



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

## VIGAS DE ACERO CON ALA TUBULAR PARA PUENTES EN CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GABRIELA BELÉN TOLEDO PÉREZ

PROFESOR GUÍA:  
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
PEDRO ASTABURUAGA GUTIÉRREZ  
FRANCISCO HERNANDEZ PRADO

SANTIAGO DE CHILE

2022

## VIGAS DE ACERO CON ALA TUBULAR PARA PUENTES EN CHILE

En Chile, estructuras tales como los puentes son necesarias para poder establecer conexiones a lo largo de la compleja geografía del país. En el caso nacional, dentro de las estructuras más frecuentes de puentes se encuentran losas de hormigón y vigas de hormigón (postensado o pretensado) o vigas de acero.

En este trabajo se estudian vigas de acero con ala tubular, las cuales son una configuración novedosa estudiada inicialmente en Estados Unidos. Entre sus principales ventajas se tiene que presentan una mayor resistencia al pandeo, gran rigidez torsional, menores deflexiones, rotaciones y tensiones de su sección transversal, y una reducción de la esbeltez de su alma en comparación a vigas I de acero convencionales.

A lo largo de este trabajo se desarrolla una metodología de diseño estándar para este tipo de vigas, tomando finalmente una configuración como caso de aplicación para evaluar la posibilidad de utilizar esta sección en el país como una alternativa a las vigas IN o HN convencionales.

Dentro de los resultados encontrados se puede ver que un perfil con alas tubulares posee una mejor respuesta que un perfil I convencional con características similares. Además, se corrobora que el perfil estudiado cumple con la normativa empleada en el trabajo.

# Tabla de Contenido

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	3
1.2.1. Objetivos específicos . . . . .	3
1.3. Organización . . . . .	3
<b>2. Antecedentes</b>	<b>4</b>
2.1. Introducción . . . . .	4
2.2. Glosario de términos . . . . .	4
2.3. Normas y manuales de diseño . . . . .	5
2.3.1. AASHTO LRFD 2012 . . . . .	5
2.3.2. Manual de carreteras . . . . .	11
2.3.2.1. Generalidades . . . . .	12
2.3.2.2. Diseño sísmico . . . . .	13
2.3.3. Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes . . . . .	23
2.3.3.1. Metodología de cálculo para el diseño . . . . .	23
2.3.3.1.1 Cargas de cálculo . . . . .	23
2.3.3.1.2 Vigas de acero con losa colaborante . . . . .	24
2.3.4. Eurocódigo . . . . .	25
2.4. Estudios previos . . . . .	27
2.4.1. Estudios analíticos y numéricos . . . . .	28
2.4.1.1. Vigas de ala tubular . . . . .	28
2.4.1.1.1 Vigas TFG . . . . .	29
2.4.1.1.2 Vigas CHTFG . . . . .	40
2.4.1.2. Puentes curvos . . . . .	41
2.4.2. Estudios experimentales . . . . .	43
2.4.2.1. Vigas TFG . . . . .	43
2.4.2.2. Puentes curvos . . . . .	44
2.5. Antecedentes sísmicos . . . . .	46
2.5.1. Respuesta sísmica en puentes: Caso chileno . . . . .	46
2.5.2. Respuesta sísmica de puentes curvos . . . . .	46
<b>3. Metodología de diseño estándar</b>	<b>48</b>
3.1. Características generales del puente . . . . .	48
3.2. Elección del perfil . . . . .	49
3.2.1. Identificación de propiedades geométricas . . . . .	49
3.2.2. Verificaciones normativas y propuestas en estudios previos . . . . .	50

3.2.2.1.	Verificaciones AASHTO . . . . .	50
3.2.2.2.	Verificaciones investigaciones previas . . . . .	50
3.3.	Identificación de las cargas solicitantes . . . . .	51
3.3.1.	Cargas permanentes . . . . .	51
3.3.2.	Cargas vivas . . . . .	51
3.3.2.1.	Vías de tránsito . . . . .	52
3.3.2.2.	Impacto . . . . .	52
3.3.2.3.	Carga móvil peatonal . . . . .	52
3.3.2.4.	Cargas móviles . . . . .	52
3.3.2.4.1	Presencia múltiple de carga viva . . . . .	53
3.3.2.4.2	Coficiente de distribución . . . . .	54
3.3.2.5.	Carga de Viento: WL y WS . . . . .	54
3.3.2.5.1	Presión horizontal del viento . . . . .	54
3.3.2.5.2	Presión vertical del viento . . . . .	55
3.3.2.6.	Carga de fatiga . . . . .	56
3.3.3.	Estados límite . . . . .	56
3.4.	Cálculo de resistencia según normativa y estudios previos . . . . .	58
3.4.1.	Cálculo de los esfuerzos . . . . .	59
3.4.2.	Sección compuesta . . . . .	59
3.4.2.1.	Esfuerzos para las secciones el flexión positiva . . . . .	60
3.5.	Estados límite . . . . .	60
3.5.1.	Durante la construcción . . . . .	60
3.5.2.	Estado límite de Servicio . . . . .	62
3.5.2.1.	Sección compacta o no compacta . . . . .	62
3.5.3.	Resistencia . . . . .	63
3.5.4.	Fractura y fatiga . . . . .	63
3.6.	Diseño de los diafragmas . . . . .	64
3.7.	Verificación de los límites proporcionales de la sección . . . . .	65
3.8.	Verificación de deformaciones . . . . .	66
<b>4.</b>	<b>Caso de aplicación</b> . . . . .	<b>67</b>
4.1.	Diseño de la viga . . . . .	67
4.1.1.	Selección del perfil . . . . .	68
4.1.2.	Identificación cargas solicitantes . . . . .	68
4.1.2.1.	Cargas muertas . . . . .	69
4.1.2.2.	Cargas vivas . . . . .	69
4.1.3.	Diafragmas . . . . .	69
4.2.	Modelación SAP2000 . . . . .	70
4.2.1.	Definición del Modelo . . . . .	70
4.2.2.	Resultados . . . . .	74
4.2.2.1.	Estado límite de Servicio II . . . . .	75
4.2.2.2.	Estado límite de Resistencia . . . . .	77
4.2.2.3.	Estado límite durante la construcción . . . . .	79
4.2.2.4.	Estado límite de fractura y fatiga . . . . .	82
4.2.2.5.	Caso sísmico . . . . .	83
4.2.3.	Viga I convencional . . . . .	85
4.2.3.1.	Sobrecarga vehicular . . . . .	85

4.2.3.2.	Estado límite de Servicio II . . . . .	86
4.2.3.3.	Estado límite de Resistencia . . . . .	87
4.2.3.4.	Estado límite durante la construcción . . . . .	89
4.2.3.5.	Estado límite de fractura y fatiga . . . . .	90
4.2.3.6.	Caso sísmico . . . . .	91
4.2.4.	Análisis, discusión y evaluación de diseño . . . . .	93
4.3.	Análisis de estabilidad en flexión para la sección en estudio . . . . .	95
4.3.1.	Análisis, discusión y comensarios sobre los resultados . . . . .	97
<b>5.</b>	<b>Resultados y Conclusiones</b>	<b>99</b>
	<b>Bibliografía</b>	<b>102</b>
<b>6.</b>	<b>Anexos</b>	<b>105</b>
	<b>Anexo A. Cálculos realizados</b>	<b>106</b>
A.1.	Memoria de cálculo . . . . .	106
	<b>Anexo B. Diagrama Metodología</b>	<b>116</b>
	<b>Anexo C. Detalles SAP2000</b>	<b>118</b>
C.1.	Detalle elementos y puntos del modelo SAP2000 vigas TFG2 . . . . .	118
C.2.	Propiedades secciones utilizadas . . . . .	119

# Índice de Tablas

2.1.	Anchos mínimos de tableros en puentes y pasos superiores (Tabla 3.1003.101.A Manual de Carreteras V3) . . . . .	12
2.2.	Valor de Aceleración máxima del suelo para suelo duro $a_0$ . Comparación con valor aceleración efectiva máxima $A_0$ (Tabla 3.1004.303.A del Manual de Carreteras, versión Junio 2021 [11]) . . . . .	14
2.3.	Peligro de socavación sísmica, PSS (Tabla 3.1004.303.A del Manual de Carreteras)	14
2.4.	Categoría de comportamiento sísmico (CCS) (Tabla 3.1004.307.A del Manual de Carreteras) . . . . .	15
2.5.	Coefficiente del suelo, S (Tabla 3.1004.308.A del Manual de Carreteras) . . . . .	16
2.6.	Coefficiente de importancia, $K_1$ (Tabla 3.1004.309(1).A) . . . . .	17
2.7.	Constantes espectrales $T_1$ y $K_2$ (Tabla 3.1004.309(2).A) . . . . .	18
2.8.	Factores de modificación de respuesta (R) Tabla 3.1004.310.A del Manual de carreteras [11]. Siendo $R_L$ el factor R a utilizar en el eje longitudinal de la estructura y $R_T$ el factor R a utilizar en el eje transversal. . . . .	20
3.1.	Extracto Tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO [8] Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante . . . . .	49
3.2.	Cargas a utilizar . . . . .	51
3.3.	Pesos unitarios recomendados para calcular la carga muerta (Manual ICHA) . . . . .	51
3.4.	Incremento por efectos dinámicos . . . . .	52
3.5.	Factor de presencia múltiple, m . . . . .	53
3.6.	Valores de $V_0$ y $Z_0$ para varias condiciones de superficie aguas arriba (Tabla 3.8.1.1-1 de la AASHTO) . . . . .	54
3.7.	Presiones básicas, $P_B$ , correspondiente a $V_B = 100$ mph (Tabla 3.8.1.2.1-1 de la AASHTO) . . . . .	55
3.8.	Fracción de tráfico de camiones en un carril único, p (Tabla 3.6.1.4.2-1 de la norma) . . . . .	56
3.9.	Fracción de camiones en trafico, f (Tabla C3.6.1.4.2-1 de la norma) . . . . .	56
3.10.	Combinaciones de Carga y factores de carga (Extracto Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO) . . . . .	57
3.11.	Extracto Tabla 3.2.1-2 de la norma: Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$ . . . . .	57
3.12.	Relación modular para transformar el tablero de hormigón . . . . .	60
3.13.	Constante A según categoría detallada (Tabla 6.6.1.2.5-1 de la norma) . . . . .	64
4.1.	Geometría diafragmas utilizados para el caso de aplicación (Unidades en milímetros) . . . . .	70
4.2.	Propiedades sección viga TFG2 (en mm) . . . . .	71
4.3.	Propiedades sección TFG2 computadas a mano . . . . .	71
4.4.	Dimensiones viga caso de aplicación (en mm) . . . . .	71

4.5.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para la sobre carga vehicular . . . . .	74
4.6.	Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para la sobrecarga vehicular (Unidades en MPa) . . . . .	75
4.7.	Desplazamientos máximos para la sobrecarga vehicular . . . . .	75
4.8.	Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite	75
4.9.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. .	76
4.10.	Verificaciones para el Estado Límite de Servicio (Unidades en MPa) . . . . .	76
4.11.	Desplazamientos máximos para el estado límite de servicio II . . . . .	77
4.12.	Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite de Resistencia I . . . . .	77
4.13.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite de Resistencia I. . . . .	77
4.14.	Verificaciones para el Estado Límite de Resistencia I . . . . .	78
4.15.	Desplazamientos máximos para el estado límite de resistencia I . . . . .	78
4.16.	Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite de resistencia III . . . . .	78
4.17.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite de resistencia III. . . . .	79
4.18.	Verificaciones para el Estado Límite de Resistencia III . . . . .	79
4.19.	Desplazamientos máximos para el estado límite de resistencia III . . . . .	79
4.20.	Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite	79
4.21.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite durante la construcción . . . . .	80
4.22.	Verificaciones para el Estado Límite durante la construcción (Resistencia a la flexión) . . . . .	80
4.23.	Verificaciones para el Estado Límite durante la construcción (Resistencia al corte)	81
4.24.	Desplazamientos máximos para el estado límite durante la construcción . . . .	81
4.25.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el estado límite de fractura y fatiga . . . . .	82
4.26.	Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para el estado límite de fractura y fatiga (Unidades en MPa) . . . . .	82
4.27.	Desplazamientos máximos para el estado límite de fractura y fatiga . . . . .	82
4.28.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección X . . . . .	83
4.29.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección X . . . . .	83
4.30.	Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección X . . . . .	84
4.31.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección Y . . . . .	84
4.32.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección Y . . . . .	84
4.33.	Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección Y . . . . .	85
4.34.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para la sobre carga vehicular (Viga I convencional) . . . . .	85
4.35.	Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para la sobrecarga vehicular para la viga I convencional(Unidades en MPa) . . . . .	85

4.36.	Desplazamientos máximos para la sobrecarga vehicular (Viga I convencional)	86
4.37.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Servicio II (Viga I convencional)	86
4.38.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.	86
4.39.	Desplazamientos máximos para el Estado límite de Servicio II (Viga I convencional)	87
4.40.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Resistencia I (Viga I convencional)	87
4.41.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.	88
4.42.	Desplazamientos máximos para el Estado límite de Resistencia I (Viga I convencional)	88
4.43.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Resistencia III (Viga I convencional)	88
4.44.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.	89
4.45.	Desplazamientos máximos para el Estado límite de Resistencia III (Viga I convencional)	89
4.46.	Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite	89
4.47.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite durante la construcción (Viga I convencional)	90
4.48.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Fractura y Fatiga (Viga I convencional)	90
4.49.	Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para EL de Fractura y Fatiga para la viga I convencional (Unidades en MPa)	90
4.50.	Desplazamientos máximos para el Estado límite de Fractura y Fatiga (Viga I convencional)	91
4.51.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)	91
4.52.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)	91
4.53.	Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)	92
4.54.	Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)	92
4.55.	Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)	92
4.56.	Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)	93

# Índice de Ilustraciones

1.1.	Configuraciones vigas I . . . . .	2
2.1.	Principales componentes de un puente [11] . . . . .	12
2.2.	Definición de los tipos de suelos de fundación (Tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras) . . . . .	16
2.3.	Periodos fundamentales de puentes fundados en forma directa o sobre pilores .	19
2.4.	Guía rápida de uso del Euro código para estructuras de acero [9] . . . . .	26
2.5.	Esquemas para los diafragmas para el prototipo [5] . . . . .	39
2.6.	Muestra de ensayo [26] . . . . .	44
2.7.	Configuración ensayo D. Linzell, R. T. Leon & A. H. Zureick3 [27]) . . . . .	45
2.8.	Condiciones de borde para ecuaciones previas (Ecuación 2.48) . . . . .	45
2.9.	Configuración experimento/ Medición del desplazamiento[23] . . . . .	45
2.10.	Elevación y desviación hacia el exterior en un soporte extremo interior [7] . . .	47
3.1.	Características del camión de diseño (Figura 3.6.1.2.2-1 de la AASHTO) . . . .	53
3.2.	Sección transversal para el sistema de un puente de 3 vigas [2] . . . . .	65
4.1.	Sección transversal viga TFG2 en SAP2000 . . . . .	70
4.2.	Modelo caso de aplicación en SAP2000 . . . . .	72
4.3.	Sección transversal del modelo para caso de aplicación en SAP2000 . . . . .	72
4.4.	Propiedades elemento link . . . . .	72
4.5.	Condiciones de borde . . . . .	73
4.6.	Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal . . . . .	76
4.7.	Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal . . . . .	80
4.8.	Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal de una viga I convencional . . . . .	87
4.9.	Viga sometida a momentos iguales en sus apoyos . . . . .	96
4.10.	Viga sometida a doble curvatura . . . . .	96
4.11.	Viga sometida a momentos iguales en sus apoyos para sección de viga I convencional . . . . .	97
4.12.	Viga sometida a doble curvatura para sección de viga I convencional . . . . .	97
B.1.	Diagrama de flujo para el diseño . . . . .	116
C.1.	Numeración de elementos TFG tipo “frame” presentes en el modelo. Vista en planta. . . . .	118
C.2.	Numeración de los puntos presentes en las vigas TFG del modelo. Vista en planta.	119
C.3.	Propiedades perfil TFG2 . . . . .	119
C.4.	Propiedades perfil IG . . . . .	120

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

En Chile, estructuras tales como los puentes se hacen necesarias debido a la geografía del país, de manera tal que este posea la conectividad óptima para su desarrollo (actualmente en el país existen más de 6500 de puentes de los cuales 1000 poseen una luz entre 20 y 40 metros) [1]. Dentro de los elementos a diseñar en un puente se destacan las vigas, las cuales son principalmente tanto de hormigón, pre-tensado o post-tensado, como de acero.

En el último tiempo se ha aumentado el uso del acero estructural debido a sus propiedades como son su ductilidad, resistencia al desgaste, alta resistencia a la tracción, dureza, maleabilidad, tenacidad, fácil construcción y propiedades de prefabricación en maestranzas, entre otras. Así, dentro del trabajo se decide utilizar vigas de acero.

De igual forma, otra elección por realizar al momento de diseñar un puente es el tipo de sección transversal que se utilizará en sus vigas, las cuales se asocian directamente con las sollicitaciones que éstas deberán resistir. A medida que la ingeniería avanza, también lo hacen sus exigencias. La construcción de puentes ya no solo se ve con un objetivo estructural, sino que también arquitectónico. Ha aumentado la demanda por este tipo de estructuras, lo que genera en algunos casos mayor exigencia en las vigas que las conforman.

En el caso de puentes curvos, su curvatura horizontal provoca una torsión significativa al sistema de vigas del puente, lo que se traduce en una flexión y torsión combinadas en la viga, grandes fuerzas en los marcos transversales e interacciones complejas entre las componentes de este sistema [2]. Cabe destacar que el problema existente en los puentes curvos en planta es que se genera una torsión del tablero, no necesariamente una torsión de la sección transversal del mismo. Es decir, una carga excéntrica en el sentido longitudinal incrementa la flexión y, de este modo, la torsión de la sección transversal se genera pues el plano de cargas verticales no coincide con el centro de corte.

Utilizar una viga I individual puede desarrollar grandes esfuerzos torsionales y desplazamientos debido a la torsión o alabeo causada por la curvatura del puente. Por otro lado, utilizar una viga con sección cajón, la cual es una sección cerrada que tiene una resistencia torsional relativamente grande, se traduciría en desarrollar una distorsión de su sección transversal importante. De esta forma, se utilizan diafragmas internos y atiesadores para

mantener la forma de cajón, lo cual hace complicada su construcción. [2].

Así, nace la idea de utilizar una viga de sección I con alas tubulares, ya que estas presentan un comportamiento mejorado que puede ser utilizado para simplificar y agilizar el proceso de detallamiento, fabricación, manejo, y montaje de un puente de acero curvo para carreteras. Para puentes curvos, existen distintas configuraciones de vigas I que se han estudiado dentro de los últimos años como por ejemplo las vigas I de acero con alas tubulares (TFG2) [2], las vigas I de acero con su ala superior tubular y su ala inferior plana (TFG1) [3], las vigas I de acero con ala tubular superior rellena de hormigón [4], entre otras.

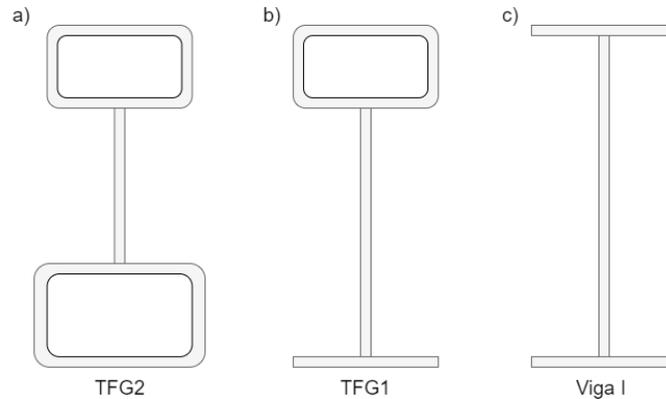


Figura 1.1: Configuraciones vigas I

En este estudio se analizan vigas I de acero de ala tubular en configuraciones como se ilustra en la Figura 1.1. En Estados Unidos se han realizado diversos estudios sobre el tipo de secciones previamente mencionadas, mostrando sus ventajas tales como su mayor resistencia al pandeo [5] o su gran rigidez flexo-torsional [6], además de que poseen menores deflexiones, rotaciones de la sección transversal y tensiones con respecto a una viga I convencional [2], y que la esbeltez del alma también se ve reducida en comparación a vigas I de acero convencionales [5].

Cabe destacar que el diseño de puentes debe incluir un diseño sísmico. Estudios previos han demostrado que puentes curvos, los cuales entran dentro de las posibles configuraciones para las vigas a estudiar, se han comportado de buena forma ante eventos sísmicos, mas es importante tener en cuenta el radio de curvatura del puente y las juntas de dilatación que este posee para mitigar la respuesta externa que este posea [7].

Este trabajo busca explorar si que las vigas I de acero con ala tubular poseen aplicación práctica en Chile y si su uso resulta ventajoso. Para esto, se hace uso tanto de códigos normativos internacionales como nacionales, además de estudios previos realizados sobre este tipo de miembro estructural para elaborar una metodología de diseño estándar con respecto a las vigas en estudio. De esta forma, se elige una configuración específica a ser diseñada y luego se modela para analizar su comportamiento.

## 1.2. Objetivos

El objetivo general de este trabajo de título es evaluar, mediante la elaboración de una metodología de diseño estándar, la aplicación de vigas I de acero con ala tubular para puentes.

### 1.2.1. Objetivos específicos

Los objetivos específicos de este trabajo son los siguientes:

- Realizar un desarrollo teórico-conceptual sobre la aplicabilidad de vigas I curvas con alas tubulares para puentes.
- Identificar ventajas y desventajas de este tipo de vigas con respecto a las vigas de acero I convencionales.
- Ver secciones preferentes para el diseño en Chile.

## 1.3. Organización

A continuación se presenta el contenido de cada capítulo.

- **Capítulo 1: Introducción**

Se realiza una breve introducción al tema a tratar durante el trabajo de título.

- **Capítulo 2: Alcances**

Se presenta un resumen sobre las investigaciones previas consultadas para el trabajo. Al comienzo del capítulo se introduce a los conceptos básicos tratados en el presente estudio. Luego, se dividen los estudios revisados en dos sub secciones: “Normas y manuales de diseño” y “Estudios previos”.

En la primera sub sección se mencionan de forma general las normas internacionales AASHTO LRFD 2012 [8], y Eurocódigo [9], y los manuales de diseño nacionales “Manual de diseño de superestructuras de acero para puentes” [10] y “Manual de carreteras” [11]. En la segunda sub sección se mencionan investigaciones previas separándolas según si corresponden a estudios analíticos o ejemplos numéricos.

- **Capítulo 3: Metodología de diseño estándar**

Se detallan los pasos a seguir para el diseño de las vigas estudiadas, aplicando tanto lo visto en estudios previos como la normativa tanto nacional y internacional.

- **Capítulo 4: Caso de aplicación**

A partir de la metodología previamente explicitada, se lleva a cabo un caso de aplicación para ver la conveniencia de este tipo de vigas a nivel nacional.

- **Capítulo 5: Resultados y Conclusiones**

Se presentan las principales conclusiones del trabajo.

# Capítulo 2

## Antecedentes

### 2.1. Introducción

Dentro de los documentos consultados para el presente trabajo de título se encuentra textos sobre normativa, tanto internacional como nacional, e investigaciones, tanto experimentales como numéricas y analíticas. A continuación, se presenta un resumen de toda la información revisada y recopilada, relevante para el tema en estudio.

### 2.2. Glosario de términos

A modo general, un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo de modo de dar continuidad a una vía. Constan fundamentalmente de dos partes:

- La **Superestructura**, la cual esta conformada por un tablero que soporta directamente las cargas que pasan sobre el puente; vigas, armaduras (en el caso de ser de hormigón), o todo elemento tal que transmita las cargas del tablero a los apoyos.
- La **Infraestructura**, conformada por pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y las fundaciones, las cuales se encargan de transmitir al suelo los esfuerzos.

A continuación se presentan algunas definiciones de los distintos temas abordados en el documento:

- Puente esviado: puente que posee un ángulo entre los apoyos del sistema estructural de su tablero, por lo que este no posee ángulos rectos. De esta forma, en los puentes esviados existe un ángulo entre el apoyo y la línea normal a la línea central del puente.
- Puente curvo: puente que posee una curvatura en el plano horizontal.
- Travesaño o diafragma: Miembro transversal firme orientado verticalmente que conecta las vigas I adyacentes para transferir y distribuir las cargas verticales y laterales y para proporcionar estabilidad a las alas en compresión, a veces se utiliza para referirse tanto a los miembros transversales de alma sólida como a los marcos transversales.
- Arriostramiento: miembro destinado a arriostar un elemento principal o una parte de este contra un movimiento lateral.

- Juntas de expansión: elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, sismos u otras acciones. Deben proteger los cantos vivos y ser estancas para proteger los sistemas de apoyo.
- Existe una diferencia de concepto entre el término *viga* al traducirlo al español desde el inglés:
  - *Beam*: miembro estructural cuya función principal es transmitir las cargas al soporte principalmente a través de la flexión y el corte. Generalmente, este término se utiliza cuando la componente está hecha de formas laminadas.
  - *Girder*: componente estructural cuya función principal es resistir las cargas en flexión y en corte. Generalmente, este término se utiliza para las secciones fabricadas a partir de planchas soldadas.

## 2.3. Normas y manuales de diseño

A continuación se muestra una visión general de las ecuaciones para el diseño, los estados límite, las cargas, combinaciones de carga y cálculos importantes de los diseños de vigas I con ala tubular según la normativa y los manuales de diseño consultados para el trabajo.

### 2.3.1. AASHTO LRFD 2012

En el apéndice C6 de la sección 6 de la norma AASHTO LRFD [8] se señalan pasos básicos para el diseño de un puente de acero, mostrando en qué artículo de la norma se encuentran sus bases de diseño. A continuación, se muestra la base de diseño y los artículos de mayor importancia para el tema de trabajo.

#### C6.2 Consideraciones generales

##### A) Filosofía de diseño (1.3.1)

Los puentes se diseñarán para los estados límite especificados para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y seguridad y capacidad de servicio, teniendo en cuenta los aspectos de inspeccionabilidad, economía y estética.

Los estados límite especificados en el presente documento tienen como objetivo proporcionar un puente construible y capaz de proveer una vida de servicio, apto de soportar con seguridad las cargas de diseño durante una vida útil determinada.

