación indirecta producto del suelo de fundación, traen por consecuencia costos potencialmente más altos para el puente con vigas isostáticas, llegando a superar en un 53% los costos de la infraestructura del puente 486-ES Laraquete. Lo anterior, implicó un costo global del 39% mayor por parte de los materiales del puente con vigas isostáticas.

Finalmente, en base a los resultados obtenidos, parece ser adecuado considerar una tipología del tipo integral como la que existe hoy en día emplazada sobre el río Laraquete. Esto debido que la estructura original al ser monolítica tiene un mejor comportamiento frente a las características que posee el lugar

de emplazamiento; como por ejemplo, la pequeña luz a salvar, la alta sismicidad de la zona, y la pobre calidad del suelo de fundación, resultando en menores dimensiones y cantidades de elementos portantes, y por consiguiente menores costos asociados a los materiales.

5.2 Futuras líneas de investigación

Existe un amplio campo para seguir desarrollando la investigación presente. De hecho, se puede realizar un estudio del puente con vigas isostáticas mediante un análisis no lineal, para estimar una respuesta más realista del comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas, y con ello desarrollar un diseño más optimizado.

Por otro lado, se puede modelar el puente 486-ES Laraquete para evaluar el desempeño sísmico de ambos puentes ante diferentes niveles de demanda sísmica. La ventaja de esto es que se puede realizar un análisis dinámico detallado entre ambos tipos de puentes.

Finalmente, sería de interés diseñar ambos puentes bajo las consideraciones normativas de la AASHTO LRFD, pues se podría comparar ambos diseños con la norma AASHTO Standard (2002).

REFERENCIAS

Arsoy, S., Barker, R. M., & Duncan, J. M. (1999). **The Behavior of Integral Abutment Bridges** (No. FHWA/VTRC 00-CR3). Virginia Transportation Research Council.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges**, EEUU.

American Concrete Institute. (2019). **Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-19S.520**, EEUU.

Burke Jr., Martin P. (2009). **Integral & Semi-Integral Bridges**, Wiley-Blackwell, EUA.

Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W. H., & Arias, J. (2012). **Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of 27 February 2010**. *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 533-552.

Campos, R. (2012). **Diseño de Puentes y Viaductos, Presente y Futuro**. Concepción, Chile. Recuperado de <http://www.aice.cl/wp/wpcontent/uploads/AICE-RCQ-Puentes-Raul-Campos.pdf>.

Campos, J. (2019). **Diseño Automático de Vigas de Hormigón Pretensado para Puentes Rectos**. Tesis profesional. Universidad de Concepción. Chile.

Están, J. W. (2017). **Comportamiento Sísmico de Puentes Carreteros Chilenos**, con llaves de corte externas de sacrificio en zonas de alta amenaza sísmica. Santiago, Chile.

Federal Highway Administration (2016). **Deficient Bridges by Superstructure Material 2016**. Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/no10/mat16.cfm>

González Campañá, L. (2016). **Estudio del Comportamiento de los Puentes Prefabricados Chilenos Durante el Sismo de 27 de Febrero de 2010**, Barcelona, España.

- Japan Road Association (2012) **Design Specifications for Highway Bridges**. Tokyo, Japan: Japan Road Association.
- Lomnitz, C. (2004). **Major earthquakes of Chile: a historical survey, 1535-1960**. Seismological Research Letters, 75(3), 368-378.
- Manual, I. D. (2013). **Indiana Department of Transportation**, Indianapolis, Indiana, EEUU.
- Ministerio de obras Públicas Dirección de Viabilidad (2021) **Manual de Carreteras**, Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño. Santiago, Chile.
- Schexnayder, C., Alarcón, L. F., Antillo, E. D., Morales, B. C., & Lopez, M. (2014). **Observations on Bridge Performance During the Chilean Earthquake of 2010**. Journal of Construction Engineering and Management, 140(4), B4013001.
- Wood, J. H., Chapman, H. E., & Prabhakaran, P. (2012). **Performance of highway structures during the Darfield and Christchurch Earthquakes of 4 September 2010 and 22 February 2011**. Report for NZ Transport Agency.
- Wilches, J., Santa María, H., Riddell, R., & Arrate, C. (2019). **Evaluación de las Disposiciones de Diseño de Puentes Chilenos Mediante Curvas de Fragilidad**. Santiago, Chile
- Wilches, J., Santa Maria, H., Leon, R., Riddell, R., Hube, M., & Arrate, C. (2021). **Evolution of seismic design codes of highway bridges in Chile**. Earthquake Spectra, 37(3), 2174-2204.
- Zhao, J. J., & Tonnias, D. E. (2012). **Bridge engineering: design, rehabilitation, and maintenance of Modern Highway Bridges**. McGraw-Hill Education.

ANEXOS

ANEXO 1.1 Contribución a los objetivos de desarrollo sostenible

Los objetivos de desarrollo sostenible (ODS) contribuyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y perspectivas de las personas en el mundo. Seleccione a cuál de todos los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación
Esta investigación contribuye al ODS-9, ya que el diseño y construcción de puentes da origen a infraestructuras resilientes, que generan conectividad, accesos a servicios básicos e impulsan el desarrollo económico al promover la equidad y sostenibilidad en el tiempo.

ANEXO 3.1 Detalles modelación Puentes con Vigas Isostática

A3.1.1 Carga viva

De acuerdo con las especificaciones del manual de carreteras (2021), la carga viva incluida en el modelo corresponde a la carga de camión HS20-44. Las Figuras A3.1 y A3.2 muestran las especificaciones del camión de diseño según la norma AASHTO (2002).

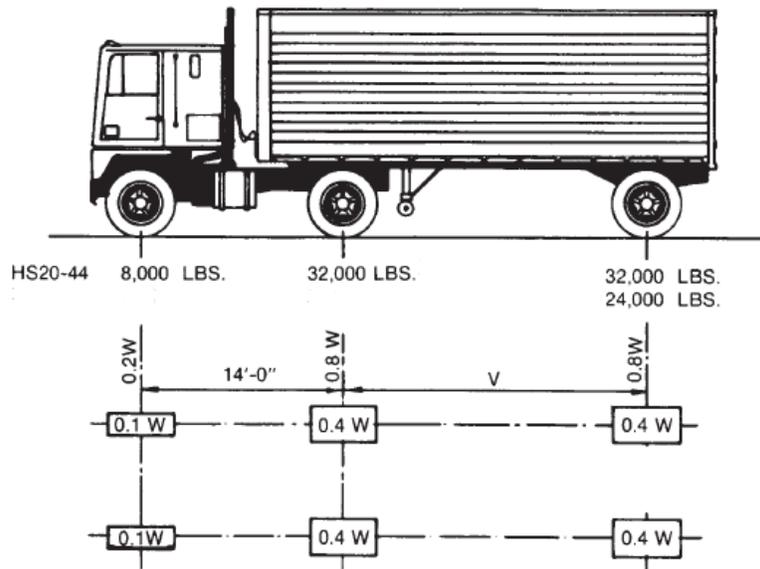


Figura A3.1. Cargas camión de diseño HS20-44 (Manual de Carreteras, 2021).

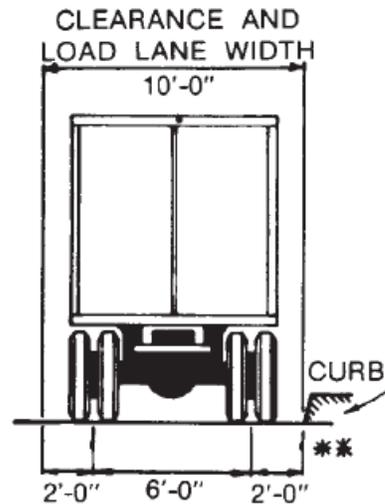


Figura A3.2. Dimensión transversal camión HS20-44 (Manual de Carreteras, 2021).

Teniendo en cuenta que la losa y las vigas principales se diseñan independientes al modelo del puente de vigas isostáticas. La posición más desfavorable en función de la descarga generada a la infraestructura queda representada por la Figura A3.3.

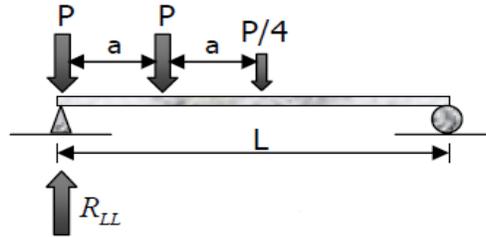


Figura A3.3. Ubicación más desfavorable de la carga viva.

La Ecuación A3.1 entrega el valor de la reacción al resolver el sistema isostático.

$$R_{LL} = \left(\frac{P}{4 \cdot L} \cdot (9 \cdot L - 6 \cdot a) \right), \quad (\text{A3.1})$$

donde P corresponde a la carga de una rueda trasera del camión HS20-44 (7.26 Ton), a la mínima distancia entre ejes (4.27 m), y L la longitud de la viga isostática en metros.

No obstante, la norma AASHTO en el apartado 3.23 indica que la reacción debe multiplicarse por un factor de distribución externo e interno, según la ubicación de la viga longitudinal. Por lo tanto, conforme la sugerencia del inciso 3.23.2.3 de la norma, el factor asociado a las vigas externas debe calcularse mediante la Ecuación A3.2, mientras que para las vigas internas la tabla 3.23.1 indica que el factor de distribución debe estimarse con la Expresión A3.3.

$$F_{D \text{ ext}} = \left(\frac{S_e}{1.22 + 0.25 \cdot S_e} \right), \quad (\text{A3.2})$$

$$F_{D \text{ int}} = \left(\frac{S_e}{1.68} \right), \quad (\text{A3.3})$$

donde S_e corresponde a la longitud efectiva que presentan las vigas principales del puente con vigas isostáticas, en metros.

En base a lo anterior, reemplazando el espaciamiento entre vigas principales en las Ecuaciones A3.2 y A3.3, los factores de distribución externos e internos son los siguientes:

$$F_{D\ ext} = 1.51$$

$$F_{D\ int} = 1.76$$

Por lo tanto, la Tabla A3.1 resume las reacciones para las vigas del puente con vigas isostáticas considerando la Ecuación A3.1 y el factor de mayoración del MOP (20%). Cabe destacar que la longitud de viga considera la distancia comprendida entre los apoyos ($L_1 = L_3 = 12.7\ m$ y $L_2 = 14.1\ m$).

Tabla A3.1. Reacciones por acción de la carga viva.

Reacción	Vano 1	Vano 2	Vano 3
V. externa [Ton]	22.96	23.62	22.96
V. interna [Ton]	26.76	27.53	26.76

Finalmente, la Figura A3.4 muestra la carga viva (camión HS20-44+20%) incluida en el modelo del puente con vigas isostáticas.

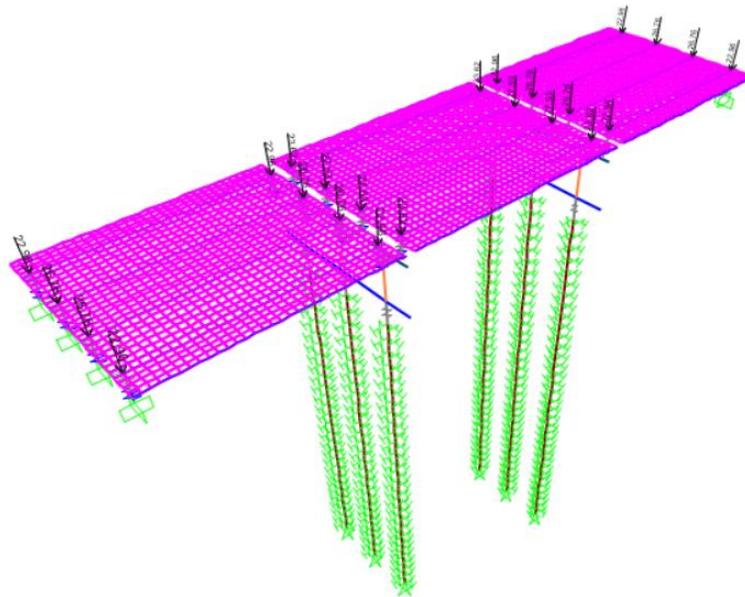


Figura A3.4. Representación de cargas vivas en el modelo del puente con vigas isostáticas.

A3.1.2 Carga de impacto

Para representar los efectos dinámicos de la carga viva, el manual de carreteras (2021) estipula conveniente considerar una carga de impacto. De acuerdo con las indicaciones del apartado 3.8.2 de la norma AASHTO, la carga de impacto se expresa como un porcentaje de la carga viva y se debe estimar mediante la Ecuación A3.4.

$$I = \left(\frac{15.24}{L + 38.1} \leq 0.3 \right), \quad (\text{A3.4})$$

donde L corresponde a la luz de la viga en metros.

La Tabla A3.2 resume las cargas de impacto para cada vano del puente con vigas isostáticas.

Tabla A3.2. Carga de impacto asociada a cada tramo.

Parámetro	Vano 1	Vano 2	Vano 3
C. impacto	0.3	0.29	0.3

De la Tabla A3.2 se puede observar que el valor de la carga es similar en los 3 vanos de la estructura isostática. Por lo tanto, para efectos prácticos y conservadores, se considera una mayoración de la carga viva del 30% para los 3 vanos del puente.

A3.1.3 Parámetros elementos *link/support*

- Elementos rígidos

La finalidad de estos elementos es la unión de los distintos componentes estructurales del modelo para que los esfuerzos de transmitan de manera adecuada. Para definir los parámetros del enlace de soporte, basta con considerar un elemento lineal y restringir desplazamientos y rotaciones para todos los ejes locales. La Figura A3.5 muestra las consideraciones adoptadas en el modelo del puente de vigas isostáticas en el *software* SAP2000.

Figura A3.5. Parámetros del elemento rígido.

- Neoprenos

Los apoyos elastoméricos se representan con un *link/support* del tipo lineal en el modelo. No obstante, la rigidez de los ejes locales U_1 , U_2 y U_3 debe definirse por el usuario en función de las propiedades geométricas, y los ejes R_1 , R_2 y R_3 deben quedar libres por la condición estructural del elemento. De esta manera, para U_1 se asume un valor arbitrario, pero lo suficientemente alto para que se transmitan las cargas verticales hacia la infraestructura, mientras que para U_2 y U_3 el valor asociado se calcula a partir de la Expresión A3.5.

$$k_h = \left(\frac{G \cdot W \cdot L}{h_{rt}} \right), \quad (\text{A3.5})$$

donde G corresponde al módulo de corte de la placa elastomérica, W el ancho, L el largo y h_{rt} el espesor de goma. Finalmente, los parámetros para los neoprenos del modelo final se muestran en las Figuras A3.6 y A3.7.

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name
Neo 570x570x265

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1000000,	159,4	159,4			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0,	0,	0,			

Shear Distance from End J

U2	0,
U3	0,

Units
Tonf, m, C

OK Cancel

Figura A3.6. Parámetros neoprenos estribos.

Figura A3.7. Parámetros neoprenos cepas.

A3.1.4 Interacción suelo-pilote

Para incluir la rigidez del suelo en el modelo del puente con vigas isostáticas, se considera la información proveniente del informe geotécnico del puente 486-ES Laraquete. En base a lo anterior, se utilizan las Ecuaciones A3.6, A3.7 y A3.8 para el cálculo de la rigidez horizontal de cada *spring*. Nótese que el S-03 corresponde al sondaje del estribo de entrada, S-02 al de las cepas intermedias, y S-01 al del estribo de salida.

- Sondaje S-03

$$\begin{aligned}
 k_h(kg/cm^3) = & \begin{aligned} & 50\sqrt{z(m)}/B(cm) & 0 \leq z \leq 7.5 m \\ & 50/B(cm) & 7.5 < z \leq 19 m \\ & 800\sqrt{z(m)}/B(cm) & z > 19 m \end{aligned} & \quad (A3.6)
 \end{aligned}$$

- Sondaje S-02

$$k_h(kg/cm^3) = \begin{cases} 50\sqrt{z(m)}/B(cm) & 0 \leq z \leq 6.5 \text{ m} \\ 50/B(cm) & 6.5 < z \leq 20 \text{ m} \\ 350/B(cm) & 20 < z \leq 24 \text{ m} \\ 800\sqrt{z(m)}/B(cm) & z > 24 \text{ m} \end{cases} \quad (A3.7)$$

- Sondaje S-01

$$k_h(kg/cm^3) = \begin{cases} 50\sqrt{z(m)}/B(cm) & 0 \leq z \leq 7.6 \text{ m} \\ 50/B(cm) & 7.6 < z \leq 38 \text{ m} \\ 800\sqrt{z(m)}/B(cm) & z > 38 \text{ m} \end{cases} \quad (A3.8)$$

No obstante, en el apartado 3.1003.303(1) del manual de carreteras, se indica que para un grupo de pilotes, la interacción horizontal (rigidez) debe multiplicarse por un factor de corrección C_r . Debido a que el módulo de deformación es variable en profundidad, el coeficiente se obtiene interpolando el valor entre la razón del espaciamiento y el diámetro considerado para los distintos grupos de pilotes mediante la curva f_{eq} de la Figura A3.8.

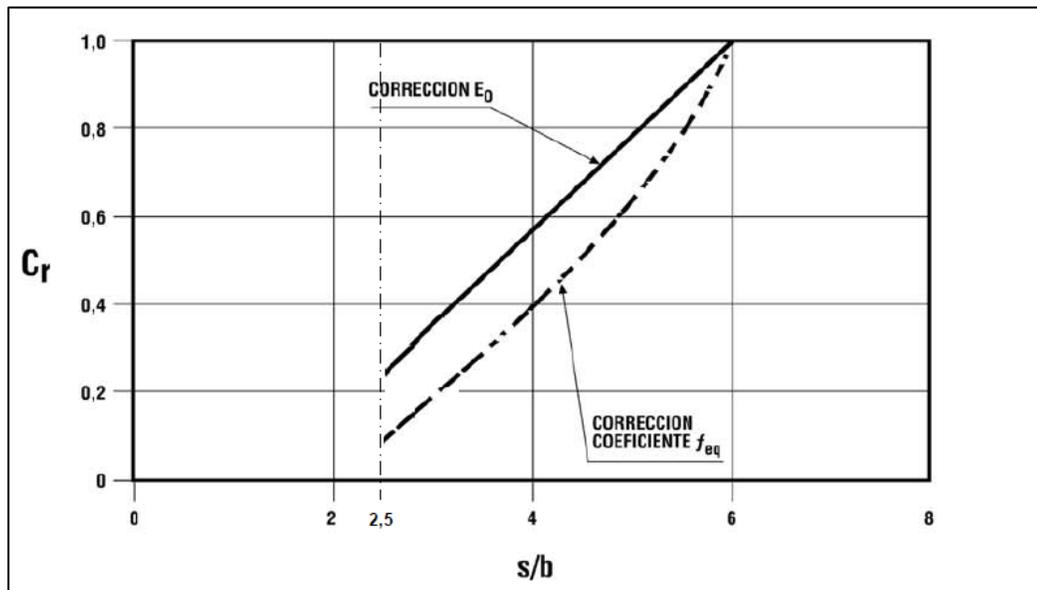


Figura A3.8 Curva factor de corrección para un grupo de pilotes (Manual de Carreteras, 2021).

En la Tabla A3.3 se muestran los factores C_r considerados en la interacción suelo-pilote del puente de vigas isostáticas. Para los pilotes de las cepas solo se considera una reducción transversal, pues a diferencia de los estribos, existe una única fila de pilotes

Tabla A3.3. Factores de corrección considerados.