##### B) Estados límite (1.3.2)

Cada componente y conexión deberá satisfacer la ecuación 2.1 (1.3.2.1-1 de la norma [8]) para cada estado límite, a menos que se especifique lo contrario. Todos los estados límites se deben considerar con igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.1)$$

Para cargas donde el máximo valor de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.2)$$

Para cargas donde el mínimo valor de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (2.3)$$

Donde:

- $\gamma_i$ : Factor de carga: un multiplicador basado en la estadística que se aplica a los efectos de la fuerza.
- $\phi$ : Factor de resistencia, un multiplicador basado en la estadística aplicado a la resistencia nominal.
- $\eta_i$ : Modificador de carga, factor relacionado con la ductilidad, la redundancia y la clasificación operativa
- $\eta_D$ : Factor relacionado con la ductilidad
- $\eta_R$ : Factor relacionado con la redundancia
- $\eta_I$ : Factor relacionado con la clasificación operativa
- $Q_i$ : Efecto de la fuerza
- $R_n$ : Resistencia nominal
- $R_r$ : Resistencia factorizada ( $\phi R_n$ )

Los puentes se diseñarán según los estados límite especificados para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y capacidad de servicio, teniendo en cuenta las cuestiones de inspeccionabilidad, economía y estética.

Los estados límites a tratar son:

- **Estado límite de servicio:** El estado límite de servicio se considera como restricciones de tensiones, deformaciones y anchura de las fisuras en condiciones normales de servicio.
- **Estado límite de fatiga y fractura:** El estado límite de fatiga se considera como restricciones en el rango de esfuerzos como resultado de una carga cíclica generada por un único camión de diseño que ocurre en el número de ciclos del rango de esfuerzos previstos.
- **Estado límite de resistencia:** El estado límite de resistencia se considera para garantizar que la resistencia y la estabilidad, tanto local como global, se proporcionan para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que un puente experimente en su vida de diseño.
- **Estado límite de eventos extremos:** El estado límite de evento extremo se tomará para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante un terremoto o inundación, o cuando sea colisionado por un navío, vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones de erosión.

La investigación sobre la constructibilidad también es requerida aunque esto no se identifica específicamente como un estado límite.

Las especificaciones AASHTO LRFD (2012) describen un conjunto de cargas y factores de carga para crear las combinaciones de cargas que deben considerarse para cada estado límite. Las combinaciones utilizadas en este trabajo, se mencionan a continuación.

- *Estado límite de servicio II*

$$1.00DC + 1.00DW + 1.30(LL + IM) \quad (2.4)$$

- *Estado límite de resistencia I*

$$1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) \quad (2.5)$$

- *Estado límite de resistencia III*

$$1.25DC + 1.5DW + 1.4WS \quad (2.6)$$

- *Estado límite de fatiga II*

$$0.75(LL + IM) \quad (2.7)$$

- *Estado límite de construcción*

$$1.5DC \quad (2.8)$$

Donde las especificaciones usan símbolos de 2 letras para diferenciar las cargas:

- DC: Carga muerta de las componentes estructurales y elementos adicionales
- DW: Carga muerta superpuesta de superficies de desgaste y servicios públicos
- LL: Carga viva creada por una combinación específica del camión de diseño y el diseño de las cargas de los carriles
- IM: IM es una carga dinámica permitida aplicada a LL
- WS: Viento sobre la estructura
- WL: Viento sobre la sobrecarga

C) Características de ubicación y diseño (2.3) (2.5) La elección de la ubicación de los puentes se respaldará con un análisis de las alternativas, teniendo en cuenta los aspectos económicos, de ingeniería, sociales y medioambientales así como los costes de mantenimiento e inspección asociados con las estructuras y con la importancia relativa de los aspectos mencionados.

La responsabilidad principal del ingeniero será velar por la seguridad del público. Además, se debe pensar en su vida de servicio, facilidad de construcción, costos del proyecto, estética, hidrología e hidráulica y su seguridad.

### **C6.3 Diseño de la superestructura**

A) Desarrollo de la sección general

- a) Ancho de la calzada (especificado por la carretera)
- b) Arreglos de la luz (2.3.2) (2.5.4) (2.5.5) (2.6)
- c) Selección del tipo de puente – Se asume que serán vigas I

B) Desarrollo de sección típica: Vigas I

a) Determinar si es compuesta (6.10.1.1) o no compuesta (6.10.1.2)

Por sección compuesta se entiende una sección con un tablero de hormigón que proporciona una acción compuesta probada y soporte lateral conectado a una sección de acero por medio de conectores a cortante diseñados de acuerdo con las disposiciones del artículo 6.10.10. En cambio, una sección no compuesta corresponde a secciones en las que el tablero de hormigón no está conectado a la sección de acero por medio de conectores a cortante.

b) Determinar si es híbrida o no híbrida (6.10.1.3)

Por una sección híbrida se entiende una sección de acero fabricada con un alma que tiene un límite elástico mínimo especificado inferior a una o ambas alas.

c) Ancho del alma variable, de existir (6.10.1.4)

d) Límites proporcionales de la sección transversal (6.10.2)

C) Diseño convencional del tablero de hormigón armado.

Diseño especificado en artículos (4.6.2.1), (9.7.1.1), (9.7.2), (9.7.3), (4.6.2.1), (3.6.1.3.3) (4.6.2.1.4) (4.6.2.1.5), (9.7.3.2), (A13.4) (3.6.1.3.4) y (6.10.1.7).

D) Selección de los factores resistentes.

Los factores para el estado límite de resistencia se obtienen del artículo (6.5.4.2)

E) Selección de los modificadores de carga.

Se seleccionan tanto para ductilidad, como para redundancia e importancia operacional según lo descrito en los artículos (1.3.3), (1.3.4) y (1.3.5), respectivamente.

F) Selección de las combinaciones de carga y los factores de carga, según el artículo (3.4.1)

- Estado límite de resistencia (6.5.4.1) (6.10.6.1) (6.11.6.1)

- Estado límite de servicio (6.10.4.2.1)

- Estado límite de fatiga y fractura (6.5.3)

G) Cálculo de los efectos de las fuerzas por cargas vivas

a) Selección de las cargas vivas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)

b) Presencia múltiple de cargas vivas (3.6.1.1.2)

c) Carga dinámica permitida (3.6.2)

d) Factores de distribución para el momento (4.6.2.2.2)

e) Factores de distribución para el corte (4.6.2.2.3)

f) Atiesadores (6.10.1.5)

g) Efectos del viento (4.6.2.7)

h) Reacciones de la sub-estructura (3.6)

H) Cálculo de los efectos por otras cargas identificadas en el paso C6.3.F

I) Diseño de las secciones requeridas – Ilustración para el diseño de vigas I

a) Diseño a la flexión

- i. Esfuerzos de la sección compuesta (6.10.1.1.1)
- ii. Esfuerzos del ala y momentos de flexión de los miembros (6.10.1.6)
  - El esfuerzo  $f_{bu}$  será determinado como el mayor valor del esfuerzo de compresión en toda la longitud no arriostrada en el ala considerada, calculada sin tener en cuenta la flexión lateral del ala.
  - El momento  $M_u$  se determinará como el mayor valor del momento flector en el eje mayor a lo largo de la longitud no arriostrada que provoca la compresión en el ala en cuestión.
  - El esfuerzo  $f_l$  se determinará como el mayor valor de la tensión debida a la flexión lateral en toda la longitud no arriostrada en la brida considerada.
- iii. Propiedades fundamentales de la sección (D6.1) (D6.2) (D6.3)
- iv. Constructibilidad (6.10.3)
  - General (2.5.3) (6.10.3.1)
  - Flexión (6.10.3.2) (6.10.1.8) (6.10.1.9) (6.10.1.10.1) (6.10.8.2) (A6.3.3 opcional)

La resistencia a la flexión especificada en términos de los esfuerzos del ala y basada en el pandeo flexo-torsional se toma como:

- Si  $L_b \leq L_p$ , entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

- Si  $L_p \leq L_b \leq L_r$ , entonces:

$$F_{nc} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{rc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc}$$

- Si  $L_b \geq L_r$ , entonces:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc}$$

Donde:

- $L_b$ : Longitud límite no arriostrada para alcanzar la resistencia flexural ( $R_b R_h F_{yc}$ ) bajo momento uniforme, dada por:

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

- $L_r$ : Longitud límite no arriostrada para lograr el inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme, incluyendo los efectos de las tensiones residuales del ala en compresión, dada por:

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

- $r_t$ : radio de giro efectivo para el pandeo flexo-torsional, dado por:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}$$

- $R_b$ : Factor híbrido. Se calcula según el artículo 6.10.1.10.1 de la norma AASHTO [8].
  - $R_h$ : Factor de carga del alma. Se calcula según el artículo 6.10.1.10.2 de la norma AASHTO [8].
  - Propiedades fundamentales de la sección (6.10.1.6)
  - Corte (6.10.3.3)
  - Colocación del tablero (6.10.3.4)
  - Deflexiones de la carga muerta (6.10.3.5)
- v. Estado límite de servicio (6.5.2) (6.10.4)

- Deformaciones elásticas (6.10.4.1)

Son aplicables las disposiciones del artículo 2.5.2.6 de la norma AASHTO [8], donde se muestran criterios opcionales sobre la deflexión causada por la carga viva y criterios sobre la relación luz-altura.

- Deformaciones permanentes (6.10.4.2)

Se aplica la combinación de cargas para el estado límite de servicio II especificado en la Tabla 3.4.1-1 de la norma [8].

Para el caso de flexión, las alas deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- Para el ala superior de acero de una sección compuesta:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (2.9)$$

- Para el ala inferior de una sección compuesta:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (2.10)$$

- Para ambas alas de una sección no compuesta:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf} \quad (2.11)$$

- vi. Estado límite de fatiga y fractura (6.5.3) (6.10.5)

Se aplica la combinación de cargas para el estado límite de fatiga especificado en la tabla 3.4.1-1 y la carga viva especificada en el artículo 3.6.1.4 de la norma. Los elementos sometidos a flexión deben ser investigados para el estado límite de fractura y fatiga como se especifica en las secciones 6.10 y 6.11 de la norma. Para puentes con vigas I curvas, se investigará el rango de esfuerzos de fatiga debido a la flexión del eje principal más la flexión lateral.

- vii. Estado límite de resistencia (6.5.4) (6.10.6)

b) Diseño al corte

- i. General (6.10.9.1)
- ii. Alma no atiesada (6.10.9.2)
- iii. Alma atiesada (6.10.9.3)
- iv. Diseño de atiesadores (6.10.11)

c) Conectores de corte (6.10.10)

J) Dimensiones y requerimientos detallados

a) Espesor del material (6.7.3)

b) Conexiones atornilladas (6.13.2)

c) Conexiones soldadas (6.13.3)

d) Resistencia a la ruptura del bloque (6.13.4)

e) Elementos de conexión (6.13.5)

f) Empalmes (6.13.6)

g) Placas de cubierta (6.10.12)

h) Diafragmas y marcos transversales (6.7.4)

Como mínimo, los diafragmas y los marcos transversales se diseñarán para transferir las cargas de viento de acuerdo con las disposiciones del artículo 4.6.2.7 y deberán cumplir todos los requisitos de esbeltez aplicables en el artículo 6.8.4 o el artículo 6.9.3. Los diafragmas y marcos transversales en los puentes curvados horizontalmente se considerarán como elementos primarios.

La separación,  $L_b$ , de los diafragmas intermedios o de los marcos transversales en los puentes de vigas en I curvadas horizontalmente no deberá exceder lo siguiente en el estado de montaje:

$$L_b \leq L_r \leq R/10 \quad (2.12)$$

Donde:

- $L_r$ : Longitud límite no arriostrada determinada a partir de Ecuación 6.10.8.2.3-5 (pies)
- R: radio mínimo de la viga dentro del panel (pies)

Para vigas I convencionales, los diafragmas o marcos transversales requieren una altura al menos 0.75 la altura del alma.

i) Arriostramiento lateral (6.7.5)

### 2.3.2. Manual de carreteras

El Manual de carreteras (MC) de la Dirección de Vialidad (DV) es un documento técnico que sirve de guía y marco de referencia para las diferentes acciones que son de competencia técnica del Servicio. Su objetivo final es otorgar un estándar técnico y de servicio mínimo en las carreteras y caminos de la DV.

La estructura del Manual está conformada por nueve volúmenes, acordes con las diferentes etapas y/o especialidades involucradas. En el presente estudio, se hace uso principalmente del Volumen N°3: “Instrucciones y Criterios de Diseño (MC-V3)” [11], en el cual se presentan los criterios básicos de diseño, geometría longitudinal, entre otras propiedades. Dentro del volumen se utiliza prioritariamente el capítulo 3.1000 “Puentes y estructuras afines”.

Según las clasificaciones establecidas en el Manual, los puentes pueden clasificarse de acuerdo a su longitud total, longitud de vano, calzada, objetivo, materiales y diseño o estructuración.

Según su longitud total, se puede considerar:

- Puentes menores  $10\text{ m} < L < 40\text{ m}$
- Puentes medianos  $40\text{ m} < L < 200\text{ m}$
- Puentes mayores  $L > 200\text{ m}$

A continuación, se presenta en la figura los elementos principales que posee la macroestructura de un puente:

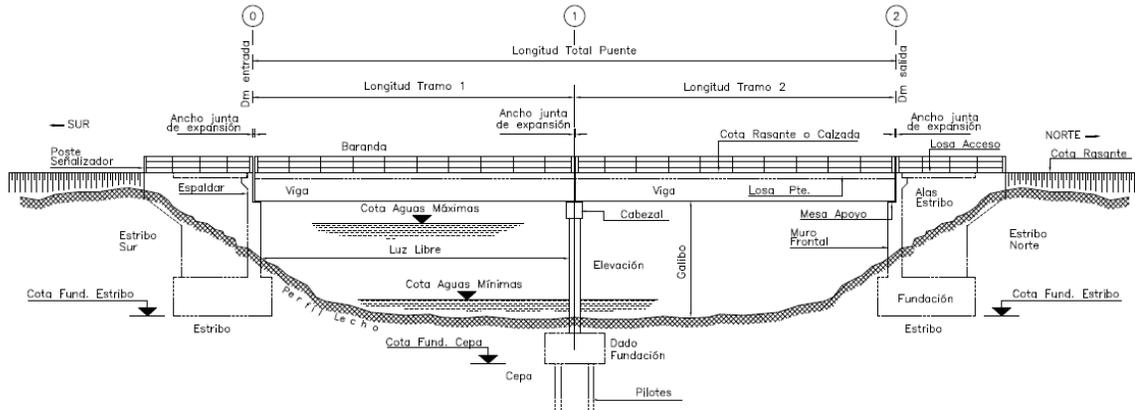


Figura 2.1: Principales componentes de un puente [11]

### 2.3.2.1. Generalidades

- **Ancho del tablero**

En la Tabla 2.1 se muestra el ancho mínimo del tablero según el lugar donde estará emplazado.

Tabla 2.1: Anchos mínimos de tableros en puentes y pasos superiores (Tabla 3.1003.101.A Manual de Carreteras V3)

Emplazamiento	Longitud [m]	Ancho del Tablero [m]
Puentes y Pasos en Zonas Rurales	$> 40$	$a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$ Si $a_p \leq 10m$ , se considera $a_p = 10m$
	$\leq 40$	$a_p + 2 \cdot a_{bv}$ Si $a_p \leq 10m$ , se considera $a_p = 10m$
Puentes y Pasos en Zonas Urbanas		$a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$ Si $a_p \leq 8m$ , se considera $a_p = 8m$

Donde:

- $a_p$ : Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, medianas, bermas y sobrecanchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de la plataforma.
- $a_{bv}$ : Ancho barrera vehicular [m].

- $b$ : Ancho en metros del pasillo peatonal  $\geq 1,5m$ .
- $a_{bp}$ : Ancho baranda peatonal [m].

- **Cargas**

En la sección 3 de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition (2002) se definen y detallan todas las cargas que se deben contemplar en el diseño de los puentes y obras afines, como éstas se deben combinar y como se deben distribuir en los tableros. Las estructuras se deben diseñar para soportar las siguientes cargas:

- Cargas permanentes: peso propio de la estructura, peso propio pavimento, pasillos, barandas y barreras, etc.
- Cargas vivas: cargas móviles de vehículos y peatones
- Efecto dinámico o impacto de las cargas móviles
- Cargas sísmicas (detalladas en la sección 2.3.2.2)
- Cargas de viento
- Presiones hidrodinámicas
- Otras cargas, cuando existe, tales como: fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, esfuerzos térmicos, subpresión, acortamiento elástico, esfuerzo de montaje.

- **Acero estructural**

Conforme a lo que se establece en la Tabla 10.2.A del capítulo 10 de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, o en la Tabla 6.4.1-1 de la sección 6 de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, el acero estructural deberá especificarse según la designación AASHTO M270, o ASTM A709 en grados 36, 50, 50W, HPS70W y 100/100W.

Los espesores mínimos del metal se especifican en el artículo 10.8 de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. No obstante lo anterior, en el manual de carreteras se hace alusión a otros espesores mínimos. En el caso de el alma, alas de vigas tipo IN en vigas principales se tiene un espesor mínimo de 12 [mm] para puentes y viaductos y 10 [mm] para pasarelas peatonales.

### 2.3.2.2. Diseño sísmico

Dentro de este apartado en el manual se establecen requisitos sísmicos mínimos para el diseño de puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas peatonales. Se aplica a estructuras que no excedan los 70 metros. Tampoco se aplica para estructuras tales como puentes colgantes, atirantados o en arco.

A continuación se presentan los aspectos más relevantes dentro de esta sección del manual de carreteras:

- **Aceleración máxima efectiva del suelo,  $A_0$**

Para obtener la aceleración efectiva máxima del suelo,  $A_0$ , se utiliza la Tabla 2.2 de acuerdo con la zonificación sísmica, la cual es igual a la considerada por la norma NCh433 [12].

Tabla 2.2: Valor de Aceleración máxima del suelo para suelo duro  $a_0$ . Comparación con valor aceleración efectiva máxima  $A_0$  (Tabla 3.1004.303.A del Manual de Carreteras, versión Junio 2021 [11])

Zona sísmica	$a_0$	$A_0$
1	0.30g	0.20g
2	0.40g	0.30g
3	0.50g	0.40g

- **Clasificación por importancia**

Se utiliza un coeficiente de importancia, CI, que será calificado por la Dirección de Viabilidad, deberá ser considerado para los puentes, pasos desnivelados y pasarelas ubicados en las zonas sísmicas 2 y 3, según el siguiente criterio:

- Puentes y estructuras esenciales: CI=I
- Otros puentes y estructuras: CI=II

- **Peligro de socavación sísmica**

El grado de peligro de socavación sísmica, PSS, mide el nivel de socavación remanente después de ocurrida la socavación máxima, se expresa como % de esta última. La clasificación se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Peligro de socavación sísmica, PSS (Tabla 3.1004.303.A del Manual de Carreteras)

Peligro de Socavación Sísmica	% Socavación Total a Considerar en el Diseño	$\frac{SocTtalparaT=25años}{SocTtalparaTdediseño} \cdot 100$
0	0	0
1	75	$\leq 75$
2	100	$>75$ y $\leq 100$

- **Categorías de comportamiento sísmico**

Se asigna según la aceleración máxima efectiva, el peligro de socavación (PSS) y la clasificación por importancia (CI). La clasificación se muestra en la Tabla 2.4

Tabla 2.4: Categoría de comportamiento sísmico (CCS) (Tabla 3.1004.307.A del Manual de Carreteras)

Aceleración Efectiva Máxima $A_0$	Peligro de Socavación	Clasificación por Importancia	
		I	II
0,20g	0	a	a
	1	b	a
	2	b	b
0,30g	0	b	a
	1	c	b
	2	d	c
0,40g	0	c	b
	1	d	c
	2	d	d

- **Efecto del suelo**

Los efectos del comportamiento dinámico del suelo de fundación de pasos menores, pasarelas y puentes intermedios durante sismos será determinado empleando un coeficiente de suelo ( $S$ ) que depende del tipo de perfil de suelo definido en la Tabla 3.1004.308.B (Figura 2.2).

Los coeficientes de suelo ( $S$ ) permiten incorporar el efecto del suelo en los coeficientes sísmicos y espectros de diseño. Sus valores se indican en la Tabla 2.5.

Cabe decir que en el anexo del Manual de Carreteras se especifica una nueva clasificación a partir de métodos de ondas superficiales [11].

Tipo de Suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de onda de corte $v_c$ in-situ igual o mayor que 800m/s, o bien resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%. Si el espesor de la roca es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca.
II	Suelo con velocidad de propagación de onda de corte $v_c$ in situ igual o mayor que 400 m/s en los 10m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, Grava densa, con peso unitario seco $\gamma_d$ igual o mayor que 20 kN/m <sup>3</sup> o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado, o bien: Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior a 95% del valor Proctor Modificado; o bien, Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado $S_u$ igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple $q_u$ igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser de 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III o IV es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente, esto es tipo III o tipo IV, según corresponda.
III	Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55% y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa; o bien, Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien, Suelo cohesivo con $S_u$ comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa ( $q_u$ entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre suelo IV es inferior a 25 m, se clasificará como tipo IV.
IV	Suelo cohesivo saturado con $S_u$ igual o menor que 0,025 MPa ( $q_u$ igual o menor que 0,050 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.

Figura 2.2: Definición de los tipos de suelos de fundación (Tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras)

Tabla 2.5: Coeficiente del suelo, S (Tabla 3.1004.308.A del Manual de Carreteras)

Tipo de Suelo	S
I	0,9
II	1,0
III	1,2
IV	1,3

### • Métodos de análisis

Para determinar las cargas sísmicas a ser usadas en el análisis elástico de los efectos sísmico se describen a continuación cinco métodos:

1. Método del coeficiente sísmico
2. Método del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural
3. Método modal espectral
4. Método modal espectral con estudio de riesgo sísmico
5. Método de análisis lineal o no lineal en el tiempo

Los dos primeros métodos consideran coeficientes de respuesta sísmica y el tercero, un análisis modal espectral basado en un espectro de aceleración de diseño. Los últimos dos son métodos más rigurosos de análisis que podrán ser requeridos por la dirección de vialidad para puentes que considere estructuras críticas o para aquellas estructuras de geometría compleja o próximas a fallas geológicas activas superficiales.

Los tres primeros métodos se refieren al análisis sísmico de la estructura de puentes tradicionales y estructuras afines, constituida por la superestructura e infraestructura, sin incluir los estribos, los cuales se consideran para estos efectos, solo como apoyos. Los métodos de análisis consideran que la superestructura es libre de vibrar sísmicamente sobre los apoyos elastoméricos o similares de los estribos, sin restricciones significativas para los desplazamientos horizontales, considerando para esto las juntas de expansión adecuadas.

- *Método del coeficiente sísmico:* Este método se aplicará a pasarelas, pasos desnivelados y puentes simplemente apoyados de hasta 2 tramos, con luces libres que no superen los 70 metros, en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa de apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño, no supere los 12 metros, con curvaturas en planta que permitan su reemplazo por la poligonal de los tramos.

El coeficiente sísmico horizontal de diseño  $K_h$ , se obtendrá de la siguiente fórmula, con un valor mínimo de 0,1.

$$K_h = K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{2g} \geq 0,10 \quad (2.13)$$

Donde:

- $K_1$ : Coeficiente de importancia cuyo valor varía según el Coeficiente de importancia (C) y se define en la Tabla 3.1004.309(1).A
- S: Coeficiente de suelo definido en la Tabla 3.1004.308.A
- $A_0$ : Aceleración Efectiva máxima definida en Tabla 3.1004.302.A

Tabla 2.6: Coeficiente de importancia,  $K_1$  (Tabla 3.1004.309(1).A)

CI=I	$K_1 = 1,0$
CI=II	$K_1 = 0,8$

En este método los valores de los factores de modificación de respuesta (R) del numeral 3.1004.310 serán todos iguales a 1,0.

El análisis se hará independientemente en dos direcciones ortogonales. Siendo ellas la longitudinal y transversal de la estructura como se indica en el numeral 3.1004.313.

- *Método del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural:* El coeficiente sísmico especificado será aplicable a puentes simplemente apoyados de mas de dos tramos y puentes continuos, con luces libres que no superen los 70 metros, en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa de apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño, no supere los 25 metros.

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0/g & T_n \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{gT_n^{2/3}} & T_1 < T_n \end{cases} \quad (2.14)$$

Donde las constantes  $T_1$  y  $K_2$  están definidos en la Tabla 3.1004.309(2).A y el coeficiente  $K_1$  en la Tabla 2.7

Tabla 2.7: Constantes espectrales  $T_1$  y  $K_2$  (Tabla 3.1004.309(2).A)

Suelo Tipo	$T_1$ (seg)	$K_2$
I	0,20	0,513
II	0,30	0,672
III	0,70	1,182
IV	1,10	1,598

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones serán obtenidas dividiendo por adecuados factores R de modificación de la respuesta, los valores de las fuerzas elásticas determinadas con el presente método. Los factores R se encuentran en el numeral 3.1004.310.

En el numeral 3.1004.311 se establece el valor mínimo que deberá verificar el esfuerzo de corte basal total del puente, determinado con el coeficiente sísmico definido en el presente método. Si el corte basal total es inferior a este límite mínimo, las sollicitaciones de los elementos estructurales deberán amplificarse por un factor tal, que dicho esfuerzo de corte alcance el valor mínimo señalado.

El periodo fundamental  $T_n$  se determinara de acuerdo a las formulas de la Tabla 3.1004.309(2).B mostrada en la Figura 2.3 o empleando métodos conocidos más exactos, tal como el método de Rayleigh (de valores y vectores propios).

Tipo de Sistema Estructural	Dirección	Fórmula para el Período Fundamental Cepas de Hormigón Armado	
Puentes simplemente apoyados	Longitudinal o Transversal(*)	$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3E_c I_g} H^3}$	
Puentes continuos con apoyos fijos sobre la infraestructura y que tienen estribos rígidos, a uno de los cuales el extremo de la superestructura está conectado con un apoyo fijo.	Transversal (*)	Cepa de Hormigón	$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3E_c I_g} H^3}$
		Cepa de Acero	$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{4.5E_c I_g} H^3}$
	Longitudinal	$T_n = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{E_c I_g} H^3}$	

(\*) La fórmula no es aplicable para determinar el período fundamental en la dirección transversal, a cepas tipo marco con grupo de columnas.

Figura 2.3: Periodos fundamentales de puentes fundados en forma directa o sobre pilores

Donde:

- $T_n$ : Período fundamental de vibrar en segundos del sistema formado por la infraestructura y la sección de la superestructura a la que sirve de apoyo
  - $W_p$ : Peso de la cepa o pila en tonf
  - $W_u$ : Peso de la sección de la superestructura en tonf que es apoyada por la infraestructura la cual es considerada en el análisis
  - $E_c$ : Módulo de Young de la cepa o pila en tonf/m<sup>2</sup>
  - I: Momento de Inercia de la cepa o pila en m<sup>4</sup> en la dirección considerada
  - H: Altura de la cepa o pila en m, medido entre la mesa de apoyo de la elevación y el nivel de socavación considerado en el diseño
  - g: Aceleración de gravedad (=9,8 m/s<sup>2</sup>)
- *Método modal espectral*: Este método se aplicará a puentes altos simplemente apoyados y continuos, con tramos con luces libres no superiores a 70 metros y en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño (numeral 3.1004.306) no supere los 50 m.