Parámetro	Pilotes estribos	Pilotes cepas
C_r longitudinal	0.08	-
C_r transversal	0.43	0.17

La Tabla A3.4 resume la rigidez adoptada para cada *spring* considerado en el modelamiento de los pilotes del estribo de entrada. Cabe señalar que la profundidad inicial es de 5.25 m según las cotas del sondaje 03 y el detalle del sello de fundación.

Tabla A3.4. Rigidez horizontal pilotes estribo entrada.

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{hT} (ton/m)	K_{hL} (ton/m)
5,25	0,95	1289	556	108
6,38	1,05	1420	613	119
7,50	0,42	523	226	44
8,55	0,42	523	226	44
9,59	0,42	523	226	44
10,64	0,42	523	226	44
11,68	0,42	523	226	44
12,73	0,42	523	226	44
13,77	0,42	523	226	44
14,82	0,42	523	226	44
15,86	0,42	523	226	44
16,91	0,42	523	226	44
17,95	0,42	523	226	44
19,00	29,06	36324	15673	3038
20,04	29,85	37307	16097	3120
21,08	30,61	38264	16510	3200

Tabla A3.4. Rigidez horizontal pilotes estribo entrada (continuación).

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{h T} (ton/m)	K_{h L} (ton/m)
22,13	31,36	39198	16913	3278
23,17	32,09	40110	17306	3355
24,21	32,80	41002	17691	3429

Para las cepas intermedias, conforme a las profundidades relativas de las fundaciones, se considera que la fila de pilotes se ubica a 1.77 m respecto a la boca del sondaje 02. Por ende, el valor de la rigidez horizontal para cada elemento queda expresado según la Tabla A3.5.

Tabla A3.5. Rigidez horizontal pilotes cepas intermedias.

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{h L} (ton/m)
1,77	0,55	629	108
2,72	0,69	780	133
3,66	0,80	905	155
4,61	0,89	1015	174
5,55	0,98	1115	191
6,50	0,42	450	77
7,40	0,42	450	77
8,30	0,42	450	77
9,20	0,42	450	77
10,10	0,42	450	77
11,00	0,42	450	77
11,90	0,42	450	77
12,80	0,42	450	77
13,70	0,42	450	77
14,60	0,42	450	77
15,50	0,42	450	77
16,40	0,42	450	77
17,30	0,42	450	77
18,20	0,42	450	77
19,10	0,42	450	77

Tabla A3.5. Rigidez horizontal pilotes cepas intermedias (continuación).

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{h L} (ton/m)
20,00	2,92	2800	479
20,80	2,92	2800	479
21,60	2,92	2800	479
22,40	2,92	2800	479
23,20	2,92	2800	479
24,00	32,66	33836	5785
24,86	33,24	34439	5888
25,73	33,81	35032	5989
26,59	34,38	35615	6089
27,45	34,93	36188	6187
28,32	35,48	36753	6284
29,18	36,01	37309	6379
30,04	36,54	37857	6472
30,91	37,06	38397	6565

Finalmente, la Tabla A3.6 muestra la rigidez de los *springs* considerados en el modelamiento de los pilotes del estribo de salida. Cabe señalar que la profundidad inicial de los elementos es bastante similar a los del estribo de entrada, con una diferencia de 0.02 m.

Tabla A3.6. Rigidez horizontal pilotes estribo salida.

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{h T} (ton/m)	K_{h L} (ton/m)
5,27	0,96	1337	577	112
6,44	1,06	1478	638	124
7,60	0,42	507	219	42
8,61	0,42	507	219	42
9,63	0,42	507	219	42
10,64	0,42	507	219	42
11,65	0,42	507	219	42
12,67	0,42	507	219	42
13,68	0,42	507	219	42

Tabla A3.6. Rigidez horizontal pilotes estribo salida (continuación).

z(m)	K_h (kg/cm³)	K_h (ton/m)	K_{h T} (ton/m)	K_{h L} (ton/m)
14,69	0,42	507	219	42
15,71	0,42	507	219	42
16,72	0,42	507	219	42
17,73	0,42	507	219	42
18,75	0,42	507	219	42
19,76	0,42	507	219	42
20,77	0,42	507	219	42
21,79	0,42	507	219	42
22,80	0,42	507	219	42
23,81	0,42	507	219	42
24,83	0,42	507	219	42
25,84	0,42	507	219	42
26,85	0,42	507	219	42
27,87	0,42	507	219	42
28,88	0,42	507	219	42
29,89	0,42	507	219	42
30,91	0,42	507	219	42
31,92	0,42	507	219	42
32,93	0,42	507	219	42
33,95	0,42	507	219	42
34,96	0,42	507	219	42
35,97	0,42	507	219	42
36,99	0,42	507	219	42
38,00	41,10	55973	24151	4681
39,14	41,71	56803	24509	4751

ANEXO 4.1 Memoria de Cálculo

A4.1.1 Losa

De acuerdo con las especificaciones del capítulo 3 y las indicaciones del artículo 8.22 de la norma AASHTO, los parámetros de diseño se resumen en la Tabla A4.1.

Tabla A4.1. Datos de diseño losa.

Propiedad	Valor
Espesor losa [cm]	25
Ancho de diseño [cm]	100
Recubrimiento libre [cm]	5
Fluencia acero [kg/cm ²]	4200
Resistencia hormigon [kg/cm ²]	250

- Losa entre vigas principales

Para estimar la demanda entre vigas principales, se utiliza la Expresión A4.1 basada en el método de factores de carga y resistencia.

$$M_u = 1.3 \cdot (M_{DL} + 1.67 \cdot M_{LL}), \quad (\text{A4.1})$$

El valor asociado a M_{DL} se extrae del modelo, mientras que M_{LL} se calcula mediante la Ecuación A4.2, de acuerdo con las indicaciones de la sección 3.24.3 de la norma AASHTO.

$$M_{LL} = \left(\frac{(S_e + 0.61)}{9.74} \cdot P \right), \quad (\text{A4.2})$$

donde S_e corresponde a la longitud efectiva (2.95 m) y P a la carga de camión mayorada (9.1 Ton).

Las Figuras A4.1 y A4.2 muestran las solicitaciones por carga muerta para el tramo de losa más desfavorable entre vigas principales.

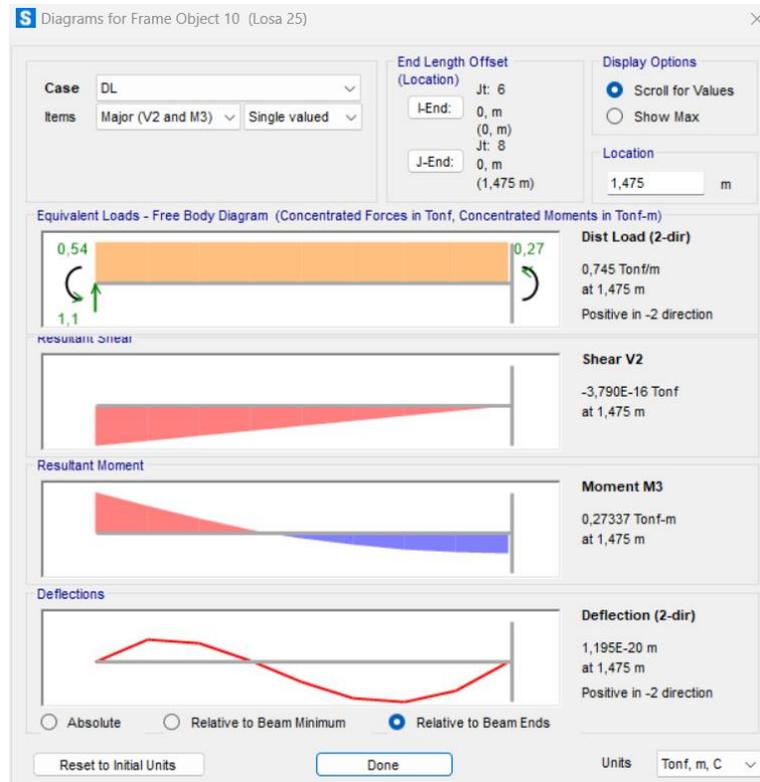


Figura A4.1. Mayor momento losa entre vigas principales.

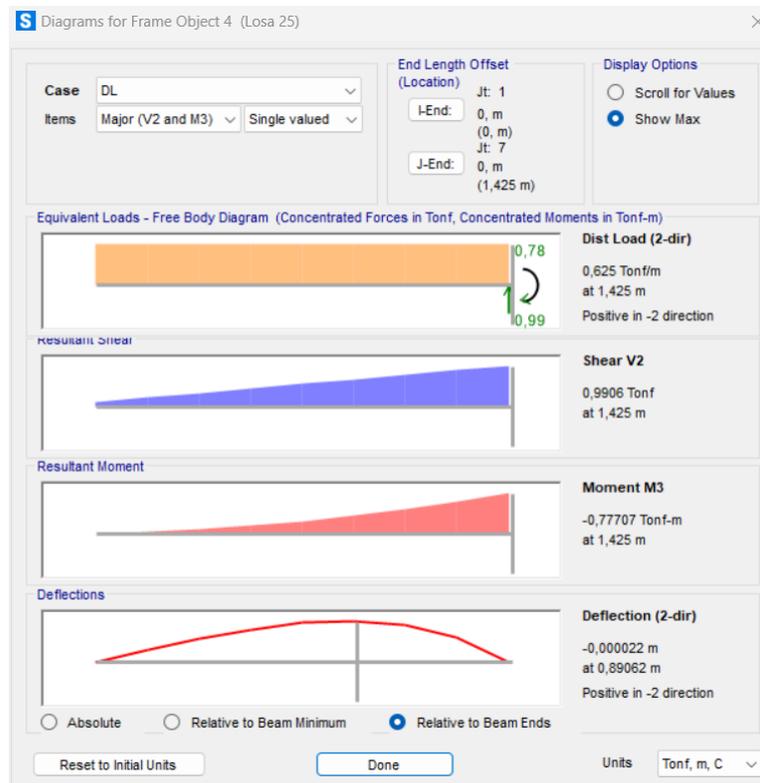


Figura A4.2. Menor momento losa entre vigas principales.

Por su parte, las solicitaciones por carga viva, se obtienen al remplazar los valores asociados en la Ecuación A4.2.

$$M_{LL} (+/-) = 3.16 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

Por lo tanto, la demanda para momento positivo y negativo según la Ecuación A4.1 es la siguiente:

$$M_u = +7.22 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$M_u = -7.57 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

De acuerdo con el inciso 8.16.3 de la norma AASHTO (2002), el área de acero a flexión se estima a partir de la Ecuación A4.3.

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right), \quad (\text{A4.3})$$

donde ϕ es el factor de reducción para flexión (0.9), A_s es el área del refuerzo, f_y es la tensión de fluencia del acero, f'_c es la resistencia del hormigón, d la altura útil y b el ancho del elemento. De ahí que, considerando una altura útil de 19.4 cm y las propiedades del elemento indicadas en la tabla A4.1, el área requerida a flexión según la Expresión A4.3 es la siguiente:

$$A_{s \text{ inferior}} = 10.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ superior}} = 10.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En consecuencia, se disponen barras de diámetro 12 mm equiespaciadas a 20 cm y suples de diámetro 12 mm cada 20 cm en las zonas de mayor momento positivo y negativo. Ambas correspondientes a una calidad A63-42H.

- Losa en Voladizo

De manera similar, para estimar la demanda en voladizo, se utiliza la Ecuación A4.1. Sin embargo, el valor asociado a M_{LL} debe calcularse como una viga cantiléver considerando una carga peatonal de 0.42 ton/m^2 , tal como lo indica la norma AASHTO en el inciso 3.14.1.

La Figura A4.3 muestra la sollicitación generada por la carga muerta para la losa en voladizo.

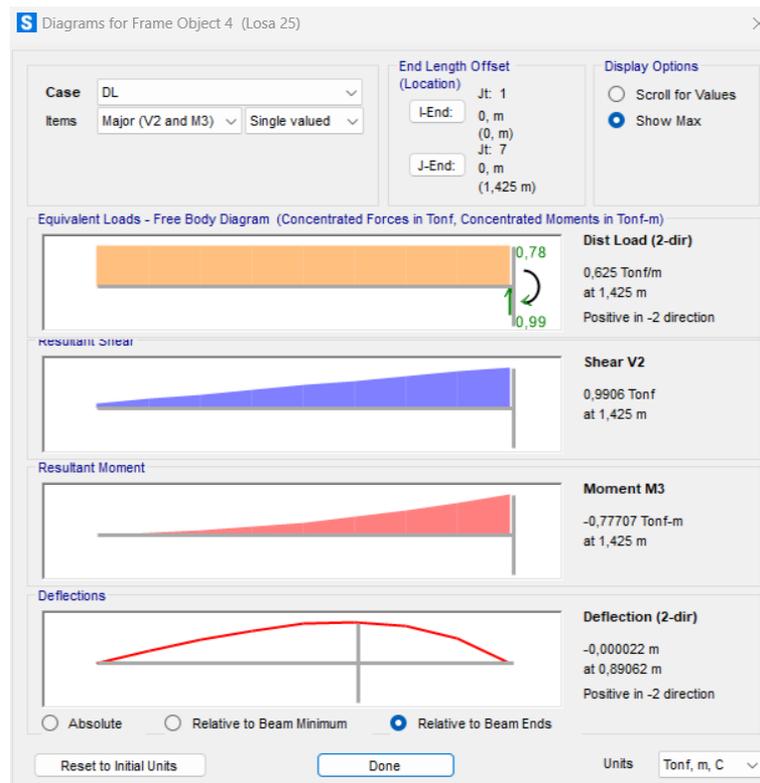


Figura A4.3. Momento mínimo losa en voladizo.

Por su parte, teniendo en cuenta la carga peatonal anteriormente descrita y una longitud de voladizo de 1.425 m, la sollicitación por carga viva resulta ser de $0.42 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$. Por lo tanto, reemplazando apropiadamente en la ecuación A4.1, se obtiene la siguiente demanda flexural:

$$M_u = -1.92 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

De ahí que, considerando una altura útil de 19.4 cm y las propiedades del elemento indicadas en la Tabla A4.1, el área requerida a flexión según la expresión A4.3 es la siguiente:

$$A_{s\text{ superior}} = 2.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para efectos prácticos, se disponen barras de diámetro 12 mm equiespaciadas a 20 cm y suples de diámetro 12 mm cada 20 cm en la zona superior, mientras que para la zona inferior se disponen únicamente barras de diámetro 12 mm equiespaciadas a 20 cm. Tanto acero superior e inferior se asocian a una calidad A63-42H.

- Armadura de repartición

Para estimar la cantidad de refuerzo de distribución, la norma AASHTO en el apartado 3.24.10 indica que se debe calcular como un porcentaje del refuerzo principal para momento positivo. Este porcentaje queda expresado mediante la Ecuación A4.4.

$$\text{Porcentaje} = \min\left(\frac{121}{\sqrt{S_e}}; 67\%\right), \quad (\text{A4.4})$$

donde S_e corresponde a la longitud efectiva que presentan las vigas principales, en metros.

Por lo tanto, remplazando la longitud efectiva en la ecuación A4.4, la armadura de repartición debe ser un 67% de los 11.31 cm²/m dispuestos en la zona inferior de la losa entre vigas principales. Lo anterior, se satisface con barras A63-42H de 12 mm de diámetro espaciadas cada 15 cm.

A4.1.2 Vigas principales

En este anexo se muestra el procedimiento de diseño paso a paso de la viga pretensada de la estructura isostática mediante la planilla automatizada elaborada por Campos (2019). Las imágenes fueron extraídas directamente de Microsoft Excel. Nótese que las celdas sombreadas indican las variables ingresadas por el usuario.

La Figura A4.4 expresa los parámetros iniciales y las dimensiones de la viga AASHTO I tipo II seleccionada para cubrir la longitud más desfavorable del puente con vigas isostáticas.

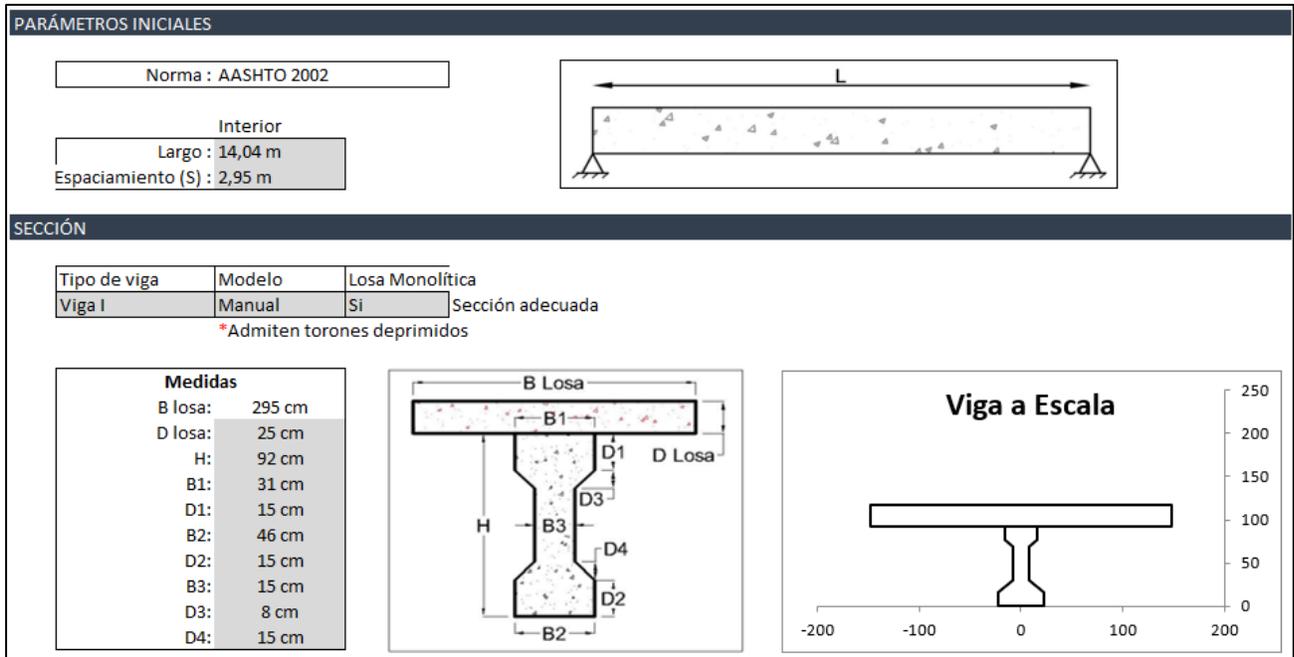


Figura A4.4 Datos de diseño viga pretensada.

Los materiales corresponden a un hormigón de calidad G55 para la viga y G25 para la losa. Por su parte, el acero considerado para los cables del pretensado obedece a uno de alto límite elástico, cuya tensión de rotura es de 270 Ksi. La Figura A4.5 expresa en detalle los materiales anteriormente descritos, teniendo en cuenta los parámetros asociados para el cálculo de las tensiones admisibles.