#### • Factores de modificación de respuesta (R)

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones serán obtenidas dividiendo los valores de las fuerzas básicas elásticas por adecuados factores de modificación de respuesta (R). Los valores de los factores R de modificación de respuesta para determinar las fuerzas de diseño sísmicas para miembros individuales de puentes, fundaciones y sus correspondientes conexiones, se indican en la tabla 3.1004.310.A (Tabla 2.8).

Elemento	$R_L$	$R_T$
<b>ELEVACIONES</b>		
Cepa muro	3	2
Columna individual con dado de fundación	3	3
Múltiples columnas con dado de fundación	3	4
Columnas inclinadas con dado de fundación	3	2
Pila Pilote		
a. Individual	3	3
b. Conjunto vertical	3	4
c. Conjunto inclinado	3	2
<b>FUNDACIONES</b>		
Directa	1	1
Batería de pilotes	1	1
Pila-pilote	1	1
Cajón o pila de fundación	1	1
<b>CONEXIONES</b>		
Junta de dilatación	0.8	0.8
Placa de apoyo	0.8	0.8
Llaves de corte	1	1
Placa Base	1	1

Tabla 2.8: Factores de modificación de respuesta (R) Tabla 3.1004.310.A del Manual de carreteras [11]. Siendo  $R_L$  el factor R a utilizar en el eje longitudinal de la estructura y  $R_T$  el factor R a utilizar en el eje transversal.

Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados en Chile. El uso de valores R deberá corresponder a un detallamiento adecuado del diseño sísmico tal que permita incursiones cíclicas no lineales y la formación de rotulas plásticas en los puntos considerados correspondientes a los niveles de ductilidad considerados.

Estos factores serán empleados solo en los métodos del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y en el método modal espectral.

- **Limitación del esfuerzo de corte basal**

El corte basal total del puente se define como la suma de las reacciones horizontales elásticas establecidas según los métodos señalados en 3.1004.309(2) o (3), divididas por el correspondiente factor de modificación de respuesta (R) de las elevaciones, determinado según la tabla 3.1004.310.A. El corte basal total no podrá ser inferior a los siguientes valores:

– *Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural*

$$0.25 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S \quad (2.15)$$

$$0.20 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S \quad (2.16)$$

Donde P es el peso total del puente.

- **Determinación de las fuerzas y desplazamientos elásticos**

Para los puentes y pasarelas clasificados en categoría de comportamiento sísmico c y d, las fuerzas y desplazamientos elásticos se determinarán independientemente en dos ejes perpendiculares. Las fuerzas resultantes serán combinadas de acuerdo con lo indicado en el numeral 3.1004.314. típicamente los ejes perpendiculares son el eje longitudinal y transversal del puente, pero la elección definitiva se deja a criterio del diseñador. En el caso de puentes curvos el eje longitudinal puede considerarse como la cuerda que une los dos estribos.

- **Criterio de combinación para las fuerzas sísmicas ortogonales**

Se considerará una combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales para tomar en cuenta tanto la incertidumbre en la dirección del movimiento sísmico, así como, la ocurrencia simultánea de valores máximos en dos direcciones horizontales perpendiculares. Las fuerzas y momentos sísmicos elásticos resultantes del análisis en dos ejes perpendiculares indicados en el numeral 3.1004.309 deberán combinarse considerando los siguientes estados de carga:

- *Estado de carga I:* Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las fuerzas y momentos elásticos resultante del análisis en una de las direcciones perpendiculares (longitudinal) al 30 por ciento de valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal). Se usan los valores absolutos en atención a que las fuerzas sísmicas pueden ser positivas o negativas.
- *Estado de carga II:* Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal) al 30 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la primera dirección perpendicular (longitudinal).

- **Largo de apoyo mínimo**

Todos los puentes, independientes de su categoría de comportamiento sísmico (CCS), deberán cumplir con los requerimientos de largo de apoyo mínimo de los extremos de todas las vigas. Los valores mínimos de los largos de apoyos son según la categoría de comportamiento sísmico se muestran en el apartado 3.1004.315 del Manual de Carreteras.

Además, existe una modificación en la longitud mínima de apoyo en la sección 5.2 del anexo 3.1000-A del Manual de Carreteras [11].

- **Puentes de un tramo**

Para el diseño de puentes de un tramo se empleará el método del coeficiente sísmico del numeral 3.1004.309(1). Las fuerzas sísmicas se considerarán actuando horizontalmente

en cada una de las direcciones restringidas. La conexión entre el tablero y el estribo deberá diseñarse para el peso tributario sobre el estribo multiplicado por el coeficiente sísmico. Para este caso no se considerarán las reducciones indicadas en el numeral 3.1004.310 por factores de modificación de la respuesta.

- **Fuerzas modificadas de diseño para elementos estructurales y conexiones**

Las fuerzas de diseño son aplicables a:

1. La superestructura, sus juntas de expansión y las conexiones entre la superestructura y la infraestructura
2. Las elevaciones de la infraestructura, sin incluir fundaciones, cabezal de pilotes y pilotes
3. Componentes que conecten la superestructura al estribo

Las fuerzas de diseño sísmico para las componentes mencionadas más arriba serán determinadas dividiendo las fuerzas del estado de carga I o del estado de carga II del numeral 3.1004.314 por los correspondientes factores de modificación de respuesta R del numeral 3.1004.310. Las fuerzas sísmicas modificadas resultante para los dos estados de carga serán combinadas independientemente con las fuerzas correspondientes a otras cargas, tal como se señala en el siguiente grupo de combinación de cargas. Note además que las fuerzas sísmicas son cíclicas (reversibles, esto es positiva o negativa) y la carga máxima de cada componente se calculara como:

$$\text{Grupodecarga} = 1.0(D + B + SF + E + EQM) \quad (2.17)$$

Donde:

- D: peso muerto
- B: Boyante
- SF: Fuerza debido al escurrimiento
- E: empuje de tierra
- EQM: Fuerzas sísmicas elásticas para el Estado de Carga I o Estado de Carga II del numeral 3.1004.314 modificadas dividiendo por el correspondiente factor R

Cada componente estructural deberá diseñarse para resistir las fuerzas resultantes para cada combinación de carga de acuerdo con la división I de la norma AASHTO y los requisitos adicionales de este capítulo.

- **Vigas travesaño en superestructura**

Todos los puentes deberán considerar, por cada tramo, travesaños extremos y central, independientemente de la ubicación o zona sísmica del puente y del tipo de viga (metálica, postensada o pretensada). La interacción de los travesaños con los topes sísmicos se debe diseñar con una aceleración A0 y adicionalmente se deben verificar las cargas de servicio, es decir, el efecto del camión de diseño en el travesaño.

Cabe destacar que en la sección 6 del anexo 3.1000-A del Manual de carreteras se modifica lo anterior[11].

- **Topes transversales**

Los estribos, cepas y pilas deberán considerar topes sísmicos que restrinjan el desplazamiento transversal de la superestructura sobre las mesas de apoyo. Se deberán considerar topes intermedios adicionales a los topes extremos.

Cabe destacar que en la sección 5.4 del anexo 3.1000-A del Manual de carreteras se modifica lo anterior [11].

- **Juntas sísmicas**

Las juntas sísmicas entre tableros deberán tener un espaciamiento mínimo tal que garanticen los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño.

### **2.3.3. Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes**

En el Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes [10] se realiza el diseño de vigas metálicas con losas de hormigón armado para luces simplemente apoyadas de puentes de 20 hasta 40 metros tipificado cada 2 metros y considerando 3 anchos de calzada, uno de 7 m, otro de 10 m y, finalmente, uno de 8 m.

#### **2.3.3.1. Metodología de cálculo para el diseño**

##### **2.3.3.1.1. Cargas de cálculo**

Para el diseño, se utilizan las siguientes cargas:

- Carga muerta: Se considera el peso de la estructura completa incluyendo el tablero los pasillos la carpeta de rodado tuberías conductos cables y otros servicios de actividad pública.
- Carga viva: La carga viva consiste en todo el peso de las cargas en movimiento sobre el puente como vehículos y peatones
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva
- Carga de viento
- Otras fuerzas cuando ellas existen (Fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, fuerzas térmicas, empuje de la tierra, subpresión, tensiones de retracción, acortamiento de borde, presión de agua, hielo, sismo, etc)

La distribución de las cargas se obtiene utilizando coeficientes de distribución. Estos son factores que se obtienen de un análisis teórico complejo y tratan de interpretar la distribución de la carga de rueda del camión sobre las vigas. Para el cálculo del momento de flexión en las vigas longitudinales, debe ser asumida una distribución no longitudinal. La distribución lateral está dada como sigue:

1. Vigas interiores

El momento de flexión debido a las cargas vivas para cada viga interior se determina aplicando a la viga una fracción de la carga de rueda que depende del tipo de calzado que se está utilizando del tipo de viga longitudinal y del número de vías de tránsito que hay en la calzada.

## 2. Vigas exteriores

La carga muerta soportada por las vías exteriores del puente debe ser aquella porción de carga sostenida por las vigas. Las cunetas, las barandas y la superficie para peatones, si son colocadas después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidas igualmente por sobre toda la calzada del puente.

La carga viva que provoca el momento de flexiones en las vigas exteriores se determinará aplicando a la viga la reacción de la carga de rueda obtenida de asumir que la luz actúa como una viga simplemente apoyada entre las vigas.

### 2.3.3.1.2. Vigas de acero con losa colaborante

Las vigas longitudinales de acero que se emplean en Chile por lo general corresponden a vigas doble T de secciones muy esbeltas cuyas alas están unidas por una plancha vertical de alma llena y cuyo número depende de la distancia entre vigas, la luz del puente, el número de vías de tránsito y otras variables. Las luces que se estudian en el presente volumen van desde los 40 y los 20 m por resultar económicas y competitivas frente a otras soluciones de hormigón prefabricado.

Este tipo de superestructuras presenta grandes ventajas pues su ejecución es más rápida y cómoda frente a soluciones de hormigón armado y postensado. Además, en plazos pequeños de ejecución, la viga de acero es muy competitiva frente a otros materiales.

Otra característica muy importante de este tipo de estructuras es que el refuerzo y la mantención de la viga se realiza muy fácilmente agregando y cambiando planchas donde se necesitan.

## 1. Diseño y cálculo

El cálculo de las superestructuras de puentes con vigas longitudinales de acero se realiza considerando la colaboración de la compresión de la losa de hormigón armado y la tracción de la viga de acero, con lo cual es aprovechado al máximo cada material. Lo ideal para un diseño es conseguir que el centro de gravedad de la sección compuesta viga con losa se encuentre en el punto de unión entre la viga y la losa durante la etapa de servicio.

El diseño de las vigas de acero se realiza por tensiones admisibles, es decir, se evalúan las tensiones de trabajo para los distintos estados de carga que se presentan en las diferentes secciones de la viga y se comparan con las tensiones admisibles prescritas por la norma de puentes.

Por la forma de construcción de la viga sin andamiaje se pueden distinguir 3 estados de carga, estos son los siguientes:

- *Estados de carga I peso propio*: Solo trabaja la viga de acero. Es la etapa previa del fraguado hormigón de la losa y las cargas actuantes son el peso propio de la viga, la losa de hormigón y el moldaje.
- *Estado de carga II, incremento de tensiones por sobrecarga permanente*: Después del fraguado de la losa se considera que la losa de hormigón colabora con la viga de acero. Para valorar el efecto de fluencia lenta se considera un área menor de la losa

colaborante traducido en triplicar la relación entre los módulos de la elasticidad del hormigón y del acero. Las cargas actuantes en este estado de carga corresponden al peso de la baranda pavimento y pasillo.

- *Estado de carga III incremento de tensiones por cargas móviles:* Se considera que actuará losa colaborante, pero con un área menor que el estado anterior. Las cargas corresponden a las cargas móviles dada por las cargas del camión y por la sobrecarga peatonal

## 2. Tensiones admisibles

La norma de puentes AASHTO [8] establece una serie de requisitos que deben cumplir las vigas longitudinales de acero para un correcto diseño en relación a las tensiones admisibles, geometría de la sección transversal, elementos de viga, etcétera.

Según esta norma, las tensiones admisibles para el acero son las siguientes:

- Tensión de tracción en la fibra extrema de la viga sometido a flexión:  $0,55 f_y$
- Compresión en la fibra extrema de la viga sometido a flexión cuando el ala comprimida está:
  - a) Rigilizada o soportada lateralmente en toda una longitud por el hormigón de la losa:  $0,55 F_y$
  - b) Parcialmente rigidizada o sin rigidizar con  $l/b$  limitado, tal que se tiene:

$$F_k = 0.55F_y \left[ 1 - \frac{\left(\frac{l}{r'}\right)^2}{4\pi^2 E} \right] \quad (2.18)$$

Donde:

- $r'$ : Radio de giro del ala comprimida, con respecto al eje en el plano del alma. Se calcula a partir de la ecuación:

$$(r')^2 = \frac{b^2}{12} \quad (2.19)$$

- $F_v$ : Tensión admisible de compresión
- $F_y$ : Tensión de fluencia del acero
- $l$ : Longitud entre puntos de arriostramientos
- $b$ : Ancho del ala comprimida
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

### 2.3.4. Eurocódigo

Los eurocódigos constan de 10 estándares europeos (EN) para el diseño de trabajos de ingeniería civil y productos de la construcción.

Un diseño de puentes debe utilizar el euro código EN 1990 como base de diseño, junto con el euro código EN 1991 para las *acciones*. En este caso, el diseño de puentes se debería guiar o por el euro código EN 1993 (Diseño de estructuras de acero) o por el euro código EN

1994 (Diseño de estructuras compuestas de acero y hormigón) dependiendo si el tablero es de acero u hormigón, respectivamente. Para los aspectos geotécnicos, se utiliza EN 1997 y para el diseño contra terremotos se utiliza EN 1998 [9].

En la Figura 2.4 se muestra un ejemplo abreviado de un sistema de navegación relacionado con las acciones, el diseño, ejecución y conformidad del producto que permite buscar la norma necesaria para el uso del Euro código.

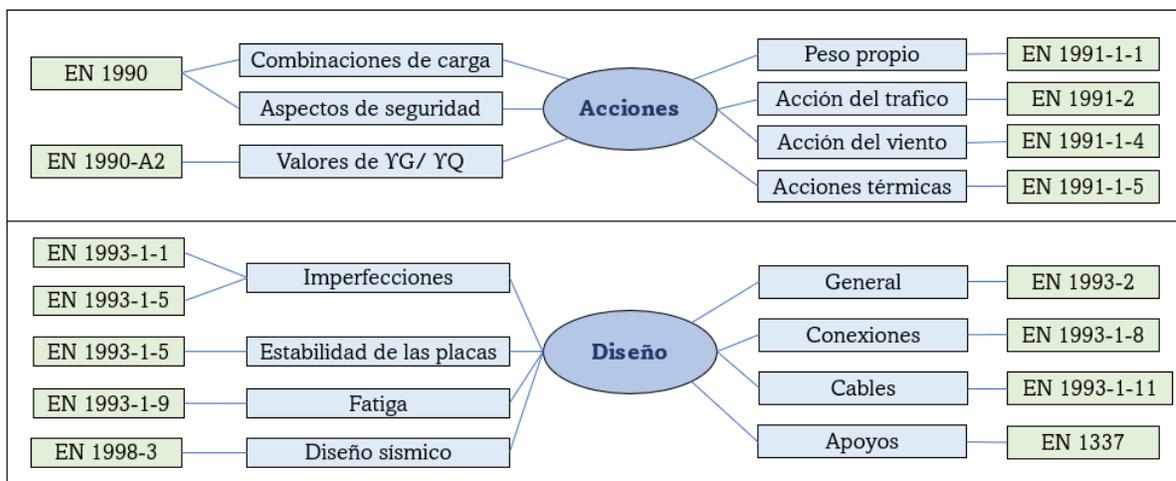


Figura 2.4: Guía rápida de uso del Euro código para estructuras de acero [9]

Dentro del código, existen ciertas nomenclaturas que serán brevemente explicadas a continuación.

- **Situaciones de diseño**

En el código, las situaciones de diseño se categorizan como persistente, transiente, accidental o sísmica. Estas situaciones forman en conjunto familias de circunstancias o condiciones que la estructura puede experimentar durante su vida útil.

Por situaciones de diseño persistente se hace referencia a condiciones de uso normal (como el paso de vehículos pesados). Por situaciones de diseño transiente se hace referencia a circunstancias cuando la estructura misma esta en una configuración temporal (como mantención o durante su emplazamiento). Además, por situaciones de diseño accidental se hace referencia la circunstancias excepcionales cuando la estructura experimenta un evento accidental extremo.

- **Estado límite de servicio reversible e irreversible**

Los euro códigos diferencian entre estados límite de servicio reversibles e irreversibles. En el caso del estado límite de servicio reversible, cuando la carga aplicada en la viga aumenta, su deflexión lo hace con ella y, en algún punto, si la viga sigue comportándose de forma elástica, ella volverá a una deflexión aceptable cuando la carga se vea reducida. En cambio, en un estado límite de servicio irreversible la viga no volverá a su posición original cuando se vea descargada.

- **Valores representativos de una acción variable**

Existen 4 valores representativos de la acción variable. El *valor característico* es un valor estadísticamente extremo. Es el valor representativo principal, y generalmente es definido en EN 1991. Los otros valores representativos se llaman *Valor de combinación*, *Valor frecuente* y *Valor cuasi-permanente*.

- **Estado límite último**

El euro código establece explícitamente seis estados límites últimos diferentes. Dos de ellos, UPL y HYD, se especifican en EN 1997. Otros dos se refieren a la resistencia: STR cuando se verifica la resistencia estructural y GEO cuando se verifica la resistencia del suelo. FAT hace referencia a la fatiga. EQU hace referencia principalmente al estado último relacionado a una pérdida de equilibrio general.

- **Combinación de acciones**

EN 1990 establece seis combinaciones de acciones relevantes para el diseño de puentes. Se utilizan distintas combinaciones de acciones para verificar distintos estados límites. Las diferencias entre las combinaciones de acciones se centran en: si se aplican factores parciales; qué valores representativos de las acciones variables se utilizan; y, si hay una acción accidental o sísmica. Cada parte del euro código establece explícitamente que combinación de carga es usada en cada verificación de estado límite de servicio.

## 2.4. Estudios previos

En este apartado, se muestran estudios previos, tanto experimentales como analíticos y numéricos, para las vigas en estudio.

A modo de introducción, para vigas I convencionales con condiciones de borde simplemente apoyadas, la resistencia al momento para el pandeo lateral-torsional según Dong es [2]:

$$M_n = \frac{\pi^2 EI_y}{2L^2} \left[ \beta_x + \sqrt{\beta_x^2 + 4 \left( \frac{GK_T L^2}{\pi^2 EI_y} + \frac{I_w}{I_y} \right)} \right] \quad (2.20)$$

Siendo:

- L: Longitud entre apoyos de la viga
- $I_w$ : Se calcula asumiendo que el alma no contribuye a la resistencia al alabeo.  $I_w = I_{yc} h_1^2 + I_{yt} h_2^2$
- $I_{yc}, I_{yt}$ : Momentos de inercia de las alas en compresión y tracción sobre el eje menor (y), respectivamente.
- $h_1, h_2$ : Distancias desde el centro de corte al centroide del ala superior e inferior, respectivamente.
- $K_T$ : Se puede calcular asumiendo una sección compuesta por elementos de pared delgada rectangulares.

$$K_T = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

En el caso de una pared delgada cerrada, tal como es la parte tubular del perfil en estudio, esto cambia radicalmente.

- b: Ancho de la sección
- t: Espesor de cada elemento rectangular (es decir, alas y alma)
- $\beta_x$ : Se puede calcular de las dimensiones de la sección y las coordenadas del centro de corte a partir de la ecuación

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \left( (h - \bar{y}) \left[ \frac{b_t^3 t_t}{12} + b_t t_t (h - \bar{y})^2 + (h - \bar{y})^3 \frac{t_w}{4} \right] - \bar{y} \left( \frac{b_c^3 t_c}{12} + b_c t_c \bar{y}^2 + \bar{y}^3 \frac{t_w}{4} \right) \right) - 2y_0$$

Donde:

- $b_t$  y  $t_t$  son el ancho y espesor del ala inferior (en tracción), respectivamente.
- $b_c$  y  $t_c$  son el ancho y espesor del ala superior (en compresión), respectivamente.
- $t_w$  es el espesor del alma.
- h es la distancia entre los centroides de las alas.
- $\bar{y}$  es la distancia desde el centroide de la sección transversal al centroide del ala superior.
- $y_0$  es la distancia desde el centro de corte al centroide de la sección transversal.

## 2.4.1. Estudios analíticos y numéricos

### 2.4.1.1. Vigas de ala tubular

En la actualidad, se han estudiado vigas I de acero no convencionales, debido a que se buscan mejores propiedades para su uso en puentes de carretera. Dentro de las configuraciones estudiadas en los últimos años se encuentran las siguientes:

- Vigas de ala tubular (TFG): Dentro esta categoría se tienen dos subcategorías:
  - Vigas con su ala superior tubular y ala inferior plana (TFG1) [3]
  - Vigas con su ala superior tubular y su ala inferior tubular (TFG2) [2]
- Vigas de ala tubular hueca (HTFG) [13]
- Vigas de ala tubular rellenas de concreto (CFTFGs) [14]
- Vigas curvas de ala tubular hueca (CHTFGs) [15]
- Vigas de placas de acero de alas tubulares (HFSPG) [16]
- Vigas de placa de ala tubular hueca (HTFPG) [13]

Uno de los principales motivos por los que se han investigado las vigas I de acero con alas tubulares es porque poseen una gran capacidad de pandeo lateral en comparación a las vigas I convencionales; Además, poseen un mejor comportamiento estructural que estas ya que, bajo su peso propio los esfuerzos normales, desplazamientos verticales y rotación de su sección transversal no poseen gran magnitud, por lo que un soporte temporal en el vano durante su construcción (antes de que el tablero de hormigón se componga con las vigas) puede no ser necesario, lo que hace la construcción del puente más rápida y menos costosa.

Por otro lado, otra de sus ventajas es que poseen una gran rigidez torsional, en comparación a una viga I convencionales, lo cual resulta en una resistencia al pandeo lateral torsional significativamente mayor comparadas a las correspondientes vigas I. Otra de las ventajas de este tipo de vigas es su resistencia al pandeo local y la reducción de esbeltez que poseen sus almas.

#### 2.4.1.1.1. Vigas TFG

Aunque las vigas I convencionales resistan de mejor manera la flexión primaria, una ventaja de las vigas TFG es que desarrollan menos esfuerzos normales de alabeo y esfuerzos normales totales, además de menores desplazamientos y rotaciones de la sección transversal que las respectivas vigas I curvas convencionales.

Si se comparan las vigas de ala tubular (TFG) con las correspondientes vigas I se tiene que, si ambas poseen el mismo peso en su sección transversal de forma que los costes de material sean similares, se tiene una ventaja económica para las vigas TFG ya que, en la práctica, las alas de las vigas en I curvadas suelen cortarse de placas de acero lo que supone un desperdicio de material de placa. Por el contrario, las alas tubulares curvadas pueden doblarse en frío a partir de formas estructurales huecas convencionales para evitar este desperdicio de material. Al tener menos diafragmas (o marcos transversales) más ligeros para los sistemas TFG, se reducen los costes de fabricación y de montaje. Como el coste por unidad de peso para fabricar y el montar los marcos transversales de acero es significativamente mayor que el coste por unidad de peso para fabricar y montar las vigas para un puente, se posee una ventaja económica [5].

Jun Dong & Richard Sause [2] analizaron que la distorsión de la sección transversal es un aspecto importante en el comportamiento de las vigas con ala tubular. Dado que las alas tubulares son bastante rígidas torsionalmente, y que el alma es flexible comparativamente, el alma tiende a deformarse por flexión fuera del plano. La sección transversal de las paredes delgadas de los tubos también se distorsiona. De esta forma, la distorsión de la sección transversal de vigas con alas tubulares incluye tanto la distorsión del alma como de los tubos.

Dentro de este estudio también se descubre que se pueden utilizar atiesadores del alma transversales para reducir la distorsión de la sección transversal y mejorar su resistencia flexural producida por pandeo lateral torsional. Además, se halla que las imperfecciones geométricas iniciales afectan la resistencia al pandeo lateral torsional de este tipo de vigas. Usando la forma del primer pandeo elástico lateral torsional como imperfección geométrica inicial es suficiente para generar resultados razonables para la resistencia al pandeo lateral torsional para un análisis de carga desplazamiento.

Otro hallazgo dentro del estudio es que los esfuerzos residuales afectan la resistencia al pandeo lateral torsional. Las fórmulas de diseño de la AASTHO [8] sobreestiman la capacidad flexural por pandeo lateral torsional de las vigas HTFG, mientras que las ecuaciones de diseño de Kim y Sause [17] proveen estimaciones satisfactorias.

Dentro de los estudios realizados previos, Dong & Sause [5] investigaron la resistencia flexural de vigas CFTFGs, donde se vio que las fórmulas encontradas podían predecir con-

servativamente la resistencia flexural de vigas TFGs, que no poseen un tubo con relleno de concreto.

- **Resistencia flexural vigas TFG**

Considerando el pandeo lateral torsional y la fluencia de la sección, Dong & Sause [2] calibraron una fórmula para que se adaptara a los resultados del análisis de elementos para vigas HTFGs. La resistencia flexural de diseño resultante  $M_d$  está dada por [18]:

$$M_d = C_b \alpha_s M_u \leq M_u \quad (2.21)$$

Donde se hace el supuesto que cada diafragma provee un arriostramiento lateral y torsional perfectos en el punto de arriostramiento. El factor de reducción de la resistencia,  $\alpha_s$ , de acuerdo al límite LTB elástico o inelástico viene dado por:

$$\alpha_s = 0.8 \left\{ \left[ \left( \frac{M_u}{M_{cr}} \right)^2 + 2.2 \right]^{1/2} - \frac{M_u}{M_{cr}} \right\} \leq 1.0 \quad (2.22)$$

Donde:

- $M_{cr}$  es el momento LTB elástico dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi E}{L_b/r_y} \sqrt{0.385 K_t A + 2.467 \frac{d^2 A^2}{\left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2}} \quad (2.23)$$

- $M_u$  es la capacidad última a la flexión de la sección transversal

Las fórmulas de diseño de la AASHTO LRFD Bridge Design sobrestiman la resistencia al pandeo lateral-torsional para los sistemas TFG, mientras que las fórmulas de diseño de la resistencia a la flexión de Kim y Sause [17] proporcionan una estimación satisfactoria de la resistencia a la flexión por torsión lateral de los HTFG.

Por otro lado, la capacidad última flexural de la sección transversal,  $M_u$ , viene dada por [5]:

$$M_u = R_{pc} M_{yc} \quad (2.24)$$

Donde:

- $C_b$ : Factor de corrección del gradiente de momento, dado por:

$$C_b = \frac{12.5 M_M}{2.5 M_M + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Siendo  $M_M$  el valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, y  $M_A$ ,  $M_B$  y  $M_C$  los valores absolutos del momento en el cuarto, medio y tres cuartos puntos del segmento no arriostrado, respectivamente.

- E: Módulo elástico del acero
- $L_b$ : Longitud no arriostrada
- $r_y$ : Radio de giro, dado por:

$$r_y = \sqrt{\frac{(I_{tf} + I_{bf})}{A}}$$

Donde  $I_{tf}$  y  $I_{bf}$  son los momentos de inercia en el ala superior e inferior sobre el eje vertical, respectivamente.

- $K_T$ : Constante torsional de St. Vernant. Esta constante mide la resistencia de un elemento estructural a torsión pura o torsión uniforme. Se utiliza en miembros a compresión para calcular el momento resistente a pandeo no soportadas lateralmente y a pandeo flexo-torsional.
- A: Área de la sección transversal transformada.
- d: Altura de la sección.
- $R_{pc}$ : Factor de plastificación del alma para el ala en compresión definido en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
- $M_{yc}$ : Momento de fluencia de la sección transversal con respecto al ala en compresión.

Sause & Dong [2] encontraron que una viga TFG desarrolla mucho menos tensión normal de alabeo, tensión normal total, desplazamiento vertical y rotación de la sección transversal que una viga I curva correspondiente.

Por otra parte, un estudio hecho por Dong & Sause [2] mostró una comparación entre el comportamiento de los sistemas HTFG curvos con los correspondientes sistemas de vigas en I curvas, mostrando las siguientes ventajas del sistema HTFG:

1. Bajo la misma carga, los HTFGs desarrollan menos tensión normal total que las correspondientes vigas I curvas;
2. Las fuerzas en los diafragmas de los sistemas HTFG son menores que en los correspondientes sistemas de vigas I, por lo que se pueden utilizar menos marcos transversales para los sistemas HTFG.
3. Los sistemas HTFG pueden soportar su peso propio (más el peso de un tablero de hormigón) sin ningún tipo de apoyo dentro del vano y sin marcos transversales interiores y, por lo tanto, el apoyo temporal para de los sistemas HTFG durante la construcción (antes de que el tablero de hormigón se componga con las vigas) puede no ser necesario, lo que hace que el montaje del puente sea más rápido y menos costoso.

Dentro del estudio de vigas I, se ha visto su uso en puentes curvos, donde se observa que la gran rigidez torsional de las vigas I de acero con ala tubular resulta en una tensión normal, desplazamientos verticales y rotación de la sección transversal significativamente menores a las correspondientes en una viga I convencional.

El mecanismo de falla esperado para una viga curva TFG, como es identificado por Dong [2], es flexural, con la fluencia de las alas superior e inferior, y el esfuerzo dominado por un esfuerzo normal (axial) debido a flexión primaria.

Como se mencionó anteriormente, dentro de las vigas con ala tubular se encuentran las vigas TFG1, las cuales poseen su ala superior tubular mientras que su ala inferior es plana. Dentro de las principales ventajas de este tipo de sección se encuentran las siguientes [3]:

1. Las vigas TFG1 curvas individuales desarrollan mucha menos deformación y tensión que las correspondientes IG (Vigas I) individuales bajo una carga vertical equivalente a su propio peso a lo largo del vano, además de desarrollarlas durante su montaje. De este modo, vigas TFG1 curvas individuales de vano simple no requieren ningún arriostramiento temporal durante su montaje, por lo que el tiempo y el esfuerzo de construcción se reducen durante el montaje de las vigas.
2. Se hizo un estudio comparativo entre sistemas de vigas TFG1 y sistemas de vigas I convencionales con una misma luz, relación L/R y áreas de sección transversal similares. Comparando el momento flector lateral del ala en el ala superior entre ambos sistemas, se ve que los sistemas TFG1 curvos tienen menores efectos de segundo orden que los sistemas IG convencionales correspondientes.
3. Para la misma envergadura, los sistemas con vigas TFG1 curvos requieren secciones transversales más ligeras o menos marcos transversales interiores que los sistemas IG convencionales correspondientes y, al utilizar menos marcos transversales, se reducen el tiempo y el esfuerzo de construcción.  
Para los correspondientes sistemas con el mismo número de marcos transversales, los sistemas TFG1 requieren menos material de acero que los sistemas IG, por lo que los TFG1 deberían ser menos costosos de fabricar.
4. Para puentes en construcción, cuando no existe losa colaborante, un sistema IG curvo tiene una mayor flexión lateral del ala debido a efectos de segundo orden que el correspondiente sistema TFG1 curvo, especialmente para sistemas de puentes de dos vigas. Los efectos de segundo orden son notables para los sistemas curvos de dos TFG1, pero son pequeños para los sistemas curvos de cuatro TFG1. Debido a los efectos de segundo orden, la sección crítica puede no estar en la sección transversal media.  
Además, bajo la misma condición anterior (puente en construcción), cuando las vigas no están compuestas con un tablero de hormigón, los desplazamientos verticales de los sistemas curvos TFG1 y sistemas IG correspondientes con la misma luz y relación de curvatura son similares. Para los sistemas curvos de dos vigas, el sistema TFG1 tiene una capacidad de carga mayor que el sistema IG correspondiente. Para los sistemas de puentes curvos de cuatro vigas, las capacidades máximas de carga de los sistemas TFG1 y del sistema IG son similares.
5. Para los puentes en el estado final de construcción, cuando las vigas son de material compuesto con un tablero de hormigón, los sistemas TFG1 curvos tienen desplazamientos verticales y capacidades de carga máximas similares a las de los sistemas IG correspondientes.

Ma & Sause [3] demostraron que los criterios de diseño para puentes curvos de acero especificados en AASHTO (2004) pueden adaptarse y utilizarse eficazmente para diseñar con seguridad puentes curvos de acero TFG1. Es importante notar que estos criterios aplican si el ala tubular tiene una sección transversal compacta para que el pandeo local no controle la resistencia a la flexión. Kim & Sause [17] presentaron requisitos de esbeltez del alma para los TFG con el fin de evitar el pandeo local del alma o una excesiva distorsión fuera del plano del alma.

- **Criterios de diseño para puentes de vigas curvas TFG1**

Según la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications las componentes estructurales requeridas del puente deben ser investigadas para todas las posibles condiciones de carga, lo cual incluye:

- Condiciones de construcción, tal como el manejo, transporte, emplazamiento y la construcción de la cubierta de hormigón.
- Condiciones durante la vida de servicio del puente.

Dentro del estudio previamente mencionado se utilizaron tres estados límites de la norma AASHTO [8] para el criterio de diseño

### 1. Estado límite de construcción

Se utiliza el siguiente criterio de esfuerzos de compresión en el ala para puentes de acero para investigar las componentes estructurales en condiciones de construcción:

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f F_{yc} \quad (2.25)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (2.26)$$

Donde:

- $\phi_f$ : Factor de reducción de resistencia para la flexión. Según la sección 6.5.4.2 de la norm AASHTO [8] “Factores de resistencia”,  $\phi_f=1$ .
- $f_{bu}$ : Esfuerzo del ala ante flexión primaria debido a las cargas de construcción factorizadas, calculado sin tener en cuenta el momento de flexión lateral del ala.
- $f_l$ : Esfuerzo del ala ante el momento de flexión lateral.
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del ala de compresión.
- $F_{nc}$ : Resistencia nominal a la flexión del ala de compresión basado en el pandeo local o el pandeo lateral torsional.

Además, la AASHTO [8] exige que se cumpla el siguiente criterio de tensión en el ala de un puente para las fases críticas de la construcción:

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f F_{yt} \quad (2.27)$$

Donde  $F_{yt}$  corresponde al esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del ala en tracción

### 2. Estado límite de servicio II

Para evitar deformaciones permanentes considerables (Estado límite de servicio II) debido a las cargas muertas más las grandes cargas vivas (LL) que se espera que ocurran numerosas veces durante la vida útil de un puente, se utilizan tres criterios para limitar los esfuerzos de flexión del ala.

- a) Para el ala superior de acero de la sección compuesta (i.e. la viga está compuesta con el tablero de hormigón)

$$f_f \leq 0.95F_{yf} \quad (2.28)$$

- b) Para el ala inferior de acero de la sección compuesta:

$$f_f + \frac{1}{2}f_l \leq 0.95F_{yf} \quad (2.29)$$

Donde:

- i.  $f_f$ : Esfuerzo del ala ante la flexión primaria debido a la carga del estado límite de servicio II calculada sin considerar el pandeo lateral del ala
- ii.  $f_l$ : Esfuerzo del ala por flexión lateral de la brida para la carga del estado límite de servicio II factorizada
- iii.  $F_{yf}$ : Esfuerzo mínimo especificado de fluencia del ala de acero

### 3. Estado límite de resistencia I

Para asegurar una adecuada resistencia y estabilidad para resistir las cargas máximas esperadas en el puente, se usa el siguiente criterio para la sección compuesta en la flexión positiva (AASHTO [8]).

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (2.30)$$

Donde:

- $M_u$ : Momento flector primario en torno al eje mayor de la sección debido a la carga del estado límite de resistencia I.
- $S_{xt}$ : Módulo elástico de sección para el ala de tracción en torno al eje mayor de la sección transversal.
- $M_n$ : Resistencia nominal a la flexión de la sección.

Además, para una viga de acero curva, se aplican los criterios de diseño para secciones no compactas (AASHTO [8]). Para el ala superior de una viga de acero curvada compuesta con un tablero de hormigón que está en compresión:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (2.31)$$

Para el ala inferior de una viga de acero curva que está en tracción:

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (2.32)$$

Donde:

- $F_{nc}$ : Resistencia nominal a la flexión del ala en compresión;
- $f_l$ : Esfuerzo del ala inferior por flexión lateral del ala para la carga del estado límite de la resistencia I factorizada;
- $F_{nt}$ : Resistencia nominal a la flexión del ala en tracción.

Por otro lado, para la subclasificación de las vigas TFG correspondiente a las vigas TFG2 (con ambas alas tubulares) se posee las siguientes ventajas [4]:

1. La rigidez torsional relativamente grande de los tubos mejora significativamente el comportamiento de un TFG2 curvo individual en comparación con un IG curvo correspondiente, y el TFG2 desarrolla menos desplazamiento vertical, tensión normal y rotación de la sección transversal que el IG bajo una misma carga;
2. Un sistema TFG2 curvo ensamblado (es decir, vigas y marcos transversales) desarrolla menores fuerzas en el marco transversal que un sistema IG curvo correspondiente. Ade-

más, se necesitan menos marcos transversales para un sistema TFG2 curvo ensamblado que en un sistema IG curvo correspondiente.

3. Dependiendo de la luz y la curvatura del puente, un TFG2 curvo individual puede ser totalmente capaz de soportar su peso a través de la luz del puente sin apuntalamiento o arriostramiento temporal dentro del vano durante construcción.

Dong y Sause [2] estudiaron el diseño de puentes curvos TFG2 utilizando las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD (AASHTO 2004). Este trabajo demostró que en las regiones de un vano de viga larga con una gran demanda de momento flector primario positivo, el tamaño del reborde inferior tubular requerido puede superar el tamaño del tubo estándar más grande disponible en el mercado, es decir, la sección estructural hueca (HSS) más grande disponible en el mercado puede no ser lo suficientemente grande.

Por lo tanto, los TFG2 curvos con vanos largos pueden requerir una placa de cubierta en el reborde inferior del tubo. Una placa de recubrimiento requiere un esfuerzo adicional de fabricación y crea un detalle crítico a la fatiga con una resistencia a la fatiga relativamente pobre. Además, el relleno de hormigón o un diafragma interno, lo cual puede ser difícil de instalar, es necesario dentro del ala inferior tubular en cada apoyo para evitar la deformación local del tubo por las fuerzas del apoyo. Motivados por estas preocupaciones, Ma y Sause [3] estudiaron TFGs curvos con un ala superior tubular y un ala inferior de placa plana (TFG1s). La placa del ala inferior de un TFG1 puede diseñarse sin placa de cubierta y solo necesita un rigidizador de alma vertical convencional en cada apoyo, evitando las desventajas de la sección TFG2. Sin embargo, la sección TFG1 tiene suficiente rigidez a la torsión para proporcionar las mismas ventajas que la sección TFG2 para un puente curvo.

Por otro lado, Dong y Sause [2] analizaron los efectos del esfuerzo cortante en las alas tubulares de las secciones TFG2, y sus resultados mostraron que la tensión corte en el tubo no tenía una contribución significativa a la tensión total evaluada mediante la tensión de Von Mises. Ma (2015) también presentó resultados que mostraban los efectos del esfuerzo cortante en las alas tubulares de las secciones TFG1, que son similares a los de Dong y Sause [2]. Por lo tanto, el esfuerzo cortante de las alas tubulares no se considera en los criterios de diseño, y los criterios de diseño dados anteriormente basados en la tensión normal del ala, se recomiendan para diseñar los TFG para puentes de carretera curvos.

#### • Requisitos generales vigas TFG2

En el presente apartado, se presentan requisitos dimensionales en las provisiones de la AASHTO [8].

Un ala tubular en compresión debe ser seleccionada para satisfacer el límite de esbeltez del tubo de la AASHTO [8], que permite que un tubo uniformemente comprimido desarrolle la tensión de fluencia en compresión antes de que se produzca el pandeo local, como se indica a continuación:

$$\frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.33)$$

Donde:

- b: Ancho del tubo;

- $t$ : Espesor nominal de la pared del tubo;
- $E$ : Módulo de Young
- $F_{yc}$ : Tensión de fluencia del acero del tubo en compresión.

Para evitar el pandeo local y la distorsión excesiva del alma, su grosor y la esbeltez deben limitarse como sigue:

1. Grosor mínimo del alma de 1,11 [cm].
2. La esbeltez del alma debe satisfacer el límite de esbeltez del alma no compacta, como se indica a continuación:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.34)$$

3. La esbeltez del alma debe satisfacer el siguiente límite desarrollado por Kim y Sause [17] para evitar una excesiva distorsión del alma:

$$\frac{D_w}{t_w} \leq 11 \left( \frac{E}{F_{yc}} \right)^{1/3} \quad (2.35)$$

Donde:

- $D_c$ : Profundidad del alma en compresión en el rango elástico lineal de comportamiento;
- $D_w$ : Profundidad del alma.
- $t_w$ : Espesor del alma.

Es importante notar que el límite de esbeltez del alma de la última ecuación es aplicable a los TFG con tres o más rigidizadores verticales del alma dentro de la luz de la viga. Los TFG con menos de tres rigidizadores verticales de la viga pueden tener menos resistencia a la torsión lateral que la calculada a partir de las ecuaciones dadas por Kim y Sause [17] debido a la distorsión del alma.

Ma, Sause & Dong [4] a partir de una investigación realizada sobre las subdivisiones de las vigas TFG, tuvieron las siguientes conclusiones:

1. Los resultados de su estudio sugieren que las guías y criterios de diseño basados en la AASHTO [8] pueden ser utilizados con seguridad para diseñar puentes curvos de autopista TFG1 y TFG2 para los estados límite que fueron incluidos en este estudio.
2. La comparación de los TFG1, TFG2 e IG curvos individuales muestra que los TFG1 y los TFG2 muestran respuestas similares bajo su propio peso, sin excesivas deflexiones o tensiones, lo que lleva a un montaje de puentes de acero curvos potencialmente más sencillo sin apuntalamiento o refuerzo temporal dentro del vano durante el montaje, mientras que los IG individuales presentan deformaciones y tensiones mucho mayores.
3. Las respuestas de los puentes TFG1 y TFG2 son similares después de que las vigas se ensamblan en sistemas con marcos transversales (o diafragmas) que conectan las vigas (en condiciones de construcción del tablero) y después de que los puentes tienen un tablero de hormigón compuesto (en condiciones de servicio).

Además, las comparaciones de los puentes curvos TFG1 y TFG2 mostraron que las respuestas de los puentes TFG1 son similares a las de los puentes TFG2 después de que las vigas se ensamblen en sistemas con marcos transversales (o diafragmas) que conectan las vigas y después de que los sistemas de vigas tengan un tablero de hormigón compuesto. Los TFG1 tienen ventajas con respecto a los TFG2, como que no requieren un relleno de hormigón o un diafragma interno dentro del ala inferior tubular en los apoyos, o una placa de cubierta en el ala inferior tubular para una de una viga con una gran luz o una relación de curvatura horizontal alta (es decir, longitud de arco de la luz sobre el radio de curvatura alto).

• **Vigas TFG con almas esbeltas** [13]

Un estudio realizado por Hassanein (2013) encontró que cuando se tienen luces grandes, el pandeo lateral-torsional domina los modos de falla para las vigas HTFPG [19]. El pandeo local de las vigas I es definido como el modo que envuelve las deformaciones de sus placas individuales sin la traslación de la intersección de las líneas adyacentes a los elementos de placa. Por otro lado, el pandeo lateral torsional, que depende de la longitud no arriostrada, es caracterizado por un cuerpo rígido lateral, traslacional y la distorsión de la sección transversal.

En orden de alcanzar la resistencia a la torsión para las vigas con una sección abierta, las alas planas son reemplazadas por alas huecas tubulares, es decir, vigas HTFPG.

En este estudio, las alas eran lo suficientemente compactas para que el pandeo local no controlara la resistencia. Además, se utilizaron atiesadores por ambos lados del ala soldados a ellas y a las almas de las vigas es distancias iguales a 1500 mm. Los coeficientes  $J$  y  $C_w$ , para el caso de las vigas HTFPG, difiere de las vigas I convencionales. Los valores de  $J$  y  $C_w$  para secciones cerradas se puede aproximar como:

$$J = \frac{4F^2}{\oint ds/t} \quad (2.36)$$

$$C_w \cong \sum_{j=1}^m C_{wj} + x_j^2 I_{xj} + y_j^2 I_{yj} \quad (2.37)$$

Donde:

- $F$ : Área rodeada por la sección cerrada
- $I_{xj}, I_{yj}$ : Los momentos de inercia geométricos con respecto a los ejes horizontal y vertical del centroide, respectivamente.
- $x_j, y_j$ : Distancia horizontal y vertical desde el centroide global hasta el centroide j-ésimo elemento de la sección transversal.
- $C_{wj}$ : Constante de alabeo torsional para la j-esima viga.

Luego, la constante torsional  $J$  y la constante de alabeo torsional  $C_w$  para las vigas HTFPGs esta finalmente dado por las ecuaciones 2.38 y 2.39, respectivamente. Cabe destacar que la ecuación 2.38 es correcta para la constante torsional.

$$J = 2J_f + \frac{1}{3}h_w t_w^3 \quad (2.38)$$

$$C_w = \frac{(b_f d_f)^2 (b_f - d_f)^2 t_f}{24(b_f + d_f)} + I_z \frac{(h_w + d_f)^2}{4} \quad (2.39)$$

Donde:

- $J_f$ : Menor momento de inercia del ala en compresión, constante de St. Vernant

$$J_f = \frac{2(b_f d_f)^2 t_f}{b_f + d_f} \quad (2.40)$$

- $I_z$ : Menor momento de inercia de toda la sección transversal, también conocido como  $I_w$
- $d_f = D_f - t_f$  y  $b_f = B_f - t_f$

Por otro lado, Hassanein [20] estudió el comportamiento ante el pandeo lateral - distorsional de vigas HTFPG con almas esbeltas no atiesadas. Según el estudio, los parámetros más importantes que afectan la resistencia de las vigas I con almas esbeltas son el módulo de sección ( $S_y$ ) y el radio de giro del ala en compresión ( $r_z$ ). De este estudio, se realizan las siguientes observaciones:

- Para  $L < 25 m$ :  $M_{cr}$  asociado al pandeo lateral torsional depende altamente del largo  $L$  de la viga HTFPG y la profundidad del ala  $D_f$  pero depende muy poco del espesor del alma  $t_w$ .
- $15 < L < 25 m$ : El espesor del alma influencia el valor de  $M_{cr}$ . Afecta además el desplazamiento relativo entre el ala superior e inferior. Se caracteriza por tener una rotación por torsión nula en el ala.
- $L > 25 m$ :  $M_{cr}$  asociado al pandeo lateral distorsional depende altamente de la profundidad del ala  $D_f$  de la viga HTFPG y depende poco de su longitud  $L$  y el espesor del alma  $t_w$ .

Además, del estudio se obtienen ecuaciones para  $K$ ,  $G$  y  $K_c$  [20]:

$$K = \frac{E}{2} \left( \frac{\pi^4 I_{fz}}{L^3} + \frac{t_w^3 h_w^3 L}{(1 - \nu^2) h^6} \right) \quad (2.41)$$

$$G = \frac{\pi^2}{2I_y L} \left( h t_f (b_f + d_f) + \frac{(5h^2 - h_w^2) h_w^3 t_w}{20h^3} \right) \quad (2.42)$$

$$K_c = -\frac{E}{2} \frac{t_w^3 h_w^3 L}{(1 - \nu^2) h^6} \quad (2.43)$$

Cabe notar que el  $G$  calculado en la ecuación 2.42 es la rigidez geométrica debida a tensiones de compresión derivadas del momento  $M$  flector del eje mayor de una viga HTFPG.  $K$  es la componente de rigidez lineal asociada a la flexión lateral del ala y la distorsión del alma.  $K_c$  es la componente de rigidez lineal debida al acoplamiento entre los desplazamientos laterales del ala superior e inferior (desplazamiento relativo) que induce la distorsión del alma. Estas componentes de rigidez se determinan a partir de las segundas derivadas de la energía potencial. A partir de estas componentes se puede

calcular el momento crítico [20]:

$$M_{cr} = \frac{\sqrt{K^2 - K_c^2}}{G} = EI_y \cdot \frac{\sqrt{\frac{\pi^4 I_{fz}^2}{L^4} + \frac{2I_{fz} t_w^3 h_w^3}{(1-\nu^2) h^6}}}{ht_f(b_f + d_f) + \frac{(5h^2 - h_w^2)h_w^3 t_w}{40h^3}} \quad (2.44)$$

Por otro lado, Pi y Trahair [21] propusieron una fórmula analítica para determinar el momento por pandeo lateral de distorsión al para vigas con alas huecas dado por:

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left( \frac{2GJ_f \frac{Et_w^2 L^2}{(1-\nu^2)\pi^2 h_w}}{2GJ_f + \frac{Et_w^2 L^2}{(1-\nu^2)\pi^2 h_w}} + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2} \right)} \quad (2.45)$$

Dentro de la ecuación 2.45 G si corresponde al módulo de corte.

### • Diafragmas en vigas TFG

La presencia de diafragmas interiores en general proporciona un refuerzo torsional a una viga, aumenta su resistencia a la torsión lateral y permite el uso de un ala de compresión tubular ligeramente más pequeña. Los diseños compuestos son más ligeros que los diseños no compuestos [6].

Para vigas I convencionales el uso de diafragmas se hace necesario ya que de no utilizarlos el diseño se vería controlado por la capacidad de compresión del ala superior de la viga y, en particular, por el pandeo lateral torsional bajo condiciones constructivas.

De igual forma, aun que las vigas TFG permiten disminuir el uso de diafragmas o marcos transversales, en investigaciones previas se estudiaron distintas configuraciones en las cuales el uso de este tipo de vigas se optimizó utilizando además diafragmas. Como configuración básica, se utilizan diafragmas en los apoyos y en medio del vano. En la figura 2.5 se muestran algunas de las configuraciones estudiadas en investigaciones previas [5].

Se utilizan diafragmas típicos en el modelamiento de las vigas TFG.

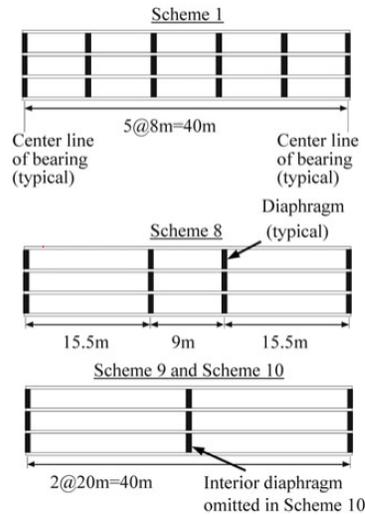


Figura 2.5: Esquemas para los diafragmas para el prototipo [5]

Es importante notar que los diafragmas interiores son costosos de fabricar, además de

requerir ser construidos en terreno y ser conectados a las vigas, y estos costos pueden compensar los beneficios de las vigas más ligeras.

- **Tableros de hormigón compuestos a las vigas TFG**

Los diseños cuando se componen el sistemas de vigas TFG con un tablero de hormigón son más ligeros que los diseños no compuestos pues la losa de hormigón contribuye a la capacidad de carga en un diseño compuesto.

- **Unión entre la losa de hormigón y las vigas TFG**

La unión entre las vigas y el tablero de hormigón es importante al momento de seguir la normativa vigente, pues dependiendo de la forma de la unión se debe utilizar un apartado diferente.

En estudios previos, se considera que la losa y las vigas TFG se componen de la siguiente forma: Se realizan agujeros en los paneles prefabricados del tablero de hormigón y se soldan pernos de corte a las vigas a través de los agujeros. Los huecos entre los paneles del tablero de hormigón se rellenaron con lechada y los paneles se postensan juntos longitudinalmente. Se coloca lechada entre los paneles del tablero de hormigón y las vigas, y los agujeros del núcleo se rellenaron con lechada.

#### 2.4.1.1.2. Vigas CHTFG

Una viga en I curva es una sección “abierta” que tiene muy poca resistencia a la torsión y, por tanto, es susceptible de sufrir grandes deformaciones y rotación de la sección transversal bajo su propio peso. Como resultado, las vigas curvas a menudo requieren un apuntalamiento o un apuntalamiento temporal durante el montaje. Por esto, Dong y Sause [15], estudiaron el comportamiento de vigas curvas de ala tubular hueca (CHTFGs). Dentro de su estudio se considera que los tubos y el alma son suficientemente compactos para que el pandeo local no controle la resistencia de la viga.

Dentro de las principales ventajas de las vigas CHTFGs, en comparación a vigas I convencionales curvadas, se encuentran las siguientes [15]:

- Bajo la misma carga, los CHTFG desarrollan menos tensión normal de alabeo, menos tensión normal total y menos rotación de la sección transversal que las correspondientes vigas I curvas;
- Las fuerzas en los diafragmas de los sistemas CHTFG son menores que en los sistemas correspondientes de vigas en I curvas, por lo que se podrían utilizar barras transversales más pequeñas en los sistemas CHTFG para reducir costes.
- Se necesitan menos diafragmas para los sistemas CHTFG, en comparación a un sistema conformado por vigas I convencionales.
- Aunque las vigas con ala tubular posean una tendencia a la distorsión, con el uso de atiesadores de alma transversales y diafragmas tubulares se controla efectivamente la influencia de la distorsión en la sección transversal en la capacidad de carga de las vigas CHTFG.
- Poseen facilidad de manipulación, transporte y montaje de las vigas curvas individuales gracias a su mayor rigidez (Dong y Sause [6]), y la reducción de la necesidad de soporte temporal antes de que el tablero de hormigón se componga con las vigas, lo que facilita y acelera la construcción del puente.