MATERIALES	
Hormigón viga	
f'c:	55 MPa
Densidad:	2,5 T/m ³
Ec:	39575 MPa
f'ci/f'c:	0,7
f'ci:	39 MPa
Eci:	33111 MPa
ttransferencia:	1 días
tmontaje:	28 días
Hormigón losa	
f'c:	25 MPa
Densidad:	2,5 T/m ³
Ec:	26682 MPa
Acero de pretensado	
tipo de acero ALE:	270 ksi
fpy:	1674 MPa
fpu:	1860 MPa
Es:	196500 MPa
fpi/fpu:	0,7
fpi:	1302 MPa

Figura A4.5. Materiales viga pretensada.

Las cargas consideradas para el diseño obedecen al peso propio de la viga, peso propio de la losa colaborante, sobrecarga muerta (barandas, pavimento, barrera, etc) y carga de camión (HS20-44). La tabla A4.2 expresa los valores de cada una de ellas y el respectivo momento flector generado en el centro de la viga, de acuerdo con los cálculos de la planilla automatizada.

Tabla A4.2. Cargas de diseño.

	Cargas	Momento
Peso propio viga	0.6 Ton/m	144.1 kN-m
Losa	1.2 Ton/m	300.5 kN-m
Sobrecarga muerta	0.5 Ton/m	120.8 kN-m
Camión (resultante)	27.82 Ton	976.3 kN-m

En base a lo anterior, la Figura A4.6 indica las tensiones para las distintas fases que tendría la viga en caso de no incorporar el pretensado. Es decir, en fase inicial (P_p viga), fase intermedia (P_p viga-losa + SCM), y fase final (combinación de servicio).

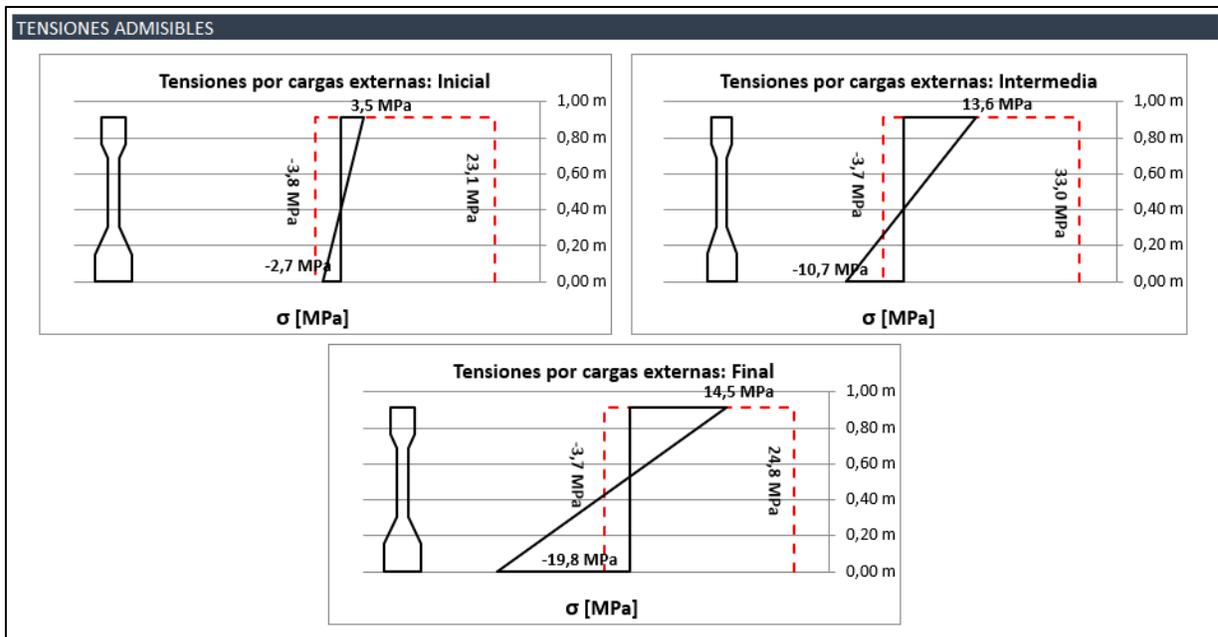


Figura A4.6. Tensiones de la viga en caso de no incorporar pretensado.

La Figura A4.6 muestra claramente que sin pretensado las tensiones son ampliamente sobrepasadas en tracción para la fase intermedia y final, por lo que el correcto diseño es crucial para asegurar la vida útil de la viga.

Para el diseño del pretensado se utiliza como base el diagrama de Magnel, el cual depende de dos aspectos fundamentales que limitan al cable propuesto. Primero, las fuerzas que experimenta el acero, y segundo, la excentricidad que exhibe con respecto al eje neutro de la viga. Vale la pena señalar la importancia de que los tendones “promedio” estén dentro de los límites, ya que esto asegura que el diseño cumpla con las tensiones admisibles.

De acuerdo con lo descrito, se estima necesario utilizar 26 torones rectos (20 inferiores y 4 superiores) de $0,5$ in de diámetro sometidos a una fuerza inicial de 3000 kN. Los torones inferiores se ubican a 27 cm del centro de masa de la viga pretensada, mientras que los superiores a una distancia de 36 cm. Adicionalmente, debido que la viga pretensada cumple de manera satisfactoria con el trazado factible, no es necesario realizar un silenciado parcial de los torones asociados. La Figura A4.7 muestra el trazado factible de la viga diseñada considerando todos los aspectos mencionados.

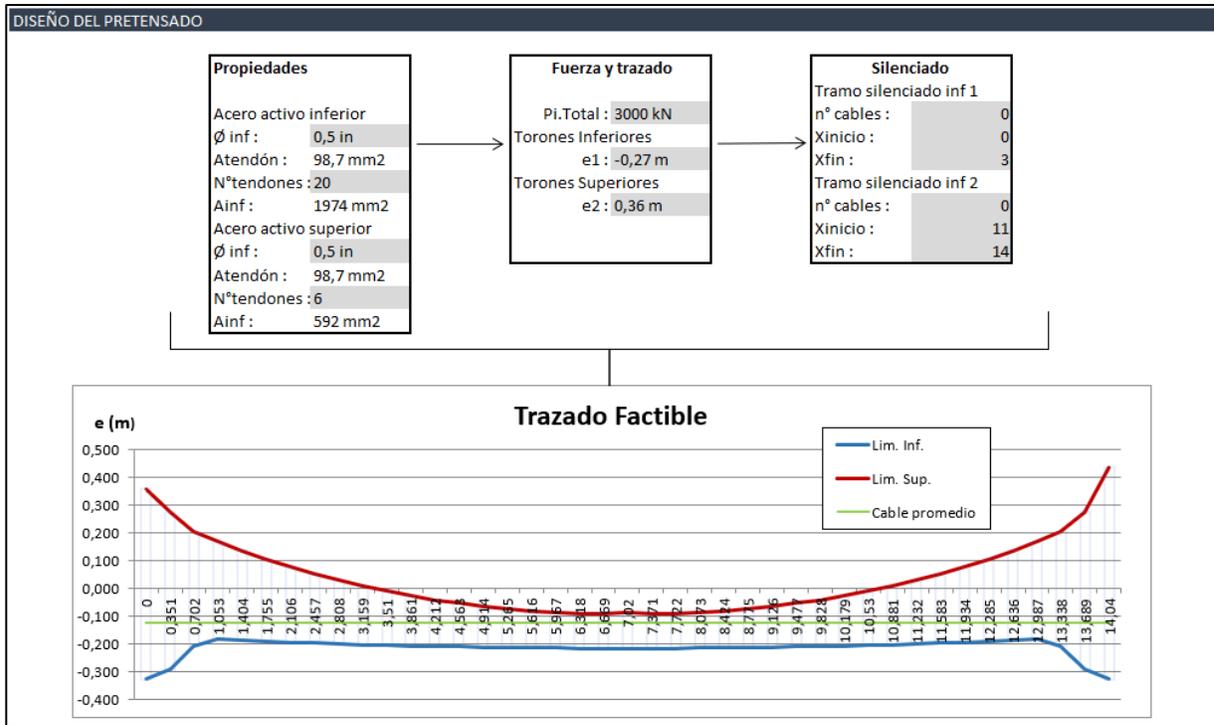


Figura A4.7. Trazado cable promedio y gráfico de factibilidad.

Dado que el promedio de los cables está dentro de la zona factible ya definida, las restricciones se satisfacen. De todas formas, la Figura A4.8 rectifica que todos los valores están en el rango admisible para el centro de la viga.

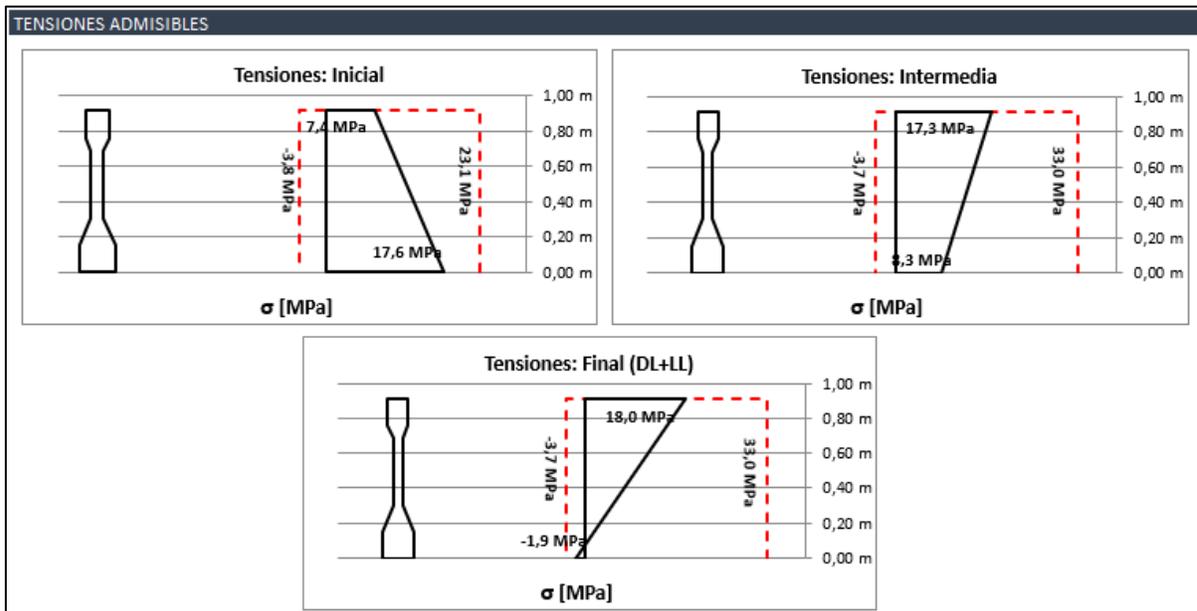


Figura A4.8. Chequeo de tensiones viga pretensada.