- Los sistemas CHTFG pueden soportar su peso propio más el de un tablero de hormigón sin apoyos intermedios dentro del vano y, por lo tanto, el apoyo temporal de los sistemas CHTFG durante la construcción antes de que el tablero de hormigón se componga con las vigas puede no ser necesario, lo que agiliza y hace más económico el montaje del puente.

Por otra parte, los resultados de su estudio mostraron que el uso de una disposición adecuada de diafragmas y diafragmas tubulares eliminaba eficazmente el efecto de la distorsión de la sección transversal en la capacidad de carga. Los efectos de la imperfección geométrica inicial y las tensiones residuales en la capacidad de carga del sistema de tres CHTFG son pequeños.

Al añadir un tablero de hormigón al sistema CHTFG, su rigidez crece significativamente [2]. Además, los desplazamientos y fuerza máxima en los diafragmas disminuyen drásticamente. Otro beneficio de añadir el tablero de hormigón es que la capacidad de carga aumenta. A pesar de lo anterior, el comportamiento de un sistema CHTFG compuesto con un tablero de hormigón bajo carga vertical es similar al comportamiento de un correspondiente sistema de vigas I convencionales con un tablero, y el efecto de aumentar el número de diafragmas intermedios es pequeño en ambos sistemas. De esta forma, la capacidad de carga de un sistema CHTFG compuesto con un tablero de hormigón es similar a la de un sistema con vigas IG.

#### **2.4.1.2. Puentes curvos**

Para puentes de carretera, las vigas curvas de acero son la opción preferida debido a su simplicidad de fabricación y construcción, rapidez de montaje y su capacidad de servicio.

Además, el comportamiento de puentes con vigas curvas puede ser sensible al proceso constructivo debido a la tendencia natural de las vigas a torcerse y deformarse durante la construcción, cuando los miembros se comportan más como unidades individuales que como un sistema estructural 3d completo. Esto puede llevar a deformaciones globales y locales inesperadas luego de la construcción y bajo cargas de servicio.

Un estudio realizado por D. Linzell [22] realizó un experimento que consideraba un sistema de 3 vigas simplemente apoyadas con una luz media de 27,4 m. En él, se realizaron pruebas removiendo los arriostramientos o diafragmas en distintas partes de la configuración anterior. Del estudio se logró demostrar el rol crítico de las restricciones laterales en el medio de la luz cuando se está construyendo un puente de vigas curvas.

Un método utilizado para obtener un análisis de puentes curvos es el Método de Carga V *V-Load Method*, el cual es nombrado de ese modo por el uso de fuerzas de corte artificiales llamadas cargas V, aplicadas a las vigas en los puntos de conexión de los diafragmas. El método reemplaza el puente curvo actual con un sistema equivalente de vigas rectas. Este es analizado en 2 pasos. Primero, el sistema equivalente, el cual posee luces iguales a las de las vigas curvas, se examina bajo unas cargas muertas y vivas anticipadas para determinar una serie de momentos primarios en cada punto de conexión de los diafragmas. Las vigas luego son re-analizadas bajo una serie de cargas V para determinar los momentos de las cargas V, nuevamente aplicados en los puntos de conexión de los diafragmas. Los resultados

preliminares y los momentos por las cargas  $V$  son superpuestos para obtener los momentos finales en la viga curva en los puntos de conexión del marco transversal. Estos momentos luego son utilizados para el diseño de las vigas curvas.

Luego, cuando se estimaron las fuerzas utilizando el método de carga en  $V$ , se demostró que se tenían predicciones conservadoras de los momentos de la viga exterior y las predicciones no conservadoras de los momentos en la viga interior. El método de la carga en  $V$  también proporcionó predicciones conservadoras de los esfuerzos axiales en el marco transversal. Es importante tener en cuenta que los resultados anteriores se obtuvieron para un único sistema de puente curvo simplemente apoyado y que pueden existir resultados diferentes para sistemas más complicados que contengan vigas adicionales y vanos continuos.

Por otro lado, en un estudio realizado por Jeonghyeon Lim [23] investigó el comportamiento de vigas I curvas horizontalmente sometidas a momentos finales iguales. Los puentes curvos pueden experimentar un momento torsional significativo debido a sus inherentes características geométricas. Además, el acoplamiento entre los momentos de flexión y de torsión debe considerarse en el proceso de diseño para investigar la resistencia del elemento.

En este estudio, se utilizó una razón de esbeltez igual a:

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_p}{M_{ocr}}} \quad (2.46)$$

Donde:

- $M_{ocr}$ : Momento por pandeo lateral torsional en el rango elástico lineal.

$$M_{ocr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_z} + \frac{L^2 GK}{\pi^2 EI_z}} \quad (2.47)$$

- $M_p$ : Capacidad de momento plástico
- $E$ : Módulo de Young
- $I_z$ : Segundo momento de inercia con respecto al eje menor
- $C_w$ : Constante de alabeo
- $L$ : Largo no arriostrado
- $G$ : Módulo de corte
- $K$ : Constante torsional

Lee [24] estudió el mecanismo de falla para vigas I horizontalmente curvas y concluyó que existen 3 factores principales que gobiernan el comportamiento de un elemento curvo: longitud no arriostrada; momento torsional uniforme completamente plástico, y el efecto de curvatura.

Siguiendo esa línea, el máximo momento torsional  $T_{max}$  se calcula a partir de un análisis de primer orden cuando se asume que la viga que esta sujeta a  $M_p$  en ambos extremos. Este

ocurriría en ambos extremos, y se puede calcular a partir de la ecuación:

$$T(\theta) = \frac{M_{end} \sin \theta_{end}/2 - \theta}{\cos \theta_{end}/2} \quad (2.48)$$

Donde:

- $M_{end}$ : Momento aplicado en los extremos
- $\theta_{end}$ : Ángulo subtendido
- $T_p$ : momento completamente plástico. Momento que afecta la resistencia última de momento de un elemento curvo.

$$T_p = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \left[ b_f t_f^2 \left( 1 - \frac{t_f}{3b_f} \right) + (h - 2t_f) \frac{t_w^2}{2} + \frac{t_w^3}{6} \right] \quad (2.49)$$

- $f_{Y0}$ : Esfuerzo de fluencia uniaxial inicial.

Luego, del estudio se obtiene una ecuación general para cualquier viga con sección I con curvatura inicial arbitraria y radio de curvatura, la cual incluye todos los factores principales (material, capacidad de torsión y flexión de la sección, largo, esbeltez) que afectan la resistencia ultima de miembros curvos. La ecuación se presenta a continuación:

$$\frac{M_u}{M_p} = A \ln \frac{T_{max}}{T_p} + B \leq 1.0 \quad (2.50)$$

$$A = 0.26\lambda - 0.38 \quad (2.51)$$

$$B = 0.36\lambda^3 - 0.4\lambda^2 - 1.07\lambda + 1.56 \quad (2.52)$$

Según un estudio realizado por Fan y Sause [25], cuando la razón de curvatura L/R es mayor a 0.3, los sistemas compuestos por vigas de ala tubular tienen un esfuerzo de Von-Mises menor que el de un sistema de vigas I convencionales, siendo el esfuerzo de las últimas más sensible al aumento de curvatura. Además, se descubrió que para cualquier curvatura, el esfuerzo normal de flexión y el desplazamiento vertical para un sistema de vigas I es menor que el de un sistema de vigas con ala tubular, pero la rotación de la sección transversal en el primer sistema es mayor.

## 2.4.2. Estudios experimentales

A continuación se presenta una serie de estudios experimentales realizados para las vigas de interés. La configuración utilizada y los aspectos más importantes de cada una de ellas es resumida.

### 2.4.2.1. Vigas TFG

Un estudio experimental realizado por Haiying Ma, Richard Sause & Kourosch Mahvashmohammadi [26] para vigas TFG1 obtuvo que la capacidad de carga de este tipo de vigas era de 1157 kN. La configuración utilizada fue la siguiente:

- Se realiza el experimento para un puente de 2 vigas TFG1 simplemente apoyadas, con 5 diafragmas (3 intermedios y 2 en los apoyos) y 9 atiesadores equiespaciados (incluyendo los de los apoyos). El sistema además posee un tablero de hormigón.

- La luz del puente en la línea central era de 27.4 m. Las vigas estas espaciadas a 3.66 m y el ancho del tablero de hormigón es de 5.94 m. La altura de la sección es de 1.37 m.
- El radio de curvatura horizontal ( $L/R$ ) es de 0.45.
- En principio se utilizaría una carga uniformemente distribuida para representar las cargas de construcción para la condición de colocación del tablero, mas se observa mediante un análisis de Elementos Finitos de cargas concentradas uniformemente espaciadas que estas producen una respuesta similar a la de una carga uniformemente distribuida [5]. Por lo tanto, siete dispositivos de carga situados en siete planos paralelos aplicaron 14 fuerzas concentradas a las vigas para simular la condición de colocación del tablero.
- La configuración utilizada se muestra en la Figura 2.6.

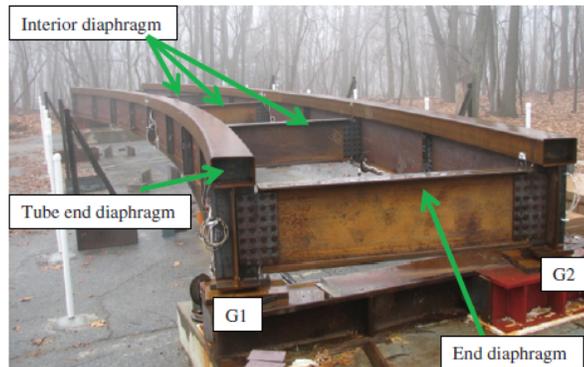


Figura 2.6: Muestra de ensayo [26]

Sobre la base de este estudio experimental y analítico realizado, se obtuvo como conclusión que los resultados experimentales presentados sugieren que los criterios de diseño estándar de la AASHTO [8] para vigas en I de acero convencionales se pueden utilizar para diseñar de forma segura las vigas TFG1 en puentes curvos de carreteras; lo que es digno de mención, ya que la sección TFG1 ofrece importantes ventajas en relación con las vigas I convencionales para aplicaciones de puentes curvos (Ma & Sause [3]).

#### 2.4.2.2. Puentes curvos

Un estudio realizado por D. Linzell, R. T. Leon & A. H. Zureick3 [27] para vigas I curvas obtuvo que la capacidad de carga para la configuración utilizada era de 62,3 kN. A continuación se presenta un resumen de la configuración experimental.

- La configuración general consistía en un sistema de 3 vigas I simplemente apoyadas, mas se hicieron algunos cambios entre las pruebas. La luz media era de 27.3 m
- Las pruebas en las cuales el arriostamiento o los diafragmas se removían solo en la viga interior (G1) en un sistema de vigas gemelas se llamó ES1. En las pruebas en que se removían los diafragmas que se encontraban entre ambas vigas (G1 y G2) en un sistema de vigas gemelas se llamó ES2. Finalmente, en las pruebas donde se removieran los apoyos intermedios entre un sistema de 3 vigas se llamó ES3-1.
- La configuración del sistema ES3-1 se muestra en la Figura 2.7. No se utilizan atiesadores del alma en los experimentos.

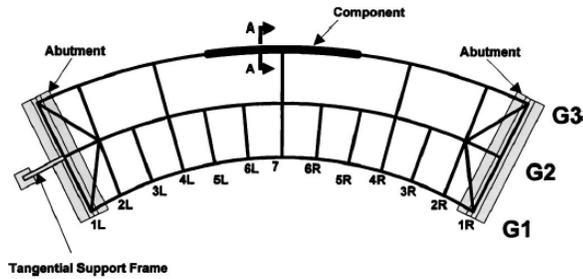


Figura 2.7: Configuración ensayo D. Linzell, R. T. Leon & A. H. Zureick3 [27])

Además, Lim, J.; Kang, Y.-J.; Lee, J.; Kim, S.; Lee, K. [23] realizaron un estudio experimental para investigar el comportamiento de un elemento curvo y verificar la precisión de la ecuación 2.50.

- Las coordenadas para las ecuaciones previas se muestran en la Figura 2.8.

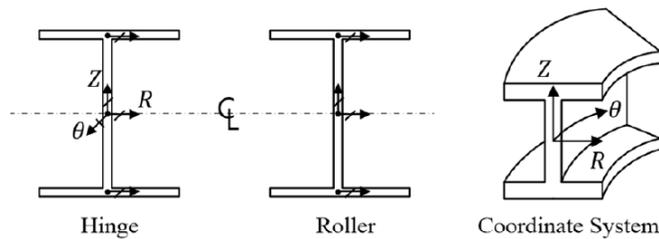


Figura 2.8: Condiciones de borde para ecuaciones previas (Ecuación 2.48)

- El experimento constaba de una viga simplemente apoyada con atiesadores en los apoyos, para evitar la falla por corte. Para simular un elemento que esta sometido a un momento uniforme para todo el vano, se introducen voladizos rectos a ambos lados de los apoyos y se aplican las cargas en los extremos, como se muestra en la Figura 2.9.

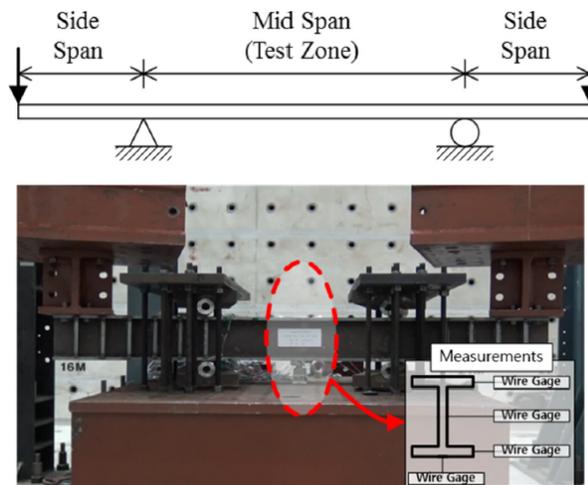


Figura 2.9: Configuración experimento/ Medición del desplazamiento[23]

Finalmente, de esta investigación se derivó una ecuación de resistencia de momento (Ecuación 2.50) con el momento de torsión obtenido del análisis de primer orden.

Como conclusiones principales de este trabajo se tiene que el momento de torsión máximo que actúa sobre la viga podría normalizarse mediante división del momento plástico uniforme completo, e indica el efecto de curvatura. En el caso de una viga recta, el momento de torsión debe ser nulo, por lo que el efecto de curvatura puede ser despreciado. Además, un elemento recto debe considerarse como un tipo de elemento curvo que tiene 0 grados de ángulo subtendido. La ecuación propuesta (Ecuación 2.50) no sólo refleja ese concepto, sino que también tiene una forma sencilla.

## **2.5. Antecedentes sísmicos**

### **2.5.1. Respuesta sísmica en puentes: Caso chileno**

Ahora bien, con respecto a la respuesta sísmica general de los puentes en Chile, un estudio hecho a partir del terremoto del 27 de febrero de 2010 en el país mostró que la mayor parte de las estructuras viales tuvieron un buen comportamiento, quedando solo el 4,6 % de las estructuras expuestas en la zona afectada dañadas o inutilizadas [28].

Con respecto a los principales daños observados, en los pasos inferiores y superiores construidos luego del 2000 se vio un menor desempeño a los construidos posteriores a ese año. Una de las causas probables del colapso de las estructuras es la amplificación local del movimiento sísmico. Por otro lado, en puentes esviados, un ángulo de esviaje grande e insuficiente amplitud de la mesa de apoyo fueron también aspectos que influyeron en el colapso de algunos puentes. Las estructuras con aislación sísmica presentaron un buen comportamiento.

Sin embargo, la torsión interna en los puentes curvos existe independientemente de la interconexión de las vigas por los diafragmas. Si las vigas I curvas no están conectadas al sistema estructural global del puente por los diafragmas, tienden a mostrar grandes deformaciones por torsión.

En cambio, en un puente recto esviado, la torsión interna total tiende a ser relativamente pequeña y los torques de las vigas son inducidos predominantemente por la compatibilidad de las deformaciones entre las vigas y los diafragmas; es decir, si las vigas no están interconectadas por los diafragmas, no hay tendencia a que se retuerzan bajo las cargas verticales primarias.

### **2.5.2. Respuesta sísmica de puentes curvos**

Ahora bien, con respecto a la respuesta sísmica de puentes curvos, Kawashima [7] realizó un estudio que demostró que el grado relativo de curvatura tiene un efecto significativo en la respuesta de los puentes y que para radios más cortos hay una mayor vulnerabilidad a daños residuales de las juntas y a los efectos de los golpes. También se observó que el desasentamiento se debe a grandes rotaciones en la superestructura que hacen que el tablero gire fuera de los soportes de apoyo. Además, la inclusión de juntas de dilatación puede causar

grandes daños a través del impacto repetitivo en los modos de traslación y torsión.

En la Figura 2.10 se muestra la respuesta de una sección curva de un puente con vigas tipo cajón en rampa. Se requiere una atención especial para mitigar la respuesta exterior de la superestructura y el levantamiento en las esquinas interiores en un puente curvo con un pequeño radio de curvatura. Se puede ver que existe torsión en planta. Además, se observa un apoyo con inclinación, lo cual ayuda a la excentricidad torsional.



Figura 2.10: Elevación y desviación hacia el exterior en un soporte extremo interior [7]

# Capítulo 3

## Metodología de diseño estándar

En el contexto de las investigaciones previas mencionadas en el capítulo anterior, se decide trabajar con una sección tipo TFG2, la cual posee dos alas tubulares. Como bien se dijo anteriormente, esta posee una desventaja económica cuando se utiliza para luces grandes, mas esta metodología considerará solo el diseño de puentes entre 20 y 40 metros, rango en el cual no se debe utilizar una placa de cubierta en el ala interior.

En este capítulo se describe una metodología de diseño base para la sección de vigas seleccionada. Cabe destacar que esta metodología tiene como base la norma AASHTO LRFD (2012) [8], de ahora en adelante mencionada como norma AASHTO.

Cabe destacar que si bien se hace referencia a la norma AASHTO [8], dentro del contexto nacional el Manual de carreteras, documento técnico que sirve de guía para el diseño, sigue las recomendaciones internacionales de la norma.

### 3.1. Características generales del puente

En primer lugar, se definen las características generales del puente, tales como:

- Luz del puente: Considerar una luz entre 20 y 40 metros.
- Tipos de apoyo: Se considera de forma general condiciones simplemente apoyadas, para el análisis estático. En el caso sísmico, donde se utiliza como normativa el manual de carreteras, se utilizan apoyos elastoméricos.
- Tipo de vigas a utilizar (sección transversal): la metodología a realizar es una metodología base para vigas I de acero de sección TFG2.
- Tipo de tablero a utilizar: *hormigón hecho en el lugar*
- Espesor y ancho del tablero de hormigón.<sup>1</sup>
- Número de vigas y espaciamiento entre ellas.
- Número de diafragmas/marcos transversales y su espaciamiento a lo largo del vano.

---

<sup>1</sup> Durante el trabajo no se diseñará el tablero de hormigón, se utiliza el peso estándar (configuraciones utilizadas en trabajos previos) como carga para las vigas de acero.

- Número de atiesadores, su espesor y espaciamiento a lo largo del vano.
- Condición compuesta o no compuesta para el diseño de las condiciones de servicio.  
Un diseño compuesto utiliza conectores de corte fijados al ala superior que permiten que el tablero de hormigón actúe de forma compuesta con las vigas. La anchura efectiva del tablero de hormigón contribuye a la capacidad de carga de la sección transversal. En un diseño no compuesto, las cargas son soportadas únicamente por las vigas. En el caso de las vigas de ala tubular, deben fijarse conectores a cortante al tubo, lo cual eventualmente podría ser una desventaja constructiva.
- Calidad del acero para los elementos estructurales

Además, dentro de las características geométricas principales del puente se encuentra que este es curvo.

## 3.2. Elección del perfil

### 3.2.1. Identificación de propiedades geométricas

Dentro del proceso de diseño se incluye elegir:

#### 1. Altura de la sección (Total)

Se toma en consideración para la elección de la altura del perfil la profundidad mínima para superestructuras de profundidad constante mostradas en la Tabla 3.1 (Extracto de la Tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO [8]). Es importante que este apartado es opcional e interpretable según las preferencias del usuario.

Tabla 3.1: Extracto Tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO [8] Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Acero	Altura total de una viga I compuesta	0,040 L	0,032 L
	Altura de la porción de sección I de una viga I compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

#### 2. Tamaño de los tubos de las alas

Se escoge un ala tubular que satisfaga el límite mostrado en la ecuación 2.33.

#### 3. Altura y espesor del alma

Los requerimientos para la altura y el espesor del alma se detallan más adelante.

Para estas elecciones se tiene en cuenta los límites proporcionales en la norma AASHTO [8], los requisitos generales dados por las investigaciones previas, y los tamaños de tubos y espesores de placas disponibles comercialmente.

### 3.2.2. Verificaciones normativas y propuestas en estudios previos

Para hacer efectiva la elección del perfil, se procede a realizar las verificaciones de la norma AASHTO [8] y las propuestas en estudios previos por Richard Sause y otros autores que han realizado investigaciones sobre la sección estudiada [2], [17], [18].

#### 3.2.2.1. Verificaciones AASHTO

Los límites proporcionales de la sección transversal a verificar según la norma AASHTO se muestran a continuación:

- Esbeltez del alma

Si no se disponen atiesadores longitudinales, el alma deberá tener unas proporciones tales que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (3.1)$$

En cambio, si se dispone de atiesadores longitudinales, el alma deberá tener unas proporciones tales que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (3.2)$$

Un ala tubular en compresión debería ser seleccionada para satisfacer los límites de esbeltez de un tubo dado por la AASHTO, lo cual permite que un tubo uniformemente comprimido desarrolle un esfuerzo de fluencia en compresión antes de que el pandeo local ocurra (ecuación 2.33).

Para evitar el pandeo local y una distorsión excesiva del alma, el espesor del alma y su esbeltez deberían limitarse como sigue:

1. El espesor mínimo del alma es 1.11 cm.
2. La esbeltez del alma debería satisfacer el límite del alma no compacta bajo la carga factorizada del estado límite de constructibilidad y servicio II, la cual se muestra en la ecuación 2.34.

#### 3.2.2.2. Verificaciones investigaciones previas

La esbeltez del alma debe satisfacer el siguiente límite de esbeltez desarrollado por Kim & Sause [17] para evitar el una distorsión excesiva del alma (ecuación 2.35):

$$\frac{D_w}{t_w} \leq 11 \left( \frac{E}{F_{yc}} \right)^{1/3}$$

Donde:

- $D_c$ : Altura del alma en compresión en el rango elástico lineal del comportamiento
- $D_w$ : Altura del alma
- $t_w$ : Espesor del alma

Es importante notar que este límite es aplicable a vigas TFG con 3 o más atiesadores verticales del alma a lo largo de la luz de la viga entre los atiesadores del alma en los apoyos.

Una vez seleccionadas las dimensiones del perfil, se procede a calcular sus propiedades geométricas necesarias para el cálculo de los esfuerzos de las vigas. Se recomienda hacer una

tabla con las propiedades de la sección (tanto cuando las vigas no están compuestas con el tablero de hormigón como cuando lo están)

### 3.3. Identificación de las cargas solicitantes

Se eligen las cargas para las cuales se diseñan las vigas. Dentro de las mismas se incluye de manera básica las mostradas en la Tabla 3.2

Tabla 3.2: Cargas a utilizar

Cargas Permanentes		Cargas transitorias	
DC	Carga muerta de los elementos estructurales y accesorios no estructurales	LL	Carga viva vehicular
		BR	Fuerza de frenado vehicular
		PL	Carga viva peatonal
DW	Carga muerta de las superficies de rodadura	LS	Carga viva superficial
		EQ	Carga de sismo

Los valores utilizados para el caso de aplicación se detallan en el capítulo “Caso de Aplicación”.

#### 3.3.1. Cargas permanentes

A continuación, en la Tabla 3.3, se muestran pesos específicos recomendados por el Manual de diseño de superestructuras de acero para puentes de ICHA.

Tabla 3.3: Pesos unitarios recomendados para calcular la carga muerta (Manual ICHA)

Material	$\gamma$ [ton/m <sup>3</sup> ]
Acero	7,85
Hormigón	2,4
Hormigón armado	2,5
Asfalto	2,4
Baranda anti-impacto	150,0 [Kg/m]
Baranda liviana	50,0 [Kg/m]

#### 3.3.2. Cargas vivas

- Sobrecarga peatonal: se considera una carga peatonal en todas las aceras de más de 2 ft de ancho. Esta carga se considera simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.
- Carga vehicular: consiste en la combinación de un camión o tándem de diseño, lo que sea más desfavorable, más una sobrecarga distribuida. Las cargas del camión o del tándem deberán incrementarse según los porcentajes de “Incremento por efectos dinámicos” de la Tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD.

### 3.3.2.1. Vías de tránsito

Dado que el camión de diseño propuesto por la AASHTO ocupa un ancho de 3,05 m, se tiene que la vía de tránsito es de 3,66 m. Las posiciones de las cargas en las vías de tránsito deben colocarse de forma tal que provoquen las máximas tensiones en los elementos que se están considerando.

### 3.3.2.2. Impacto

Para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto, las tensiones producidas por las cargas de los camiones de diseño deben ser incrementadas. Los porcentajes se muestran en la Tabla 3.4 (Tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO).

El factor debe aplicarse como  $(1+IM/100)$ . Este incremento no se aplica a cargas peatonales o a la carga distribuida.

Tabla 3.4: Incremento por efectos dinámicos

Componente	IM
Uniones del tablero - Todos los estados límite	75 %
Todas las demás componentes:	
Estado límite de fatiga y fractura	15 %
Todos los demás estados límite	33 %

### 3.3.2.3. Carga móvil peatonal

Según la norma AASHTO, la carga móvil peatonal para los pasillos, pasarelas y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de 0,075 ksf para aceras mayores a 2 pies.

### 3.3.2.4. Cargas móviles

Las cargas móviles consisten en camiones estándares y cargas de faja.

#### 1. Carga de faja

Consisten en una carga uniforme por metro lineal de faja de tránsito, combinada con una carga puntual colocadas sobre las vigas, en posición tal que provoque las máximas tensiones.

#### 2. Camiones estándares

Si se utiliza como camión un camión H, su carga consiste en dos ejes de camión y la correspondiente carga de faja. La carga corresponde al número que le sigue a la H (por ejemplo, un camión H 20 indica un camión de 20 toneladas)

Por otro lado, se puede utilizar un camión HS, la cual consiste en un camión con semi-trailer o la correspondiente carga de faja. Al igual que el camión H, el número que sigue a la letra indica el peso del camión en toneladas. En este caso, la separación entre los ejes se considera variable.

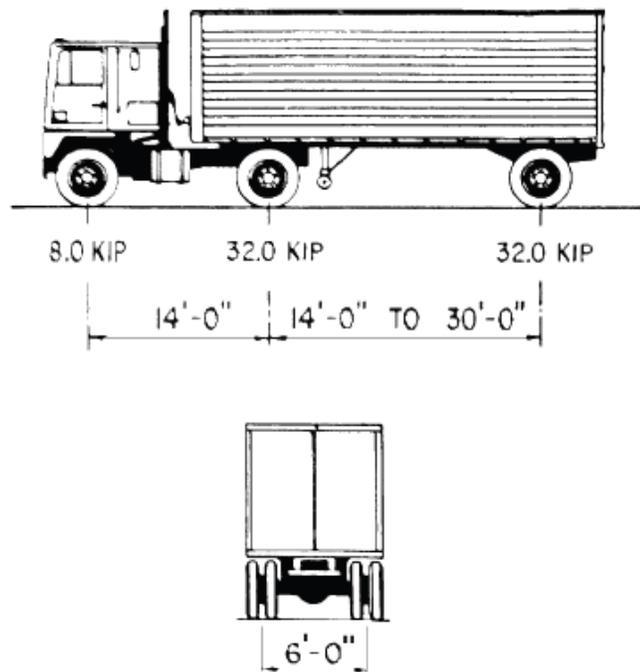


Figura 3.1: Características del camión de diseño (Figura 3.6.1.2.2-1 de la AASHTO)

Cabe destacar que para el diseño del camión se toma un supuesto en el tamaño del mismo, esto debido a la envergadura de la estructura a diseñar.

### 3. Tándem de diseño

Consiste en un par de ejes de 25 kip con separación de 4 ft. La separación transversal de las ruedas se toma como 6 ft. Se considera un incremento de tamaño según lo especificado en el artículo 3.6.2 de la norma AASHTO.

#### 3.3.2.4.1. Presencia múltiple de carga viva

Los efectos atribuidos a la carga viva se determinan considerando cada posible combinación de número de vías cargadas, multiplicando las cargas provenientes del camión por un factor de presencia múltiple, para tener en cuenta la probabilidad de que cada vía esté ocupada por toda la carga de diseño. Estos factores se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Factor de presencia múltiple, m

Numero de vías cargadas	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Luego de identificadas estas cargas, se calcula cada una de ellas. Además, se calculan los momentos y cortantes sin factorizar de las vigas más solicitadas (normalmente, las exteriores en un puente curvo).

### 3.3.2.4.2. Coeficiente de distribución

El coeficiente de distribución trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución ( $C_d$ ), está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard [29].

### 3.3.2.5. Carga de Viento: WL y WS

Para obtener las cargas de viento, se sigue lo establecido en el artículo 3.8 de la norma AASTHO [8].

#### 3.3.2.5.1. Presión horizontal del viento

Para los puentes o partes de puentes y barreras acústicas más de 30,0 pies por encima del nivel del suelo o del agua, la velocidad del viento de diseño, VDZ, debe ajustarse de acuerdo con:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left( \frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.3)$$

Donde:

- $V_{DZ}$ : Velocidad del viento de diseño en la elevación de diseño, Z (mph)
- $V_0$ : Velocidad de fricción, una tomada de forma característica meteorológica del viento, como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1, para varias superficies características en contra del viento (mph)
- $V_{30}$ : Velocidad del viento a 30,0 pies por encima del nivel del suelo o sobre el nivel del agua de diseño (mph)
- $V_B$ : Velocidad del viento base de 100 mph a 30,0 pies de altura, lo que produce las presiones de diseño especificadas en Artículos 3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2
- Z: Altura de la estructura a la que se calculan las cargas de viento calculadas desde el suelo o desde el nivel del agua nivel del agua, > 30,0 pies
- $Z_0$ : Longitud de fricción del fetch aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como especificada en la tabla 3.8.1.1-1 (pies)

Tabla 3.6: Valores de  $V_0$  y  $Z_0$  para varias condiciones de superficie aguas arriba (Tabla 3.8.1.1-1 de la AASHTO)

Estado	Campo abierto	Suburbano	Ciudad
$V_0$	8.20	10.90	12.00
$Z_0$	0.23	3.28	8.20

• **Presión del viento en estructuras: WS**

En ausencia de un dato más preciso, la presión de viento de diseño, en ksf, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \quad (3.4)$$

Tabla 3.7: Presiones básicas,  $P_B$ , correspondiente a  $V_B = 100$  mph (Tabla 3.8.1.2.1-1 de la AASHTO)

Componente de la Superestructura	Carga de viento Barlovento, ksf	Carga de viento Sotavento, ksf
Reticulados, columnas y arcos	0.050	0.025
Vigas	0.050	NA
Superficies largas planas	0.040	NA

Para los puentes de vigas y losas habituales que tienen una longitud de vano individual no superior a 125 pies y una altura máxima de 30,0 pies sobre el nivel del suelo o del agua se puede utilizar la siguiente carga de viento:

- 0.05 ksf, transversal
- 0.012 ksf, longitudinal

Ambas fuerzas deben aplicarse simultáneamente. Estas fuerzas no deben usarse para determinar las fuerzas en barreras acústicas.

• **Presión del viento en vehículos: WL**

Cuando hay vehículos presentes, el diseño de la presión de viento debe ser aplicado tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento en los vehículos se debe representar como una fuerza ininterrumpida, en movimiento de 0.10 klf actuando en la dirección normal, y 6.0 pies por encima de la carretera y se debe transmitir la estructura. Para los puentes de vigas y losas habituales que tienen una longitud de vano individual no superior a 125 pies y una altura máxima de 30,0 pies sobre el nivel del suelo o del agua se puede utilizar la siguiente carga de viento:

- 0.1 ksf, transversal
- 0.04 ksf, longitudinal

Ambas fuerzas deben aplicarse simultáneamente.

**3.3.2.5.2. Presión vertical del viento**

Salvo que se determine lo contrario en el artículo 3.8.3, una fuerza vertical ascendente del viento de 0,020 ksf por la ancho de la cubierta, incluidos los parapetos y las aceras, se considerará como una carga longitudinal. Esta fuerza se aplicará únicamente para los estados límite de resistencia III y servicio IV que no impliquen viento en la carga viva, y sólo cuando la dirección del viento se considere perpendicular al eje longitudinal del puente. Este fuerza lineal se aplicará en el cuarto de punto de barlovento de la anchura del tablero junto con las cargas horizontales del viento especificadas en el artículo 3.8.1.

### 3.3.2.6. Carga de fatiga

La carga de fatiga será un camión de diseño o los ejes especificados en el artículo 3.6.1.2.2 de la norma, pero con una separación constante de 30 ft. entre los ejes de 32 kip.

La frecuencia de la carga de fatiga se toma como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ( $ADTT_{SL}$ ). Esta frecuencia se aplica a todas las componentes del puente. La frecuencia se toma como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.5)$$

Donde:

- ADTT: Número de camiones por día en una dirección única en promedio para la vida de diseño.
- p: Fracción de tráfico de camiones en un carril, tomado como se muestra en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Fracción de tráfico de camiones en un carril único, p (Tabla 3.6.1.4.2-1 de la norma)

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Por otro lado, el parámetro ADTT se obtiene según la ecuación:

$$ADTT = ADT \times f \quad (3.6)$$

Donde ADT es el tráfico promedio diario (limitado por 20000 vehículos por carril por día bajo condiciones normales) y f es la fracción de camiones en tráfico, la cual se obtiene de la Tabla 3.9

Tabla 3.9: Fracción de camiones en tráfico, f (Tabla C3.6.1.4.2-1 de la norma)

Tipo de carretera	f
Carretera rural interestatal	0.20
Carretera urbana interestatal	0.15
Otra rural	0.15
Otra urbana	0.10

### 3.3.3. Estados límite

Se identifican las combinaciones de cargas correspondientes a los estados límite según la AASHTO, como se muestra en la Tabla 3.10, que se analizarán. Además, en la Tabla 3.11 se muestran los factores de carga par cargas permanentes de la misma norma.

Tabla 3.10: Combinaciones de Carga y factores de carga (Extracto Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO)

Combinación de carga	DC DD DW	LL IM BR PL LS	WS	WL
Estado Límite				
Resistencia I	$\gamma_p$	1,75	-	-
Resistencia III	$\gamma_p$	-	1,40	
Servicio II	1,00	1,30	-	-
Servicio IV	1,00	-	0,70	-

Tabla 3.11: Extracto Tabla 3.2.1-2 de la norma: Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1,25	0,90
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65

Siendo las cargas permanentes:

- DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- SW: Peso propio de las vigas

Siendo las cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de los vehiculos
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica
- LL: Sobrecarga vehicular
- LLc: Carga viva durante la construcción
- LS: Sobrecarga de la carga viva
- PL: Sobrecarga peatonal
- WS: Carga de viento sobre la estructura
- WL: Carga de viento sobre la carga viva

Para utilizar la Tabla 3.10, en el caso de el estado límite de resistencia I, por ejemplo, si la reacción por las cargas permanentes es positiva y la carga viva puede causar una reacción negativa, la combinación de cargas sería  $0.9DC+0.65DW+1.75(LL+IM)$ . En cambio, si ambas reacciones fueran negativas, la combinación de cargas sería  $1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)$ .

Luego, las combinaciones de carga a utilizar serán:

- **Estado límite de Resistencia I**

Combinación de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

$$1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM) \quad (3.7)$$

- **Estado límite de Resistencia III**

Combinación de cargas que representa el puente expuesto a velocidades mayores a 90 km/hr.

$$1.25DC + 1.5DW + 1.4WS \quad (3.8)$$

- **Estado límite de Servicio II**

Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia del acero.

$$DC + DW + 1.3LL \quad (3.9)$$

- **Estado límite durante la construcción** (montaje de las vigas con solo el peso de las mismas)

$$1.25SW \quad (3.10)$$

- **Estado límite de Fatiga II**

Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el artículo 3.6.1.4.1 de la norma.

$$0.75(LL + IM) \quad (3.11)$$

Existen más combinaciones de las consideradas en el diseño, mas no se consideran dentro de los alcances de este trabajo. Si se desea ver el resto de las combinaciones de carga, estas se pueden encontrar en el artículo 3.2 de la normativa.

Para el diseño sísmico de la estructura, se utiliza el artículo 3.1004 del Manual de carreteras.

### 3.4. Cálculo de resistencia según normativa y estudios previos

### 3.4.1. Cálculo de los esfuerzos

Se calculan los esfuerzos de flexión positiva en la parte superior de la viga más solicitada (esta corresponde normalmente a la exterior), es decir, la ala comprimida.

Para esto es importante localizar el eje neutro plástico (Tabla D6.1-1 de la norma AASHTO [8]). Se tiene como fórmula general:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left( \frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yr}A_r}{F_{yw}A_w} + 1 \right) \quad (3.12)$$

Donde:

- D: Altura del alma
- $F_{yt}$ : El límite de fluencia mínimo especificado del ala en tracción
- $F_{yc}$ : El límite de fluencia mínimo especificado del ala en compresión
- $F_{yr}$ : El límite de fluencia mínimo especificado de la armadura longitudinal del tablero de hormigón
- $F_{yw}$ : El límite de fluencia mínimo especificado del alma
- $A_t$ : Área del ala en tracción
- $A_c$ : Área del ala en compresión
- $A_s$ : Área del tablero de hormigón
- $A_r$ : Área de la capa inferior e superior de la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón
- $A_w$ : Área del alma de la sección de acero
- $f'_c$ : Resistencia a la compresión mínima especificada del hormigón a los 28 días

Se separa el cálculo según la etapa en la cual está la construcción:

### 3.4.2. Sección compuesta

El esfuerzo elástico en cualquier lugar de una sección compuesta debido a la aplicación de cargas debe ser la suma de los esfuerzos causados por las cargas aplicadas separadamente a:

- La sección de acero
- La sección compuesta en el corto plazo
- La sección compuesta en el largo plazo

### 3.4.2.1. Esfuerzos para las secciones el flexión positiva

Para calcular el esfuerzo flexural en la sección sujeta a flexión positiva, la sección compuesta consistirá en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón. El hormigón en el lado de la tracción del eje neutro no se considerará efectivo en el estado límite de resistencia.

Para las cargas transitorias, que se asume son aplicadas en la sección compuesta en el corto plazo, el área del tablero de hormigón, se transforma utilizando la relación modular del corto plazo,  $n$ . Para cargas permanentes, que se asume son aplicadas en la sección compuesta en el largo plazo, el área del tablero de hormigón se transforma según la relación modular en el largo plazo,  $3n$ .

Para el hormigón de peso normal, la relación modular puede ser tomarse según la Tabla 3.12. Cabe destacar que la relación modular se emplea para las propiedades elásticas dentro del programa.

Tabla 3.12: Relación modular para transformar el tablero de hormigón

$2.4 \leq f'_c < 2.9$	$n=10$
$2.9 \leq f'_c < 3.6$	$n=9$
$3.6 \leq f'_c < 4.6$	$n=8$
$4.6 \leq f'_c < 6.0$	$n=7$
$6.0 \leq f'_c$	$n=6$

En otros casos, la relación modular se toma como:

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (3.13)$$

Donde  $E_c$  es el modulo de elasticidad del hormigón

## 3.5. Estados límite

### 3.5.1. Durante la construcción

- Flexión

1. Alas con arriostramiento discreto en compresión

Dada una sección compacta, se deben satisfacer los siguientes requerimientos:

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (3.14)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (3.15)$$

Donde:

- $\phi_f$ : Factor de reducción de resistencia para la flexión (Artículo 6.5.4.2), igual a 1.0 en AASHTO [8]

- $f_{bu}$ : Esfuerzo del ala calculada sin tener en cuenta la flexión lateral del ala determinada como se especifica en Artículo 6.10.1.6 (ksi)
- $f_l$ : Esfuerzo de flexión lateral del ala determinado como se especifica en el artículo 6.10.1.6 (ksi)
- $F_{nc}$ : Resistencia nominal a la flexión del ala (ksi). Fnc se determinará como se especifica en el artículo 6.10.8.2 de la norma AASHTO [8]. Para las secciones de los puentes de vigas en I rectas con alma compacta o no compacta, la resistencia al pandeo lateral puede tomarse como  $M_{nc}$  determinada como se especifica en el artículo A6.3.3 dividida por  $S_{xc}$ . En el cálculo de Fnc para constructibilidad, el factor de desprendimiento de carga del alma,  $R_b$ , se tomará como 1.0 (ksi)
- $S_{xc}$ : Módulo elástico de la sección en torno al eje mayor de la sección al ala de compresión tomado como  $M_{yc}/F_{yc}$  ( $in^3$ )
- $M_{nc}$ : Resistencia nominal a la flexión basada en el ala en compresión (k-in)

## 2. Alas con arriostramiento discreto en tracción

Para las etapas críticas de la construcción, se deberá cumplir el siguiente requisito:

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt} \quad (3.16)$$

### • Corte

El alma deberá cumplir el siguiente requisito durante etapas críticas de la construcción:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (3.17)$$

Donde:

- $\phi_v$ : Factor de resistencia para el corte especificado en el artículo 6.5.4.2 de la norma AASHTO [8]. Posee un valor igual a  $\phi_v = 1$ .
- $V_u$ : Corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes factorizadas y las cargas de construcción factorizadas aplicadas a la sección no compuesta (kip)
- $V_{cr}$ : Resistencia al corte y al pandeo determinada a partir de Ecuación 6.10.9.3.3-1 de la norma AASHTO [8] (kip)

$$V_n = V_{cr} = CV_P \quad (3.18)$$

Donde:

- $V_p$ : Fuerza de corte plástico. Se calcula a partir de la fórmula:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (3.19)$$

- C: Relación entre la resistencia al pandeo por corte y el límite de fluencia por corte
- $V_{cr}$ : Resistencia al pandeo por corte
- $F_{yw}$ : El límite de fluencia mínimo especificado para el alma
- D: Altura del alma
- $t_w$ : Espesor del alma

Según lo revisado en las investigaciones previas, una sección TFG compacta no es sometida a esfuerzos de corte de gran magnitud, por lo que su diseño al corte puede ser despreciado. Es importante notar que de ser una sección esbelta, este debe ser realizado.

### 3.5.2. Estado límite de Servicio

#### 3.5.2.1. Sección compacta o no compacta

Para determinar qué fórmula se utiliza para calcular la capacidad flexural de la viga se debe determinar si la sección es o no compacta.

Dadas las recomendaciones vistas en el capítulo anterior, se decide trabajar en el espectro de secciones compactas, de modo que siempre se intentará buscar perfiles en ese rango. La metodología de diseño no se extiende a secciones esbeltas.

Primero que todo, se verifica la provisión de esbeltez del alma de una sección compacta (Sección 6.10.4.1.1 de la AASHTO)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3.20)$$

Luego, si se determina que la sección es compacta, se siguen las provisiones de la sección 6.10.4.2.2 de la norma. En caso contrario, se siguen las provisiones de la sección 6.10.4.2.1.

Según el artículo 6.5.2 de la norma, para miembros a flexión se debe evaluar el elemento según los artículos 6.10 (Miembros a flexión para secciones I) y 6.11 (Miembros a flexión para secciones cajón). En el contexto de vigas con sección tipo I, se siguen las disposiciones del artículo 6.10.

- Para el ala superior de una sección compuesta con un tablero de hormigón

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (3.21)$$

- Para el ala inferior de una sección compuesta con un tablero de hormigón

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (3.22)$$

- Para las dos alas de acero de las secciones no compuestas

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} \quad (3.23)$$

Donde:

- $f_f$ : Tensión del ala en la sección considerada debido a las cargas de servicio II calculadas sin consideración de la flexión lateral del ala.

- $f_l$ : Tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debido a las cargas de servicio II determinada como se especifica en el artículo 6.10.1.6 (ksi)
- $R_h$ : Factor híbrido determinado como se especifica en Artículo 6.10.1.10.1

La AASHTO [8] no tiene un límite de esbeltez para tubos bajo flexión, sin embargo, la esbeltez de los tubos se compara con el límite de la sección 6.9.4.2, donde, el ancho y espesor de los tubos debe satisfacer la ecuación 3.24 (Ecuación 6.9.4.2-6 de la norma).

$$\frac{b}{t} \leq 1.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.24)$$

Además, se pueden utilizar los límites de esbeltez de compresión pura en el caso del ala superior, ya que esta se encuentra comprimida.

### 3.5.3. Resistencia

Para una viga de acero curva, se aplican los criterios de diseño para secciones no compactas.

- Para el ala superior de una viga curva de acero compuesta con un tablero de hormigón en compresión

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (3.25)$$

- Para el ala inferior de una viga de acero curva que está en tracción:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} \cdot f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (3.26)$$

Donde los esfuerzos se obtienen directamente del programa SAP para este estado límite. Se aplican las combinaciones de la tabla 3.4.1-1 de la norma.

### 3.5.4. Fractura y fatiga

Para las consideraciones de fatiga inducida por la carga, cada detalle deberá satisfacer

$$\gamma (\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (3.27)$$

Donde:

- $\gamma$ : Factor de carga especificado en la tabla 3.4.1-1 para la combinación de carga por fatiga
- $(\Delta f)$ : Efecto de fuerza, rango de esfuerzo de carga viva debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en Artículo 3.6.1.4 (ksi).
- $(\Delta F)_n$ : Resistencia nominal a la fatiga según lo especificado en Artículo 6.6.1.2.5 (ksi). Para la combinación de carga del estado límite Fatiga I, la resistencia nominal se toma como:

$$(\Delta F)_n = \left( \Delta \frac{A}{N} \right)^{1/3} \quad (3.28)$$

Donde:

- N: número de ciclos, se obtiene mediante la ecuación:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

- A: constante obtenida de la Tabla 3.13.

Tabla 3.13: Constante A según categoría detallada (Tabla 6.6.1.2.5-1 de la norma)

Categoría detallada	Constante, A [ $10^8(ksi^3)$ ]
A	250.0
B	120.0
B'	61.0
C	44.0
C'	44.0
D	22.0
E	11.0
E'	3.9

- n: número de ciclos en el rango de esfuerzos por el paso de camiones, obtenida de la Tabla 6.6.1.2.5-2. Para un puente simplemente apoyado con la luz especificada en esta metodología de diseño, n=1.0.

### 3.6. Diseño de los diafragmas

- Espesor

El acero estructural, incluido los arriostramientos, diafragmas, y todo tipo de placas gusset, excepto almas de elementos laminados, deben ser mayores que 0.3125 in de espesor.

Cuando se esté en el caso de que el metal sea expuesto a severas influencias corrosivas, se debe proteger especialmente contra la corrosión o un espesor de sacrificio se debe especificar.

- Sección transversal

Para vigas I convencionales, los diafragmas para vigas laminadas y vigas de placa deben ser tan profundos como sea posible, pero como mínimo, deben ser al menos 0,5 de la profundidad de la viga para las vigas laminadas y 0,75 de la profundidad de la viga para las vigas de placa.

La separación,  $L_b$ , de los diafragmas en los puentes de vigas I curvadas horizontalmente no superarán los siguientes valores en el estado de montaje:

$$L_b \leq L_r \leq R/10 \tag{3.29}$$

Donde:

- $L_r$ : Longitud límite no arriostrada determinada a partir de Ecuación 6.10.8.2.3-5.
- R: Radio mínimo de la viga dentro del panel (En pies)

En ningún caso  $L_b$  debe exceder los 30 ft (9.14 metros).

- Resistencia axial

- Relación de esbeltez límite

Elementos en compresión deben satisfacer los requerimientos de esbeltez especificados a continuación

1. Para elementos primarios:

$$\frac{Kl}{r} \leq 120 \quad (3.30)$$

2. Para elementos secundarios:

$$\frac{Kl}{r} \leq 140 \quad (3.31)$$

- Elementos sección no compuesta

1. Resistencia nominal a la compresión

$P_n$  se determina como:

◦ Si  $\frac{P_e}{P_0} \geq 0.44$ , entonces

$$P_n = \left[ 0.658^{\left[ \left( \frac{P_0}{P_e} \right) \right]} \right] P_0 \quad (3.32)$$

◦ Si  $\frac{P_e}{P_0} < 0.44$ , entonces

$$P_n = 0.8770 P_e \quad (3.33)$$

En la Figura 3.2 se muestra un esquema general de la sección transversal que se utiliza para este tipo de sección, junto a los diafragmas utilizados.

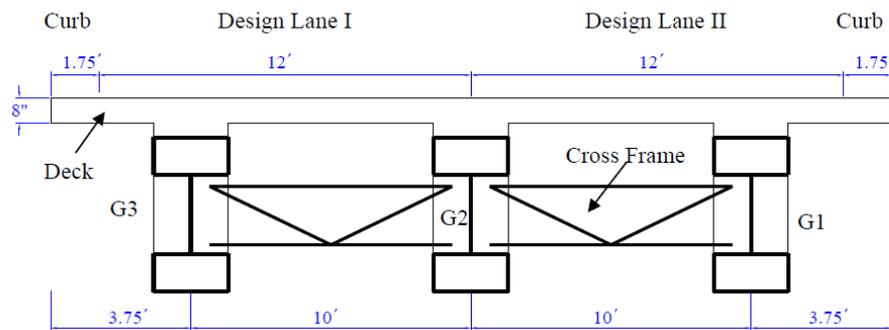


Figure 6.13 Three-girder bridge cross section

Figura 3.2: Sección transversal para el sistema de un puente de 3 vigas [2]

### 3.7. Verificación de los límites proporcionales de la sección

Una vez verificados el cálculo de la resistencia, si se han realizado iteraciones en las propiedades geométricas del perfil, de debe realizar una verificación de los límites proporcionales de la sección, vistos previamente en el capítulo.

### 3.8. Verificación de deformaciones

Para los puentes de vigas de acero rectas inclinadas y puentes de vigas de acero curvadas horizontalmente con o sin apoyos oblicuos, las siguientes investigaciones adicionales se tendrán en cuenta:

- Se considerarán las deflexiones elásticas verticales, laterales y de rotación debidas a las combinaciones de carga aplicables para garantizar un rendimiento satisfactorio de los apoyos, juntas, estribos integrales y pilares.
- Las rotaciones calculadas en los apoyos no deben exceder la capacidad de rotación especificada de los apoyos para las cargas factorizadas acumuladas correspondientes a la etapa investigada.

Si se desea controlar las deflexiones, los siguientes principios son aplicables:

- Para una viga de acero curva tipo cajón o I, la deflexión de cada viga se debe determinar de forma individual basado en su respuesta como parte del sistema.

En ausencia de otro criterio, se deben considerar los siguientes límites para los puentes vehiculares de acero, aluminio y/o hormigón [8].

- Carga vehicular, en general:  $Luz/800$
- Cargas vehiculares y peatonales:  $Luz/1000$

Además, para el estado límite de servicio, también se deben seguir las provisiones del artículo 6.10.4.2 de la norma. Siguiendo los límites establecidos, se deberían tener deformaciones pequeñas.

# Capítulo 4

## Caso de aplicación

En el siguiente capítulo se realiza una aplicación de la metodología de diseño elaborada en el capítulo anterior, considerando las recomendaciones establecidas en los estudios previos para este tipo de vigas.

### 4.1. Diseño de la viga

A continuación se presentan las principales características de la configuración a estudiar:

- Número de vigas: 3, separadas por 3 metros entre ellas.
- Luz del puente: 30 metros
- Relación de curvatura  $L/R=0.45$
- Tipo de apoyo: simplemente apoyado
- Número de diafragmas: 3 intermedios más 2 en los apoyos (un total de 5 diafragmas)
- Número de atiesadores transversales: 7 intermedios más 2 en los apoyos (un total de 9 atiesadores) con un espesor de 25.4 mm.
- Alas tubulares: 50x10x1.75 cm
- Alma: 66x1.5 cm
- Altura: 127 cm
- Área de la sección: 424.5 [ $cm^2$ ]
- Se utiliza acero ASTM A709 345W, con un límite elástico de fluencia de 50 ksi (345 MPa), y módulo de endurecimiento por deformación de 290 ksi (2 GPa).
- Ancho tablero hormigón: 9 m y 0.2 m de espesor
- Pavimento de 0.09 m de espesor
- Resistencia a la compresión del tablero de hormigón: 4.5 ksi (31MPa)
- Ancho de cada carril: 3.7 m, existiendo dos dentro del puente de estudio

- Para los diafragmas, se decide utilizar perfiles W21x57 [26]

Además, se asume que la carretera se construirá en una zona rural, donde no existe mayor tráfico vehicular (máximo 1 camión en cada carril, dos camiones en todo el puente).

#### 4.1.1. Selección del perfil

Con el perfil ya seleccionado, se procede a verificar los límites que este debe cumplir:

- Altura (Total) de la sección

Dado que se tiene un tramo simple para el puente a diseñar, la profundidad total de una viga I compuesta corresponde a  $0.033L$  que para el caso de estudio son 0.9 metros (incluyendo el espesor del tablero. Dado que la altura total del perfil, incluyendo el tablero, es de 0.96 metros, se cumple el límite establecido.

- Tamaño de los tubos de las alas

Considerando que las alas son tubulares y que se tiene la siguiente configuración:

- |               |                      |
|---------------|----------------------|
| - b = 50 cm   | - td = 1.75 cm       |
| - t = 1.75 cm | - E = 200.000 MPa    |
| - D = 10 cm   | - $F_{yc} = 345$ MPa |

$$\frac{b}{t} = 28.6 \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 33.7$$

$$\frac{D}{td} = 5.7 \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 33.7$$

De esta forma, se cumple el requisito proporcional para ambas dimensiones del tubo.