Las pérdidas instantáneas del tensado se definen para la fase inicial (transferencia), intermedia (montaje y hormigonado de la losa) y final (servicio). Dado que su cálculo es iterativo, la Figura A4.9 expresa el valor final resultante de la planilla Excel.

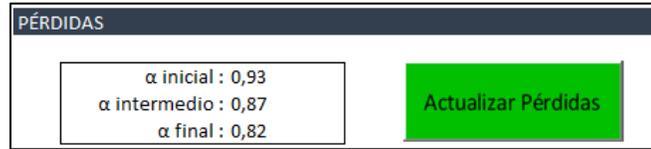


Figura A4.9. Pérdidas del pretensado.

Finalmente, se realiza el diseño del refuerzo pasivo de la viga, de modo que la resistencia del elemento satisfaga la demanda a flexión y corte último. De esta manera, la demanda proveniente de la combinación de diseño I exhibida en el centro de la viga corresponde a 2021 kN-m y 620 kN.

Dado que la capacidad reducida a flexión producto del pretensado es del orden de 3336 kN-m, la viga no requiere de acero longitudinal. Sin embargo, para armar vigas pretensadas siempre se requiere de acero longitudinal por aspectos constructivos. De esta manera, el refuerzo longitudinal se diseña en base a una viga estandarizada y comercializada en Indiana (EE. UU). La Figura A4.10 muestra la distribución en cm del refuerzo anteriormente mencionado.

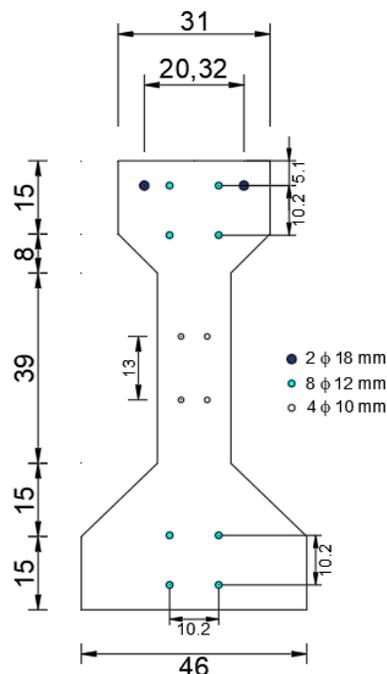


Figura A4.10. Refuerzo longitudinal viga pretensada.

Para satisfacer la demanda a corte, se emplean estribos $\phi 12@15$ otorgándole una resistencia reducida de 620.5 kN a la sección transversal de la viga pretensada. En consecuencia, el elemento queda con una razón demanda/capacidad del 99%, satisfaciendo así las solicitaciones impuestas en estado de servicio. La Figura A4.11 muestra el refuerzo transversal de acuerdo a las consideraciones de la viga estandarizada (Indiana, EEUU) y los requisitos de la norma AASHTO (2002).

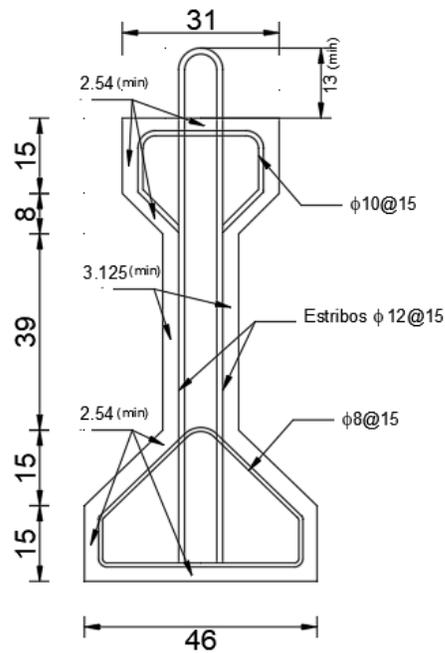


Figura A4.11. Refuerzo transversal viga pretensada.

A4.1.3 Vigas secundarias

- Travesaños extremos

En base a los aspectos de la estructura isostática indicados en el capítulo 3 y los criterios del inciso 3.1003.6 del manual de carreteras, las propiedades para el diseño de la viga travesaño se resumen en la Tabla A4.3.

Tabla A4.3. Datos de diseño travesaños

Propiedad	Valor
Ancho viga [cm]	25
Altura viga [cm]	77
Recubrimiento libre [cm]	5
Fluencia acero [kg/cm^2]	4200
Resistencia hormigon [kg/cm^2]	250

La Figura A4.12 muestra la demanda a flexión y corte para la viga travesaño más desfavorable del puente con vigas isostáticas.

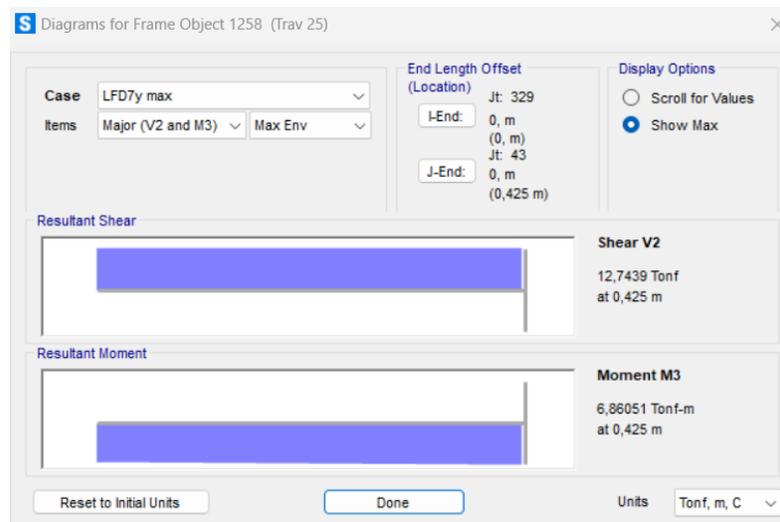


Figura A4.12. Momento máximo viga travesaño.

El área de acero a flexión se estima a partir de la Ecuación A4.3. De ahí que, considerando una altura útil de 70.4 cm y las propiedades del elemento indicadas en la Tabla A4.3, el área requerida a flexión es la siguiente:

$$A_s = 2,62 \text{ cm}^2$$

No obstante, se debe cumplir con la cuantía mínima conforme las indicaciones del inciso 8.16.6.8.5 y la cuantía máxima según el apartado 8.16.2.1.1 de la norma AASHTO Standard (2002). Por ende, el área de acero debe estar dentro de los siguientes límites:

$$A_{s \text{ min}} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 37,3 \text{ cm}^2$$

En consecuencia, se disponen 4 barras A63-42H de 12 mm de diámetro equiespaciadas a 39.3 mm para cumplir con los requisitos a flexión del elemento.

Por otro lado, el área de acero a corte se estima a partir de la Ecuación A4.5.

$$V_u = \phi \cdot \left((0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) + \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right) \right), \quad (\text{A4.5})$$

donde ϕ es el factor de reducción para corte (0.85), A_v el área del refuerzo transversal y s la separación del acero transversal.

Debido que la resistencia al corte del hormigón es 12.71 ton (reducida), se requiere armadura mínima a corte, que corresponde a estribos A63-42H de 10 mm espaciados a 20 cm según el ACI-318.

Para controlar la fisuración en el alma, se consideran barras A63-42H de 8 mm de diámetro espaciadas cada 150 mm en las caras laterales del elemento, conforme las indicaciones de la sección 9.7.2.3 del ACI-318.

Finalmente, la Tabla A4.4 resume el porcentaje de utilización para la viga travesaño diseñada.

Tabla A4.4. Demanda y capacidad viga travesaño diseñada.

Elemento	Enfierradura	Demanda	Capacidad	D/C
Viga Travesaño	L. Inferior	6.9 [ton-m]	11.7 [ton-m]	59 %
	Transversal	12.8 [ton]	32.3 [ton]	39 %

- Viga Cabezal

Las propiedades para el diseño de la viga cabezal se resumen en la Tabla A4.5.

Tabla A4.5. Datos de diseño viga cabezal

Propiedad	Valor
Ancho viga [cm]	160
Altura viga [cm]	100
Recubrimiento libre [cm]	5
Fluencia acero [kg/cm^2]	4200
Resistencia hormigon [kg/cm^2]	250

Las Figuras A4.13, A4.14 y A4.15 muestran las mayores solicitaciones para las vigas cabezales de acuerdo con la modelación de la estructura isostática.