- Altura y espesor del alma

$$\frac{2 \cdot D_w}{t_w} = 88.1 \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.24$$

$$\frac{D_w}{t_w} = 44.2 \leq 11 \cdot \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/3} = 91.72$$

- Verificaciones AASHTO: Proporciones del alma

Como se tienen atiesadores longitudinales, el alma debe cumplir:

$$\frac{D_w}{t_w} = 44 \leq 300$$

Por otro lado, se tiene que el espesor mínimo del alma es de 1.11 cm, por lo que el perfil seleccionado cumple el requisito.

#### 4.1.2. Identificación cargas solicitantes

#### 4.1.2.1. Cargas muertas

A continuación se presentan las cargas muertas consideradas en el modelo:

- Carga de pavimento de  $0.018 \text{ kgf/cm}^2$
- Carga por barreras de  $0.109 \text{ kgf/cm}^2$

Además, se definen las secciones de las vigas, diafragmas y del tablero, las cuales consideran su material y por ende, el peso de estos elementos es considerado en el modelo.

#### 4.1.2.2. Cargas vivas

- Carga móvil peatonal: se considera una carga viva de 0.075 ksf.
- Camión de diseño: se considera un camión HS-44, junto con sus cargas normativas respectivas.
- Tándem de diseño: se considera un tándem de diseño según lo especificado en la normativa.
- Viento:  
Asumiendo que la altura total del puente es menor a 10 metros, según la normativa se puede considerar que la presión del viento en estructuras, WS, toma un valor igual a:
  - 0.05 ksf, transversal
  - 0.012 ksf, longitudinal.

- Fatiga

Se considera un camión de diseño para el caso de la fatiga según lo especificado en la norma AASHTO [8].

Se utiliza un valor de tráfico promedio diario (ADT) de 20.000 vehículos diarios y una fracción de camiones en tráfico igual a 0.20, obteniendo un valor para ADTT de 4000. Luego, al tener dos carriles disponibles para camiones en el caso de aplicación, se tiene un valor de 0.85 para la fracción de tráfico de camiones en un carril único, p. De esta forma, el valor final para  $ADTT_{sl}$  es igual a 3400.

- Sismo

Se asume una zona sísmica 2, un coeficiente de importancia CI=II (Otros puentes y Estructuras), un peligro de socavación sísmica 0, una categoría de comportamiento sísmico “a” y un tipo de suelo I (Roca). A partir de estos parámetros, se obtiene un coeficiente sísmico horizontal de diseño igual a  $K_h = 0.108$ .

#### 4.1.3. Diafragmas

Se decide utilizar diafragmas de sección transversal W24X55, el cual posee la siguiente geometría:

Tabla 4.1: Geometría diafragmas utilizados para el caso de aplicación (Unidades en milímetros)

d	599
$h_w$	533
$t_w$	10
$b_f$	178
$t_f$	12,8
r	23,8

Cabe notar que el espesor del perfil cumple con las exigencias normativas. Por otro lado, los diafragmas se disponen cada 7.5 metros (uno en cada apoyo y 3 intermedios equiespaciados). La longitud límite no arriostrada, según la normativa y para el caso, posee un valor de:

$$L_r = 8.98m$$

Por lo que se cumplen los límites normativos para la sección y la disposición de los marcos utilizada.

## 4.2. Modelación SAP2000

### 4.2.1. Definición del Modelo

Luego de definidas las cargas y la geometría para el caso de aplicación, se procede a modelar el puente en estudio. En la Figura 4.1 se muestra la sección transversal de las vigas TFG2 modeladas en el programa. Por otro lado, en la Tabla 4.2 se muestran las propiedades geométricas del puente calculadas por el programa, mientras que en la Tabla 4.3 se muestran las propiedades computadas a mano (El detalle del calculo se encuentra en el anexo A.1. Las dimensiones de la viga se muestran en la Tabla 4.4. En la Figura 4.3 se muestra la composición entre la viga TFG2 de acero con la losa colaborante.

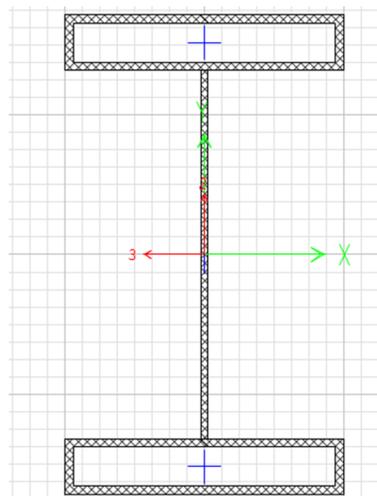


Figura 4.1: Sección transversal viga TFG2 en SAP2000

Tabla 4.2: Propiedades sección viga TFG2 (en mm)

Xcg	0
Ycg	0
A	49450
J	2,07E+08
I33	6,13E+09
I22	9,94E+08
I23	0
AS2	12913
AS3	32941
S33(+face)	14261488
S33(-face)	14261488
S22(+face)	3977142
S22(-face)	3977142
Z33	16662500
Z22	5509813
r33	352,2
r22	141,8

Tabla 4.3: Propiedades sección TFG2 computadas a mano

A [ $mm^2$ ]	4945
J [ $mm^4$ ]	1.97E+08
I33 [ $mm^4$ ]	6.13E+09
I22 [ $mm^4$ ]	9.94E+08
Peso [ $kg/m$ ]	352.2

Tabla 4.4: Dimensiones viga caso de aplicación (en mm)

Ala	Bf	500,0
	Df	100,0
	tf	17,5
Alma	Dw	660,0
	tw	15,0

Estableciendo condiciones simplemente apoyadas, los materiales a utilizar y las propiedades de cada elemento descritas previamente para el caso de aplicación, se procede a dibujar el modelo. En la Figura 4.2, se muestra la forma final del puente modelado.

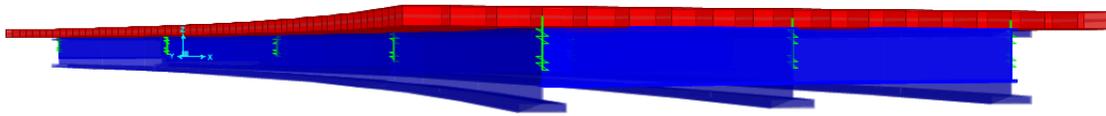


Figura 4.2: Modelo caso de aplicación en SAP2000

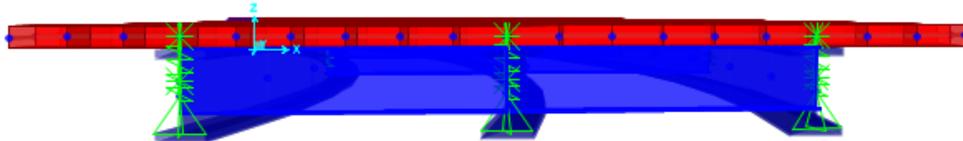


Figura 4.3: Sección transversal del modelo para caso de aplicación en SAP2000

Tanto los diafragmas como las vigas corresponden a elementos tipo “frame”, mientras que la losa corresponde a un elemento tipo “shell”. Cabe destacar que para los diafragmas se realiza una simplificación de diseño con respecto a lo mostrado en la Figura 3.2 tal y como se muestra en la Figura 4.3, mas sus propiedades se mantienen. Es importante destacar además que para modelar la curvatura de las vigas estas se modelan a partir de una grilla que pueda simular su forma curva a partir de elementos rectos.

Como se puede ver en la Figura 4.3, los elementos (vigas, marcos y losa) se encuentran en distintos niveles en la grilla de manera que sus centros de gravedad coincidan con el punto donde se están dibujando. Para unirlos se utiliza un objeto “link”, el cual restringe tanto los desplazamientos como las rotaciones entre elementos, causando un enlace rígido entre los elementos. Las propiedades del elemento tipo link se muestran en la Figura 4.4.

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

Figura 4.4: Propiedades elemento link

Con respecto a la sección transversal elegida, esta corresponde a una similar a la utilizada en investigaciones previas, aplicando algunas modificaciones de modo que la sección cumpla tanto los límites normativos nacionales como los internacionales.

En cuanto al tablero modelado, este se divide en sub elementos de un lado aproximado de 0.5 metros, de manera de poder aplicar de forma sencilla las fuerzas correspondientes a los elementos.

Con respecto a las condiciones de borde, estas se muestran en la Figura 4.5. En cuando a los diafragmas, se aplican “releases” en los elementos frame que los representan, al momento  $M_2$  en torno al eje 2 y al torque en torno al eje 1.

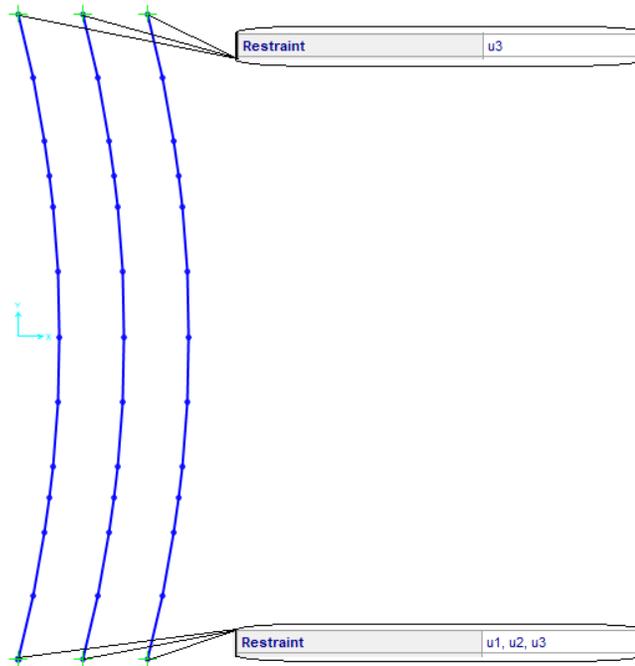


Figura 4.5: Condiciones de borde

Las solicitaciones aplicadas al modelo son las siguientes:

- Peso propio: al momento de definir cada elemento, se consideran las características del material, por lo que el modelo considera per se el peso asociado a cada elemento.
- Barreras: se consideran cargas distribuidas sobre el tablero de hormigón en la zona donde se encuentran las barreras.
- Pasarelas: se consideran cargas distribuidas sobre el tablero de hormigón en la zona donde se encuentran las pasarelas.
- Sobrecarga peatonal: Se considera una carga viva aplicada en la zona de tránsito peatonal sobre el tablero de hormigón.
- Sobrecarga vehicular: se define a partir de la opción del programa para cargas en movimiento, donde se debe añadir los tipos de vehículos a utilizar (en este caso, un tandém y el camión de diseño), el camino que estos seguirán (como existen dos pistas, se añaden dos caminos) y las interacciones entre los distintos tipos de vehículos (según el comando “Vehicles Classes”).
- Sobrecarga vehicular por fatiga: Se añade de forma similar a la sobrecarga vehicular, utilizando los parámetros necesarios para esta carga.

- Carga de viento: se aplica sobre los nodos de los sub elementos del tablero de hormigón.
- Sismo: al ser un análisis estático, se define un “Load Pattern” tipo “Quake” con un coeficiente calculado según el Manual de Carreteras [11].

Los estados límite considerados en el modelo son los siguientes:

- Estado límite de Servicio II
- Estado límite de Resistencia I y III
- Estado límite durante la construcción
- Estado límite de fractura y fatiga.

Además, se considera la combinación de carga “PP+EQ” para el diseño sísmico, junto con las consideraciones especificadas en el Manual de Carreteras [11]. Cabe destacar que se considera el método estático, correspondiente a la descripción de la sección 2.3.2.2 de este trabajo. Para el detalle de los parámetros utilizados, consultar anexo A.1.

## 4.2.2. Resultados

A continuación se presentan los resultados del análisis hecho en el programa. Se muestran los principales datos para cada estado límite estudiado, entre ellos en que elemento se producen las mayores tensiones. El detalle de a que elemento corresponde el mencionado, se muestra en el Anexo C.1.

Antes de entrar a los resultados por estado límite, se presentan los resultados para la sobrecarga vehicular. En la Tabla 4.5 se muestra el momento y el corte para el elemento donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.5: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para la sobre carga vehicular

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
2	0	-814.269	-569.369	-20.293.807	-8.325.554	-2.117.762.428

Siendo M2 el momento de flexión en el *frame* en el eje local en la dirección 2 de la estación especificada, M3 el momento de flexión en el *frame* en el eje local en la dirección 2 de la estación especificada, y V2 es la fuerza de corte en el *frame* en el eje local en la dirección 2 de la estación especificada.

Por otro lado, en la Tabla 4.6 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Tabla 4.6: Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para la sobrecarga vehicular (Unidades en MPa)

M3	Ssuparr	148,51
	Ssupab	113,97
	Sinfarr	-113,97
	Sinfab	-148,51
	S33+	148,50
	S33-	-148,50
M2	Ssuparr	-3,60
	Ssupab	-2,76
	Sinfarr	2,76
	Sinfab	3,60
	S33+	-2,09
	S33-	2,09

Siendo Ssuparr la tensión en el ala superior de la viga en su parte de arriba, Ssupab la tensión en el ala superior de la viga en su parte de abajo, Sinfarr la tensión en el ala inferior de la viga en su parte de arriba y Sinfab la tensión en el ala inferior de la viga en su parte de abajo.

En la Tabla 4.7 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.7: Desplazamientos máximos para la sobrecarga vehicular

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
20	-2,6	-0,4	36,0

Además, como se vió en el capítulo anterior, para la carga vehicular se tiene como límite el largo de la luz (en pulgadas) dividido en 800, lo cual para el caso de aplicación es de 38 mm.

#### 4.2.2.1. Estado límite de Servicio II

En la Tabla 4.8 se muestra el momento, corte y tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.8: Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
3	0	-1594209	-701516	-38975127	28712938	3452628597

Donde  $S_{11}$  corresponde a la tensión interna del elemento *frame* en el punto especificado señalado en el sistema de coordenadas local del elemento *frame*.

Por otro lado, en la Tabla 4.9 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.6.

Tabla 4.9: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Punto	$S_{11}$ [MPa]
0	-32,239
1	-267,114
2	-281,553
3	217,075
4	202,636

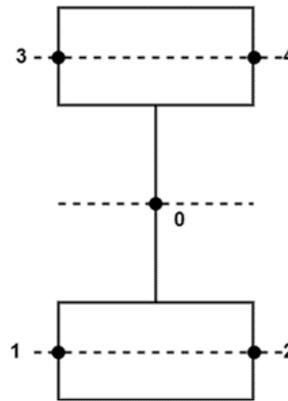


Figura 4.6: Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal

En la Tabla 4.10 se muestran las verificaciones para el estado límite en estudio.

Tabla 4.10: Verificaciones para el Estado Límite de Servicio (Unidades en MPa)

$0.95F_y$ [Mpa]	327,7
$F_{cr}$	4377,7
$f_f$	217,1
$\frac{0.85f_l1}{(1-f_{bu}/F_{cr})}$	194,1
$f_l$	217,1
$f_f+f_l/2$	325,6

En la Tabla 4.11 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.11: Desplazamientos máximos para el estado límite de servicio II

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	-1,5	0,0	85,0

#### 4.2.2.2. Estado límite de Resistencia

- **Estado límite de Resistencia I**

En la Tabla 4.12 se muestra el momento, corte y tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.12: Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite de Resistencia I

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
18	3032	2016247	-238724	-30750030	-190804122	1931511536

Por otro lado, en la Tabla 4.13 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.6.

Tabla 4.13: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite de Resistencia I.

Punto	S11 [MPa]
0	-32,239
1	-267,114
2	-281,553
3	217,075
4	202,636

En la Tabla 4.14 se muestran las verificaciones para el estado límite en estudio. En la tercera columna de la tabla se muestra el apartado de la norma AASHTO [8] de donde se obtienen los parámetros de la verificación.

Tabla 4.14: Verificaciones para el Estado Límite de Resistencia I

Fnc [MPa]	268,7	6.10.8.2
$\lambda_f$ [-]	14,3	6.10.8.2
$\lambda_{pf}$ [-]	9,1	6.10.8.2
$\lambda_{rf}$ [-]	16,1	6.10.8.2
$\phi F_{nc}$ [MPa]	268,7	
Fcr [MPa]	490,28	6.10.8.2.3-8
f <sub>bu</sub> [MPa]	224,184	6.10.8.2
f <sub>l1</sub> [MPa]	224,184	6.10.8.2
f <sub>l</sub> [MPa]	351,100	6.10.1.6-4
f <sub>bu</sub> +f <sub>l</sub> /3 [MPa]	341,217	
$\phi F_{nt}$ [MPa]	345	

En la Tabla 4.15 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.15: Desplazamientos máximos para el estado límite de resistencia I

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	0,0	-1,8	97,3

### • Estado límite de Resistencia III

En la Tabla 4.16 se muestra el momento, corte y tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.16: Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite de resistencia III

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
21	433,12	-2687645	-690557	-29699386	20259128	2268758002

Por otro lado, en la Tabla 4.17 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.6.

Tabla 4.17: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite de resistencia III.

Punto	S11 [MPa]
0	31,73
1	118,304
2	245,386
3	-181,926
4	-54,844

En la Tabla 4.18 se muestran las verificaciones para el estado límite en estudio. En la tercera columna de la tabla se muestra el apartado de la norma AASHTO [8] de donde se obtienen los parámetros de la verificación.

Tabla 4.18: Verificaciones para el Estado Límite de Resistencia III

fbu [MPa]	181,926	6.10.8.2
fl1 [MPa]	245,386	6.10.8.2
fl [MPa]	331,638	6.10.1.6-4
fbu+fl/3 [MPa]	292,472	
$\phi F_{nt}$ [MPa]	345	

En la Tabla 4.19 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el anexo se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.19: Desplazamientos máximos para el estado límite de resistencia III

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	0,0	-11,7	109,9

#### 4.2.2.3. Estado límite durante la construcción

En la Tabla 4.20 se muestra el momento, corte y tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.20: Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
2	0	0	-58840	20240926	0	-361512353

Por otro lado, en la Tabla 4.21 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.7.

Tabla 4.21: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite durante la construcción

Punto	S11 [MPa]
1	19,454
2	25,349
3	25,349
4	19,454
5	24,907
6	19,896
7	-19,454
8	-25,349
9	-19,454
10	-25,349
11	-19,896
12	-24,907
13	0

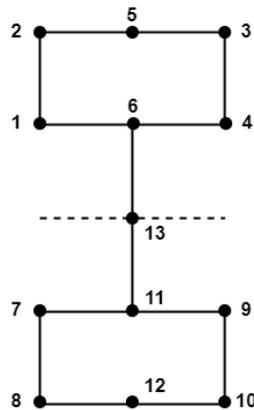


Figura 4.7: Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal

En las Tablas 4.22 y 4.23 se muestran las verificaciones para el estado límite en estudio. Las fórmulas utilizadas para las verificaciones hechas se encuentran en el apartado 6.10.3 de la norma AASHTO [8], también se describen en el Capítulo 2.

Tabla 4.22: Verificaciones para el Estado Límite durante la construcción (Resistencia a la flexión)

RESISTENCIA FLEXION	
rt [mm]	127,11

$L_p$ [mm]	3060,4
$L_r$ [mm]	9614,7
k	13,5
$F_{nc}$ [MPa]	253,509
$F_{cr}$ [MPa]	566,98
Ala en compresión	
$f_{bu}$ [MPa]	19,896
$f_{l1}$ [MPa]	0,4420
$f_l$ [MPa]	0,442
$f_{bu}+f_l$ [MPa]	20,338
$\phi R_h F_{yc}$ [MPa]	345
$f_{bu}+f_l/3$ [MPa]	20,043
$\phi F_{nc}$ [MPa]	253,509
Ala en tracción	
$f_{bu}$ [MPa]	19,896
$f_{l1}$ [MPa]	0,4420
$f_l$ [MPa]	0,442
$f_{bu}+f_l/3$ [MPa]	20,043
$\phi F_{nt}$ [MPa]	345

Tabla 4.23: Verificaciones para el Estado Límite durante la construcción (Resistencia al corte)

RESISTENCIA CORTE	
D/tw	44,0
$1.12E_k/F_{yw}$	99,0
C	1,0
$V_p$ [kip]	583,6
$V_n$ [N]	2595963,4

En la Tabla 4.24 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.24: Desplazamientos máximos para el estado límite durante la construcción

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
37	-1,7	0,3	35,6

#### 4.2.2.4. Estado límite de fractura y fatiga

En la Tabla 4.25 se muestra el momento y corte para el elemento donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.25: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el estado límite de fractura y fatiga

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
2	0	-519097	-362973	-12937302	-5307540	1350073548

Por otro lado, en la Tabla 4.26 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Tabla 4.26: Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para el estado límite de fractura y fatiga (Unidades en MPa)

M3	Ssuparr	94,672
	Ssupab	72,656
	Sinfarr	-72,656
	Sinfab	-94,672
	S33+	94,666
	S33-	-94,666
M2	Ssuparr	-2,295
	Ssupab	-1,762
	Sinfarr	1,762
	Sinfab	2,295
	S33+	-1,335
	S33-	1,335

En la Tabla 4.27 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.27: Desplazamientos máximos para el estado límite de fractura y fatiga

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
20	-1,6	-0,3	22,9

Además, como se muestra en la sección de los anexos, para el estado límite de fractura y fatiga se tiene una resistencia nominal de 10 ksi y, para la zona de conexión entre los atiesadores y el ala del perfil se tiene una tensión máxima de  $0.008 \text{ tonf}/\text{mm}^2$ , lo cual equivale a 10 ksi. De esta forma, se cumplen los límites normativos.

#### 4.2.2.5. Caso sísmico

Como se mencionó anteriormente, para el caso sísmico se analiza tanto en la dirección longitudinal como la transversal dadas las características del puente. A continuación se muestran ambos análisis. En el caso sísmico, se consideran apoyos elastoméricos obtenidos del catálogo “AGOM ELASTOMERIC BRIDGE BEARINGS” [30], teniendo en consideración los desplazamientos máximos a acomodar y la reacción vertical a soportar.

- **Sismo en la dirección X**

En la Tabla 4.28 se muestra el momento y la tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas. Al ser el caso sísmico aplicable en ambos sentidos, se agrega a que combinación corresponde la mayor tensión.

Tabla 4.28: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección X

Caso	Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
PP+SISMO <sub>X</sub>	3	0	-1407482,46	-625789,42	-35789719	26081330,56	3046284719

Por otro lado, en la Tabla 4.29 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.7.

Tabla 4.29: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección X

Punto	S11 [MPa]
1	128,465
2	178,101
3	191,181
4	141,545
5	180,918
6	138,728
7	-199,132
8	-248,768
9	-186,052
10	-235,688
11	-196,315
12	-238,505
13	-28,793

En la Tabla 4.30 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.30: Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección X

Caso	Punto	Desplazamientos:		
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
PP+SISMO <sub>X</sub>	21	23,2	-0,1	76,6

• **Sismo en la dirección Y**

En la Tabla 4.31 se muestra el momento y la tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas. Al ser el caso sísmico aplicable en ambos sentidos, se agrega a que combinación corresponde la mayor tensión.

Tabla 4.31: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección Y

Caso	Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
PP+SISMO <sub>Y</sub>	3	0	-1368063,49	-623730,53	-35793308	25264505,37	3043757369

Por otro lado, en la Tabla 4.32 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.7.

Tabla 4.32: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección Y

Punto	S11 [MPa]
1	129,773
2	179,407
3	192,112
4	142,478
5	182,037
6	139,848
7	-197,809
8	-247,443
9	-185,104
10	-234,738
11	-195,179
12	-237,368
13	-27,666

En la Tabla 4.33 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.33: Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección Y

Caso	Punto	Desplazamientos:		
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
PP+SISMO <sub>Y</sub>	21	6,2	0,0	76,6

### 4.2.3. Viga I convencional

Ahora bien, en la siguiente sección se muestran los resultados obtenidos para una viga I convencional con propiedades “similares”<sup>2</sup> a las que posee la sección TFG2. Cabe destacar que solo se muestran las fuerzas generadas en el elemento y sus respectivas tensiones.

#### 4.2.3.1. Sobrecarga vehicular

En la Tabla 4.34 se muestra el momento y corte para el elemento donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas en el caso de la viga I convencional.

Tabla 4.34: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para la sobre carga vehicular (Viga I convencional)

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
2	0	-963121,88	-93160,55	-25270066,7	-68511883	6927554195

Por otro lado, en la Tabla 4.35 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Tabla 4.35: Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para la sobrecarga vehicular para la viga I convencional (Unidades en MPa)

M3	Ssuparr	485,8
	Ssupab	372,8
	Sinfarr	-372,8
	Sinfab	-485,8
	S33+	485,8
	S33-	485,8
M2	Ssuparr	-29,6
	Ssupab	-22,7
	Sinfarr	22,7
	Sinfab	29,6
	S33+	-17,2
	S33-	17,2

<sup>2</sup> Se considera una sección con un área, inercias e constante torsional relativamente parecidas

En la Tabla 4.36 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla 4.36: Desplazamientos máximos para la sobrecarga vehicular (Viga I convencional)

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
22	-11,4	-1,5	43,9

#### 4.2.3.2. Estado límite de Servicio II

En la Tabla 4.37 se muestra el momento y corte para el elementos donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas en el caso de la viga I convencional.

Tabla 4.37: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Servicio II (Viga I convencional)

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
3	0	-670345,59	77525,3	-26796886,7	42622811,38	3141697729

Por otro lado, en la Tabla 4.38 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.38: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Punto	S11 [MPa]
0	51,745
1	62,893
2	142,502
3	222,111
4	136,048
5	-32,558
6	-118,621
7	-39,012
8	40,597

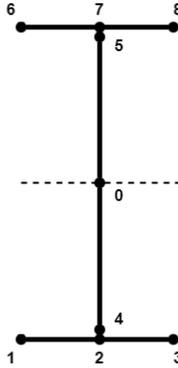


Figura 4.8: Puntos de lectura para las tensiones en la sección transversal de una viga I convencional

En la Tabla 4.39 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla 4.39: Desplazamientos máximos para el Estado límite de Servicio II (Viga I convencional)

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	-1,8	0,0	104,8

#### 4.2.3.3. Estado límite de Resistencia

- **Estado límite de Resistencia I** En la Tabla 4.40 se muestra el momento y corte para el elemento donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas en el caso de la viga I convencional.

Tabla 4.40: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Resistencia I (Viga I convencional)

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
3	0	-766678,62	88763,58	-30663072,5	48780345,12	3594793158

Por otro lado, en la Tabla 4.41 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.41: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Punto	S11 [MPa]
0	59,045
1	71,839
2	162,73
3	253,622
4	155,357
5	-37,268
6	-135,533
7	-44,641
8	46,251

En la Tabla 4.42 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla 4.42: Desplazamientos máximos para el Estado límite de Resistencia I (Viga I convencional)

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	-2,1	0,0	119,9

- **Estado límite de Resistencia III** En la Tabla 4.43 se muestra el momento y corte para el elementos donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas en el caso de la viga I convencional.