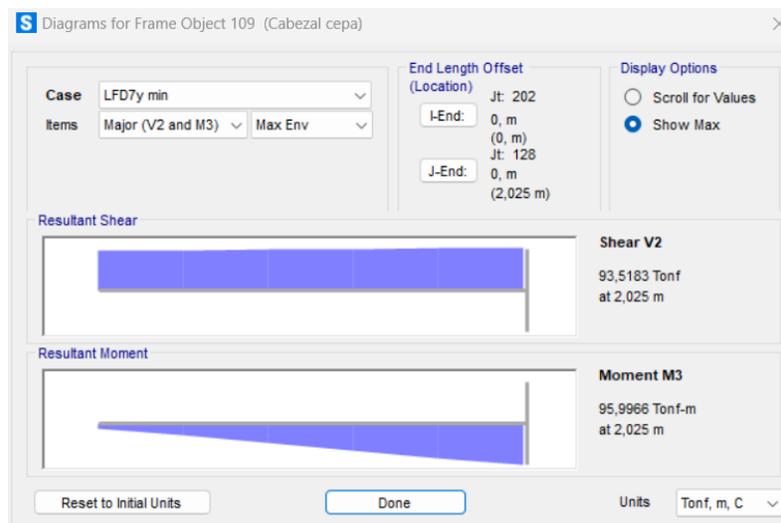


Figura A4.13. Momento máximo viga cabezal.

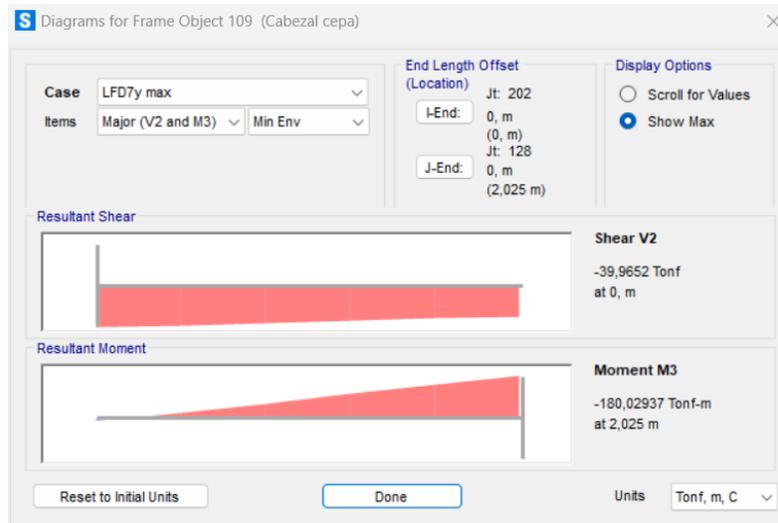


Figura A4.14. Momento mínimo viga cabezal.

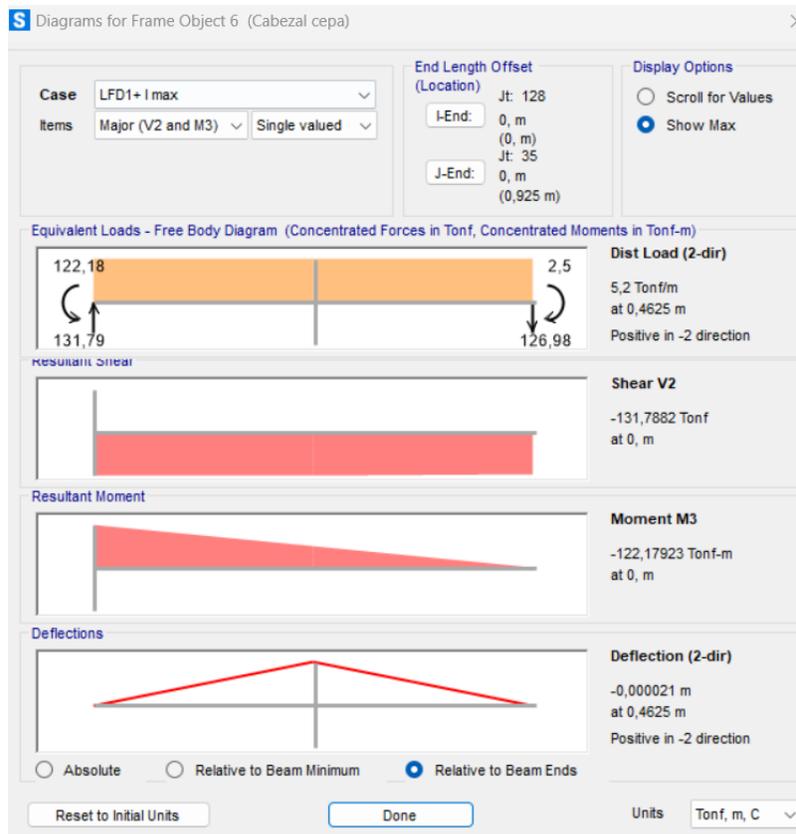


Figura A4.15. Corte máximo viga cabezal.

La viga cabezal presenta una sección transversal con una altura útil de 92.8 cm, por lo que el área requerida para satisfacer los momentos flexurales según la Ecuación A4.3 es la siguiente:

$$A_{s inferior} = 27.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s superior} = 53.24 \text{ cm}^2$$

De manera similar a la viga travesaño, los límites establecidos por la norma AASHTO (2002) para la sección transversal de la viga cabezal son los siguientes:

$$A_{s min} = 38.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s max} = 309.6 \text{ cm}^2$$

Lo anterior, se satisface con 8 barras de 25 mm para momento positivo y 11 barras de 25 mm para momento negativo. Sin embargo, para efectos prácticos, se disponen 11 barras A63-42H de 25 mm de diámetro en la cara superior e inferior.

Por otro lado, el área requerida para satisfacer la sollicitación de la viga a corte se calcula mediante la Ecuación A4.5.

$$A_v = 1,5 \text{ cm}^2$$

Si bien la enfierradura mínima a corte cumple con el área calculada. Se requiere emplear estribos dobles (4 piernas), ya el espaciamiento transversal no debe ser mayor a 60 cm según la tabla 9.7.6.2 del ACI-318. Por lo tanto, se consideran 2 estribos A63-42H de diámetro 10 mm espaciados a 20 cm de acuerdo con las disposiciones del capítulo 25 del ACI 318.

Adicionalmente, se colocan 3 barras A63-42H de diámetro 10 mm espaciadas a 20 cm en las caras laterales de la viga cabezal, pues el máximo espaciamiento del refuerzo superficial corresponde a 23 cm conforme las indicaciones de la tabla 24.3.2 del ACI-318.

Finalmente, la Tabla A4.6 resume el porcentaje de utilización para la viga cabezal diseñada.

Tabla A4.6. Demanda y capacidad viga cabezal diseñada.

Elemento	Enfierradura	Demanda	Capacidad	D/C
Viga Cabezal	L. Inferior	96 [ton-m]	182.5 [ton-m]	53 %
	L. Superior	180 [ton-m]	182.5 [ton-m]	99 %
	Transversal	131.8 [ton]	159 [ton]	83 %

- Viga de Amarre

Las propiedades para el diseño de la viga cabezal se resumen en la Tabla A4.7.

Tabla A4.7. Datos de diseño viga amarre

Propiedad	Valor
Ancho viga [cm]	140
Altura viga [cm]	150
Recubrimiento libre [cm]	5
Fluencia acero [kg/cm^2]	4200
Resistencia hormigon [kg/cm^2]	250

Las Figuras A4.16, A4.17 y A4.18 muestran las mayores solicitaciones para las vigas cabezales de acuerdo con la modelación de la estructura isostática.

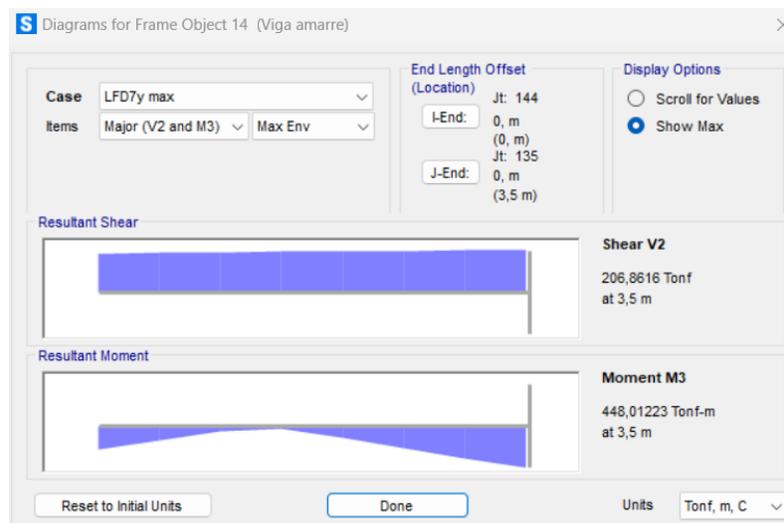


Figura A4.16. Momento máximo viga amarre.

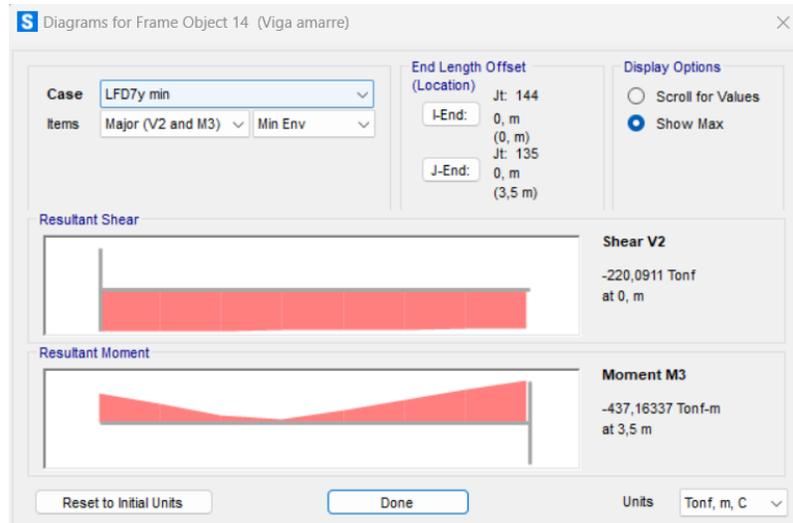


Figura A4.17. Momento mínimo viga amarre.

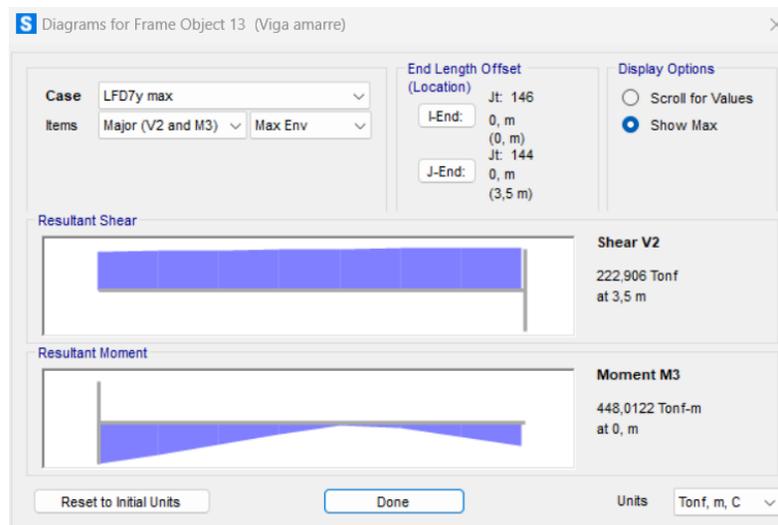


Figura A4.18. Corte máximo viga amarre.

La viga de amarre presenta una sección transversal con una altura útil de 142.4 cm, por lo que el área requerida para satisfacer los momentos flexurales según la Ecuación A4.3 es la siguiente:

$$A_{s \text{ inferior}} = 87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ superior}} = 84.75 \text{ cm}^2$$

Los límites establecidos por la norma AASHTO (2002) para la sección transversal de la viga de amarre son los siguientes:

$$A_{s\ min} = 50\ cm^2$$

$$A_{s\ max} = 406.4\ cm^2$$

Como el área requerida está dentro de los límites establecidos por la norma, se propone utilizar 11 barras A63-42H de 32 mm de diámetro en la cara superior e inferior del elemento con un espaciamiento de 9.28 cm.

Por otro lado, para estimar la cantidad de acero transversal se utiliza la Ecuación A4.5.

$$A_v = 3.11\ cm^2$$

Debido al área de acero requerida y las limitaciones del espaciamiento máximo de acuerdo con el ACI-318. Se requiere de un estribo doble A63-42H con diámetro 10 mm y espaciado a 20 cm.

Adicionalmente, se colocan 5 barras A63-42H de diámetro 10 mm espaciadas a 21.1 cm como refuerzo superficial, pues dicho valor cumple con el máximo indicado en a la tabla 24.3.2 del ACI-318.

Finalmente, la Tabla A4.8 resume el porcentaje de utilización para la viga de amarre diseñada.

Tabla A4.8. Demanda y capacidad viga amarre diseñada.

Elemento	Enfierradura	Demanda	Capacidad	D/C
Viga de Amarre	L. Inferior	448 [ton-m]	455.3 [ton-m]	98 %
	L. Superior	437 [ton-m]	455.3 [ton-m]	96 %
	Transversal	223 [ton]	223.9 [ton]	99.6 %

ANEXO 4.2 Cubicación de materiales

En este anexo se presenta la cubicación realizada en Microsoft Excel para el análisis comparativo de ambos puentes. La Tabla A4.9 muestra los precios de los materiales de los elementos considerados, de acuerdo al precio aproximado obtenido a partir de diferentes proyectos de puentes de la Dirección de Vialidad de la Región del Biobío.

Tabla A4.9. Precios unitarios materiales de ambos puentes.

Material	Unidad	Precio unitario
Hormigón G-25	m ³	\$139.990
Hormigón G-55	m ³	\$179.483
Acero A63-42H	kg	\$1.434
Acero 270 ksi	kg	\$3.568

A4.2.1 Superestructuras

Las Tablas A4.10 y A4.11 muestran la cubicación de la superestructura del puente 486-ES Laraquete y la del puente con vigas isostáticas respectivamente.

Tabla A4.10. Cantidades y costos superestructura puente 486-ES Laraquete.

ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (\$)	TOTAL (\$)
1	BARRERAS				
1.1	hormigón G-25	m3	15	\$139.990	\$2.048.569,6
1.2	Acero A63-42H	kg	5510	\$1.434	\$7.900.842,9
2	LOSA				
2.1	hormigón G-25	m3	251	\$139.990	\$35.169.295,7
2.2	Acero A63-42H	kg	29184	\$1.434	\$41.850.209,9
					\$86.968.918,1

Tabla A4.11. Cantidades y costos superestructura puente con vigas isostáticas.

ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (\$)	TOTAL (\$)
1	BARRERAS				
1.1	hormigón G-25	m3	15	\$139.990	\$2.048.569,6
1.2	Acero A63-42H	kg	5510	\$1.434	\$7.900.842,9

Tabla A4.11. Cantidades y costos superestructura puente con vigas isostáticas (continuación).

ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (\$)	TOTAL (\$)
2	LOSA				
2.1	hormigón G-25	m3	122	\$139.990	\$17.101.248,4
2.2	Acero A63-42H	kg	12309	\$1.434	\$17.651.756,3
3	VIGAS PRINCIPALES				
3.1	hormigón G-55	m3	40	\$179.483	\$7.127.269,9
3.2	Acero 270 ksi	kg	2660	\$3.568	\$9.491.789,1
3.3	Acero A63-42H	kg	6196	\$1.434	\$8.884.582,0
4	TRAVESAÑOS				
4.1	hormigón G-25	m3	10,0	\$139.990	\$1.399.713,8
4.2	Acero A63-42H	kg	602	\$1.434	\$863.162,0
					\$72.468.934,1

A4.2.2 Infraestructuras

De manera similar, las Tablas A4.12 y A4.13 representan los valores obtenidos para la infraestructura de cada puente analizado.

Tabla A4.12. Cantidades y costos infraestructura puente 486-ES Laraquete

ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (\$)	TOTAL (\$)
1	VIGAS CABEZAL				
1.1	hormigón G-25	m3	27	\$105.247	\$2.853.540,9
1.2	Acero A63-42H	kg	556	\$1.434	\$797.004,8
2	COLUMNAS				
2.1	hormigón G-25	m3	10	\$105.247	\$1.053.826,0
2.2	Acero A63-42H	kg	3602	\$1.434	\$5.165.112,2
3	VIGAS DE AMARRE				
3.1	hormigón G-25	m3	103	\$105.247	\$10.832.442,2
3.2	Acero A63-42H	kg	7464	\$1.434	\$10.702.988,4
4	MUROS ESTRIBOS				
4.1	hormigón G-25	m3	93,4	\$105.247	\$9.824.811,7
4.2	Acero A63-42H	kg	8942	\$1.434	\$12.822.280,5
5	PILOTES				
5.1	hormigón G-25	m3	302,4	\$105.247	\$31.824.408,2
5.2	Acero A63-42H	kg	39072	\$1.434	\$56.029.700,5
					\$141.906.115,3

Tabla A4.13. Cantidades y costos infraestructura puente con vigas isostáticas.

ITEM	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (\$)	TOTAL (\$)
1	LLAVES DE CORTE				
1.1	hormigón G-25	m3	25,9	\$139.990	\$3.621.014,9
1.2	Acero A63-42H	kg	232	\$1.434	\$332.073,5
2	VIGAS CABEZAL				
2.1	hormigón G-25	m3	35	\$139.990	\$4.860.452,8
2.2	Acero A63-42H	kg	2524	\$1.434	\$3.620.116,2
3	COLUMNAS				
3.1	hormigón G-25	m3	6	\$139.990	\$876.487,0
3.2	Acero A63-42H	kg	3559	\$1.434	\$5.103.786,4
4	VIGAS DE AMARRE				
4.1	hormigón G-25	m3	39	\$139.990	\$5.468.009,4
4.2	Acero A63-42H	kg	4430	\$1.434	\$6.352.492,6
5	MUROS ESTRIBOS				
5.1	hormigón G-25	m3	297,8	\$139.990	\$41.690.449,9
5.2	Acero A63-42H	kg	14057	\$1.434	\$20.158.071,3
6	PILOTES				
6.1	hormigón G-25	m3	559,8	\$139.990	\$78.370.855,2
6.2	Acero A63-42H	kg	91533	\$1.434	\$131.257.890,5
					\$301.711.699,6

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO**

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Nicolás González Sutter
Título de la memoria : Diseño alternativo del puente 486-ES Laraquete considerando una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado.

Fecha de la presentación oral :

Profesor(es) Guía : Dr. Patricio Cendoya H.

Profesor(es) Revisor(es) : Dr. Rodrigo Silva M.

Concepto :

Calificación :

Resumen

El presente estudio se enfoca en el diseño alternativo del puente 486-ES Laraquete considerando una configuración de vigas isostáticas de hormigón pretensado. Los objetivos principales están orientados en diseñar de manera completa el puente y analizar comparativamente la tipología diseñada v/s la existente.

La caracterización del puente con vigas isostáticas se realiza a partir de la información disponible del puente 486-ES Laraquete. La modelación considera las mismas cargas estáticas que el puente existente, mientras que las cargas dinámicas se cuantifican a través de un análisis modal espectral de la estructura de acuerdo al manual de carreteras (2021). El diseño de los elementos estructurales se realiza según las disposiciones actuales del manual de carreteras (2021) y las indicaciones de la norma AASHTO Standard (2002).

Del análisis comparativo, se observan ventajas por parte de la superestructura del puente con vigas isostáticas debido que al tener juntas de dilatación y apoyos elastoméricos, la superestructura es capaz de disipar energía proveniente de las cargas dinámicas y trabajar a tensiones potencialmente más bajas que la estructura existente. No obstante, los costos asociados a los materiales de la configuración de vigas isostáticas supera en un 39% los costos asociados a los materiales del puente original.