Tabla 4.43: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Resistencia III (Viga I convencional)

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
36	3031,96	886024,08	-3563,35	33490750,09	27702078,23	4102791087

Por otro lado, en la Tabla 4.44 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.44: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Punto	S11 [MPa]
0	49,335
1	17,549
2	172,892
3	328,234
4	164,105
5	-65,434
6	-229,563
7	-74,221
8	81,122

En la Tabla 4.45 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla 4.45: Desplazamientos máximos para el Estado límite de Resistencia III (Viga I convencional)

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
21	-12,8	2,0	135,3

#### 4.2.3.4. Estado límite durante la construcción

En la Tabla 4.46 se muestra el momento, corte y tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas.

Tabla 4.46: Elemento donde ocurre la mayor tensión dentro de las vigas para el estado límite

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
4	3032	0	-165	-2912575	0	112926624

Por otro lado, en la Tabla 4.47 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.47: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el estado límite durante la construcción (Viga I convencional)

Punto	S11 [MPa]
0	0
1	8,104
2	8,104
3	8,104
4	7,501
5	-7,501
6	-8,104
7	-8,104
8	-8,104

#### 4.2.3.5. Estado límite de fractura y fatiga

En la Tabla 4.48 se muestra el momento y corte para el elementos donde se produce el mayor momento dentro de las vigas estudiadas en el caso de la viga I convencional.

Tabla 4.48: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el Estado Límite de Fractura y Fatiga (Viga I convencional)

Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
2	0	-613990,2	-58225,35	-16109667,5	-43676326	4416315799

Por otro lado, en la Tabla 4.49 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga.

Tabla 4.49: Tensiones en distintos puntos del elemento con mayor momento en la viga para EL de Fractura y Fatiga para la viga I convencional (Unidades en MPa)

M3	Ssuparr	309,7
	Ssupab	237,7
	Sinfarr	-237,7
	Sinfab	-309,7
	S33+	309,7
	S33-	309,7
M2	Ssuparr	-18,9
	Ssupab	-14,5
	Sinfarr	14,5
	Sinfab	18,9
	S33+	-11,0
	S33-	11,0

En la Tabla 4.50 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal.

Tabla 4.50: Desplazamientos máximos para el Estado límite de Fractura y Fatiga (Viga I convencional)

Punto	Desplazamientos:		
	U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
22	-7,3	-1,0	29,8

#### 4.2.3.6. Caso sísmico

- **Sismo en la dirección X**

En la Tabla 4.51 se muestra el momento y la tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas. Al ser el caso sísmico aplicable en ambos sentidos, se agrega a que combinación corresponde la mayor tensión.

Tabla 4.51: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)

Caso	Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
PP+SISMO <sub>X</sub>	3	0	-1720372	-597390	-23522713	38469990	2782581741

Por otro lado, en la Tabla 4.52 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.52: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)

Punto	S11 [MPa]
0	-41,3
1	-216,0
2	-230,4
3	-244,7
4	-216,9
5	134,3
6	162,1
7	147,8
8	133,4

En la Tabla 4.53 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.53: Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección X (Viga I convencional)

Caso	Punto	Desplazamientos:		
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
PP+SISMO <sub>X</sub>	21	22,3	-0,2	94,1

• **Sismo en la dirección Y**

En la Tabla 4.54 se muestra el momento y la tensión axial para el elemento donde se produce la mayor tensión dentro de las vigas estudiadas. Al ser el caso sísmico aplicable en ambos sentidos, se agrega a que combinación corresponde la mayor tensión.

Tabla 4.54: Elemento donde ocurre el mayor momento dentro de las vigas para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)

Caso	Elemento	Estación [mm]	Carga axial [N]	Corte V2 [N]	Momento de Torsión [Nmm]	Momento M2 [Nmm]	Momento M3 [Nmm]
PP+SISMO <sub>Y</sub>	3	0	-1687781	-595555	-23580861	37592767	2777303089

Por otro lado, en la Tabla 4.55 se muestran las tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga. Los puntos en cuestión se muestran en la Figura 4.8.

Tabla 4.55: Tensiones en los distintos puntos del elemento con mayor tensión en la viga para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)

Punto	S11 [MPa]
0	-40,2
1	-215,0
2	-229,1
3	-243,2
4	-215,7
5	135,4
6	162,9
7	148,8
8	134,7

En la Tabla 4.56 se muestra el desplazamiento máximo en la dirección vertical, junto a sus respectivos desplazamientos en la dirección transversal y longitudinal. En el Anexo C.1 se muestra la numeración de los puntos donde se miden los desplazamientos, donde se puede ver el punto respectivo para el estado límite considerado.

Tabla 4.56: Desplazamientos máximos para el caso sísmico en la dirección Y (Viga I convencional)

Caso	Punto	Desplazamientos:		
		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]
PP+SISMO <sub>Y</sub>	21	5,7	0,0	94,0

#### 4.2.4. Análisis, discusión y evaluación de diseño

Como primera observación, se puede apreciar que los resultados para el caso de aplicación cumplen con los criterios establecidos tanto en la norma AASHTO como en los estudios previos para los estados límite considerados.

Por otro lado, se puede ver que la viga presenta un desempeño adecuado, mejor que el observado para una viga I convencional, lo que se puede evaluar al ver la diferencia entre las deformaciones entre ambas secciones, aumentando en un 20 % para cada estado límite, aproximadamente.

Con respecto a los resultados para la carga vehicular se puede observar que estos no corresponden al mayor esfuerzo que se genera en la estructura si se comparan a los otros estados límite donde la sobrecarga vehicular forma parte. Hay que tener en consideración que el modelo examina el caso de la acción de dos camiones en los carriles lo cual, ante un evento extremo, como lo podría ser una alta congestión vehicular, podría aumentar el valor de esta solicitación. En cuanto a los desplazamientos para la sobrecarga vehicular se puede ver que estos exceden por un milímetro el límite normativo.

Ahora bien, en el caso del estado límite de servicio II, el cual habla sobre la pérdida de funcionalidad o deterioro del puente sin riesgo inminente en el corto plazo, cuyo objetivo principal es controlar la fluencia del acero, se puede ver que la combinación pertinente al estado límite no corresponde al mayor esfuerzo que recibe la estructura. De igual forma, la tensión normal generada para el caso no posee un valor menor en comparación a los demás estados límites.

Con respecto a las verificaciones normativas para el caso, todas son cumplidas para la sección analizada. Por último, se observa que el mayor desplazamiento para el estado límite analizado corresponde a 5 cm en la dirección vertical al centro de la viga exterior derecha, lo cual, considerando las dimensiones globales del puente, equivale a un 0.2 % de la longitud para el caso de aplicación.

En cuanto al estado límite de resistencia I, el cual se utiliza para garantizar la resistencia y estabilidad (tanto local como global) de la estructura y, en este caso particular, representa el uso vehicular normal del puente (sin viento), se tiene que la combinación pertinente al estado límite tampoco corresponde al mayor esfuerzo que recibe la estructura. Aún dicho lo anterior, el valor de la tensión normal generada para el caso posee un valor relevante en comparación a los demás estados límite.

Como el caso anterior, se puede observar que se cumplen los límites normativos, mas

el rango de diferencia entre el valor obtenido en modelo y la resistencia límite normativa disminuye en comparación al caso anterior. Respecto a los desplazamientos obtenidos, se puede apreciar que el mayor desplazamiento se produce en la dirección vertical al centro de la viga exterior derecha con un valor de 7.4 cm, lo cual equivale a un 0.2 % de la longitud del puente para el caso de aplicación.

En cuanto al estado límite de resistencia III, igual que el caso anterior busca garantizar la resistencia y estabilidad de la estructura, mas representa al puente expuesto a velocidades mayores a 90 km/hr para la sobrecarga vehicular. Este estado límite corresponde al mayor esfuerzo que recibe la estructura dentro de todos los casos analizados.

Se puede observar que los límites normativos son cumplidos a cabalidad por la sección estudiada en el caso de aplicación, manteniendo un rango de diferencia entre lo obtenido en el modelo y los límites para el estado límite. Ahora bien, si se observan las tensiones en los distintos puntos de análisis dentro de la sección transversal, se puede ver que las tensiones en el ala traccionada son de mayor magnitud a las del ala comprimida. Esto se puede explicar debido a que la sección compuesta, considerando el tablero de hormigón, esta sobre la línea media del perfil.

Respecto a los desplazamientos para el estado límite en análisis se puede ver que corresponde también al mayor entre todos los casos analizados. Este se produce en la dirección vertical también en el centro de la viga exterior derecha y posee un valor de 7.6 cm, lo cual equivale a un 0.3 % de la longitud del puente para el caso de aplicación analizado.

En relación al estado límite durante la construcción, el cual busca asegurar la continuidad durante el periodo de construcción de la estructura, se puede ver que las tensiones generadas para el caso son bajas en comparación al resto de los casos analizados.

Antes de continuar, cabe destacar que el estado límite analizado sólo considera la construcción e instalación de las vigas de acero. Dicho lo anterior, se puede observar que las tensiones en los distintos puntos de análisis considerados del elemento con mayor tensión son parecidas entre el ala superior e inferior de la viga. Lo último hace sentido debido a que sólo se está considerando el peso de las vigas.

Aun cuando se dijo que no era necesario realizar el diseño al corte para la sección estudiada, se realiza de igual forma para verificar lo dicho para el estado límite de construcción. Observando los resultados para el estado límite durante la construcción, se comprueba lo dicho en los estudios previos, debido a que la resistencia al corte de las vigas TFG2 es alta en comparación a la sollicitación que enfrentan.

Ahora bien, en cuanto a los desplazamientos para el estado límite en análisis, se puede ver que son bajos en comparación al resto de los casos analizados, tomando su valor máximo en la dirección vertical con un valor de 3.6 cm, lo cual equivale a un 0.1 % de la longitud del puente para el caso de aplicación analizado.

En cuanto al estado límite de fractura y fatiga, que se relaciona con la sobrecarga gravitacional vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño

con una separación entre ejes especificada en la norma internacional, tampoco corresponde al mayor esfuerzo que posee la estructura.

Si se observan las tensiones generadas en el ala traccionada de las vigas, lugar donde se debe evaluar para el caso de fatiga, se puede ver que la mayor tensión está dentro del rango de los límites establecidos en la norma. Dicho lo anterior, se puede concluir que la conexión entre las vigas y los elementos atiesadores resisten la acción de una carga repetitiva.

Por otro lado, se puede ver que el mayor desplazamiento generado para el estado límite en análisis toma un valor de 2.5 cm en la dirección vertical de la viga central. Este resultado es menor en comparación a los desplazamientos máximos encontrados para el resto de los casos.

Finalmente, con respecto al caso sísmico considerado según el manual de carreteras, el cual considera tanto la acción de un sismo (según el caso, en la dirección longitudinal o transversal) junto al peso propio de la estructura, se observa que las tensiones generadas no son de gran magnitud en comparación al resto de los casos estudiados. Se puede notar que tanto para la dirección longitudinal como para la transversal se tienen tensiones similares en el elemento más solicitado.

Con respecto a los desplazamientos límite, a falta de otro criterio, para el desplazamiento longitudinal y transversal no se exigen valores máximos de desplazamiento, mas estos pueden ser utilizados para calcular la distancia mínima entre las juntas sísmicas a realizar durante la construcción del puente.

### **4.3. Análisis de estabilidad en flexión para la sección en estudio**

De forma de poder analizar los modos de pandeo ante flexión para la sección de estudio, se utiliza el programa MASTAN2 [31] para modelar una viga única ante la acción de momentos iguales aplicados en el final de la viga. Dentro del modelo, se considera la restricción generada por la acción de los diafragmas y que la viga está simplemente apoyada. Es importante destacar que dentro del modelo se considera la resistencia a la torsión de las vigas y que se considera de forma arbitraria que están sometidas a momentos iguales de 1000 [*kip · inches*] de magnitud. Dentro del programa, las unidades están en el sistema de unidades de Estados Unidos (kip, pulgadas).

En las Figuras 4.9 y 4.10 se muestra la respuesta de la viga con la sección de estudio tipo TFG2, con todas las características geométricas comentadas en al comienzo del apartado 4.1. En la Figura 4.9 se muestra la sección deformada ante la acción de momentos iguales al final de la viga, mientras que en la Figura 4.10 esta se somete a doble curvatura.

Deflected Shape: Elastic Critical Load, Mode # 1, Applied Load Ratio = 189.0152

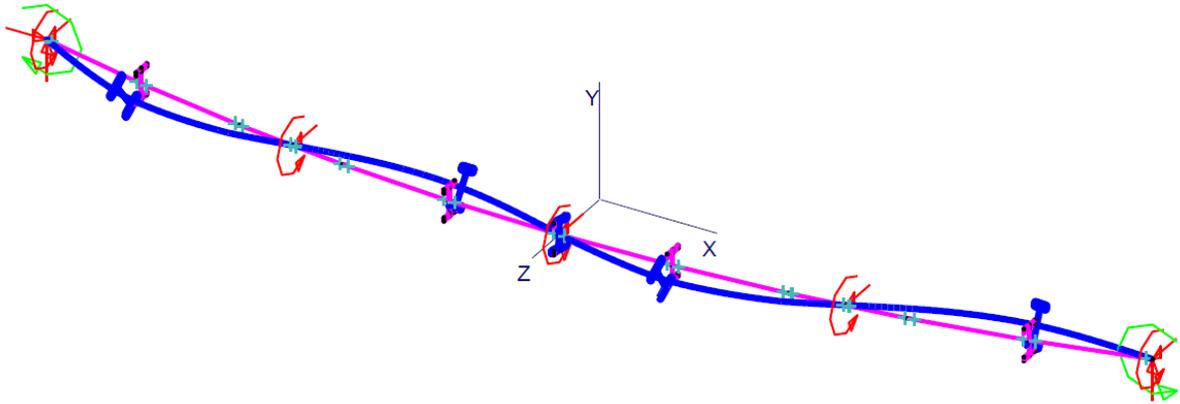


Figura 4.9: Viga sometida a momentos iguales en sus apoyos

Deflected Shape: Elastic Critical Load, Mode # 1, Applied Load Ratio = 234.8453

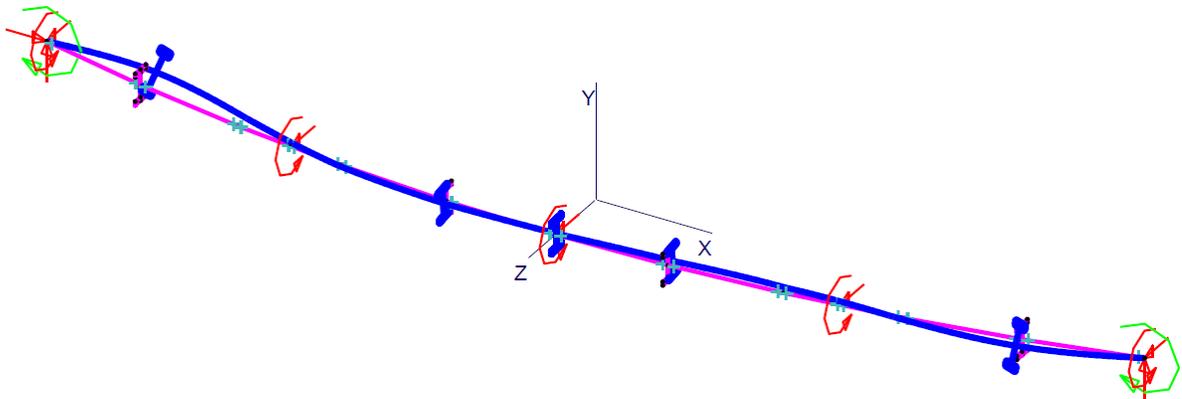


Figura 4.10: Viga sometida a doble curvatura

En las Figuras 4.11 y 4.12 se muestran los casos analizados previamente para el perfil TFG2 más el modelo realizado se hace con una viga I convencional del catálogo ICHA con propiedades similares a la sección utilizada para el perfil TFG2 (altura, área e inercia similar).

Deflected Shape: Elastic Critical Load, Mode # 1, Applied Load Ratio = 82.4656

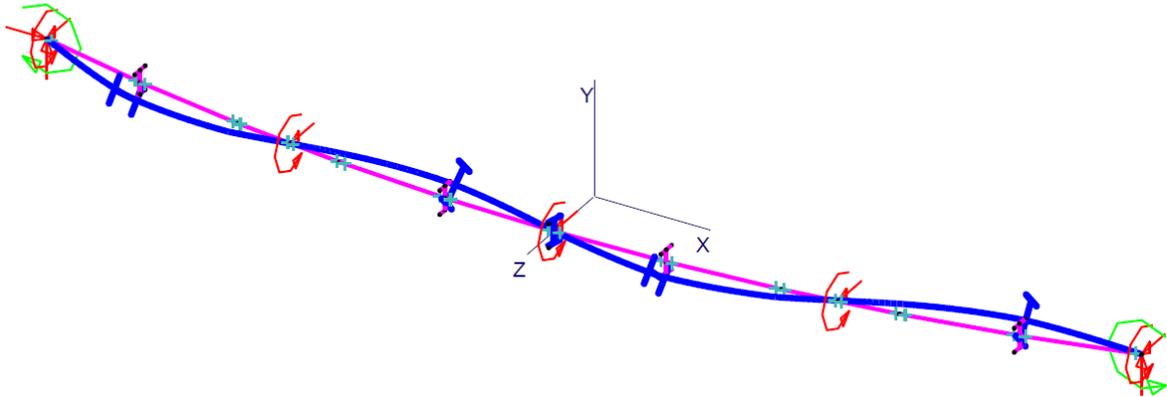


Figura 4.11: Viga sometida a momentos iguales en sus apoyos para sección de viga I convencional

Deflected Shape: Elastic Critical Load, Mode # 1, Applied Load Ratio = 137.7544

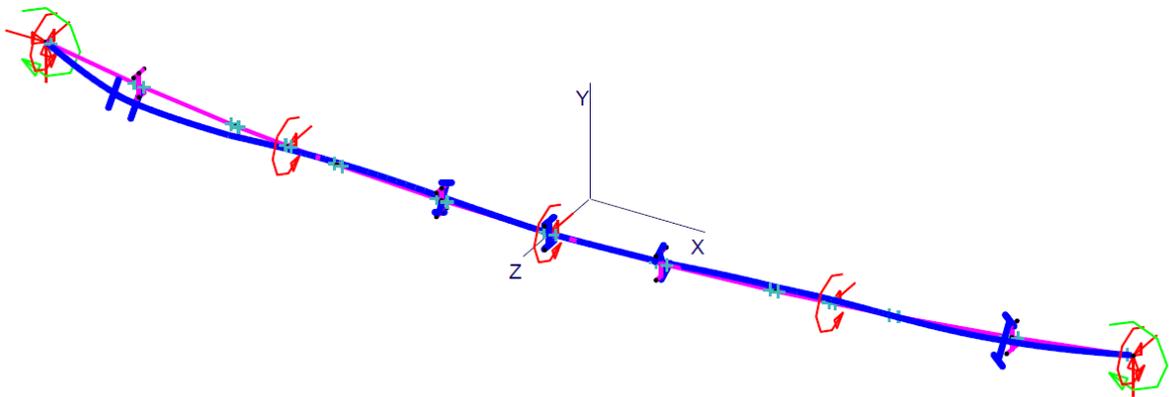


Figura 4.12: Viga sometida a doble curvatura para sección de viga I convencional

### 4.3.1. Análisis, discusión y comentarios sobre los resultados

Se realizan dos modelos para analizar la sección: uno cuando se somete a la viga a la acción de dos momentos de igual magnitud en sus apoyos, produciendo curvatura simple, y otro cuando la viga es sometida a doble curvatura. Estos modelos se presentan para poder ver la forma en que se pandea la sección ante estos eventuales casos.

Como se puede ver en la Figura 4.9, al estar la sección sometida a momentos iguales en sus apoyos, la viga se mueve lateralmente en la dirección Z del modelo, además de sufrir torsión. También se puede ver que la acción de los diafragmas produce un cambio en la dirección tanto de la torsión como del movimiento lateral de la viga modelada. Por otra parte, como se puede inferir de la relación de carga aplicada (*Applied Load Ratio*) de la Figura 4.9, el momento necesario para que falle por pandeo lateral torsional es de 2400 tonf m, esto al

aplicar momentos iguales de  $1000 \text{ kip} \cdot \text{inch}$  de magnitud en los extremos.

Por otra parte, como se observa en la Figura 4.10, al estar la sección sometida a doble curvatura, el comportamiento de la viga es similar al caso anterior pero la deformación y torsión se producen en el sentido contrario. Por otra parte, como se puede inferir de la relación de carga aplicada (*Applied Load Ratio*) de la Figura, el momento necesario para que falle por pandeo lateral torsional es de 2982 tonf m, lo cual aumenta con respecto al caso anterior. Cabe notar que para todos los casos se aplica el momento de 1000 kip de magnitud, lo que cambia es la dirección en la que es aplicado.

Ahora bien, para comparar el beneficio de utilizar la sección estudiada con respecto a las vigas I convencionales, se realiza un modelo con las mismas cargas utilizadas para el caso de las vigas TFG2 con una sección de viga I convencional que posea propiedades similares a la sección TFG2. Como se mencionó anteriormente, la sección utilizada se extrae de la tabla de perfiles de ICHA y corresponde a una sección H900x500x330.

Como se puede ver al comparar las figuras por casos, la forma en que se pandean es la misma, lo único que cambia es el momento necesario para que falle por pandeo lateral torsional.

Cuando la viga es sometida a momentos iguales se requiere de un momento de 1047 tonf m para que esta falle por pandeo lateral torsional, lo cual es menor en un 56 % a lo encontrado para la sección TFG2 estudiada en el caso de aplicación, mostrando que esta posee mayor capacidad de pandeo lateral en comparación a las vigas I convencionales.

Por otro lado, cuando la viga es sometida a doble curvatura, se tiene que el momento necesario para que la viga I convencional falle por pandeo lateral torsional es de 1749 tonf m, lo cual aumenta con respecto al otro caso de análisis para la viga en cuestión. Si se comparan los momentos necesarios para que las vigas fallen por pandeo lateral-torsional entre una viga I convencional y la viga TFG2 analizada en el caso de aplicación, se tiene que la segunda aumenta en un 64 % con respecto a la primera, mostrando nuevamente que la viga en estudio posee mayor capacidad ante el pandeo lateral torsional.

# Capítulo 5

## Resultados y Conclusiones

A modo general, durante el trabajo realizado se pudo observar que las vigas con ala tubular (TFG) y, en especial, las vigas con doble ala tubular (TFG2), son una buena alternativa a las vigas I convencionales ya que, en comparación, poseen una mejor estabilidad para puentes curvos y mayor rigidez a la torsión.

Con respecto a lo encontrado en el Capítulo 4, el cual corresponde a un caso de aplicación para un puente de carreteras de menor envergadura que posee vigas longitudinales de sección TFG2, se observa que para la sección transversal estudiada se cumplen las verificaciones normativas analizadas durante el trabajo, lo cual indica que se posee un diseño factible para la sección analizada.

Se vió que las vigas presentan una mayor sollicitación para el Estado Límite de Resistencia III, el cual busca garantizar la resistencia y estabilidad de la estructura y, en el caso particular, representa al puente expuesto a velocidades mayores a 90 km/hr para la sobrecarga vehicular.

Dentro de los estudios analizados los estados límite considerados correspondieron al de servicio, resistencia y durante la construcción, en la mayor parte de los casos. En comparación a los estados límite de resistencia analizados durante este trabajo, el estado límite de servicio tiene tensiones del mismo orden de magnitud que el estado límite de servicio, aún cuando este es menor. Con respecto a los resultados encontrados para el estado límite durante la construcción, se verifican los límites normativos para el caso, además se puede ver que posee un grado de magnitud menor en comparación a los estado límite de servicio y resistencia.

Cabe notar que para el estado límite durante la construcción de las vigas se tienen tensiones similares tanto en el ala inferior como en la superior lo cual es esperable pues la sección es simétrica y habla de la estabilidad que posee la sección. Dicho lo anterior, se puede notar que esto cambia ante la acción del resto de las sollicitaciones a la cual está sometida la estructura una vez construido el tablero, tales como el sismo, la sobrecarga vehicular, el viento, etcétera. Por ejemplo, para el estado límite de resistencia III, donde se posee una mayor sollicitación respecto a los demás casos, se puede ver que las tensiones en el ala inferior (correspondiente al ala traccionada) son mayores a las presentes en el ala superior (ala comprimida) lo cual se puede explicar debido a la composición de las vigas con el tablero de hormigón. De esta forma, se puede dar a entender que una sección con alas distintas como es el caso de las vigas TFG1 (ala superior tubular y ala inferior plana) podría ser de utilidad para un estado

posterior a la construcción de las vigas.

Aún así, es importante mencionar que no necesariamente esta corresponda a la mejor solución, pues una diferencia entre las alas podría redundar en la pérdida de estabilidad durante la construcción, lo cual causaría que tal vez fueran necesarios arriostramientos temporales adicionales, lo que provocaría el aumento del costo del puente. Según estudios previos [3], se tiene que las vigas TFG1 poseen una mayor estabilidad y el uso de arriostramientos temporales puede disminuir o, en algunos casos, hasta no ser necesario, mas según la luz del puente puede que su uso convenga o no con respecto a las vigas TFG2.

De igual forma, es necesario analizar diferentes casos. Como se mencionó en el Capítulo 2, estudios previos muestran que para luces grandes de un puente construido en base a vigas TFG2 se hace imprescindible el uso de una placa de cubierta en el tubo inferior de la sección, además de que si se excede un límite, puede que no existan secciones HSS comerciales disponibles para la configuración necesaria en el caso. Para la configuración estudiada en el caso de aplicación lo anterior no es necesario debido a la magnitud de la luz utilizada, pero la diferencia entre utilizar vigas I convencionales y vigas con alas tubulares se hace más notoria cuando crecen los vanos analizados. De esta forma, en un estudio posterior podría realizarse un análisis con respecto a cuando las ventajas de los sistemas con vigas TFG se hacen más importantes en comparación a utilizar un sistema de vigas I convencionales para puentes curvos.

Por otro lado, se puede ver que para puentes curvos existe una ventaja entre utilizar una sección con alas tubulares y una convencional, pues las primeras poseen mayor resistencia a la torsión, lo cual es uno de los principales problemas presentes en este tipo de puentes.

Otra de las ventajas observadas para las vigas TFG es que su uso hace que no se necesite mayor número de diafragmas, lo cual simplifica la construcción del puente y disminuye los costos asociados al mismo.

Con respecto a los desplazamientos encontrados se puede ver que se tienen los mayores valores en la dirección vertical, generalmente en el centro de la viga exterior derecha. De lo anterior también se puede observar que dentro de las solicitaciones consideradas, el peso propio de la estructura, la sobrecarga vehicular y la fatiga son las causantes de las mayores deflexiones dentro del puente, lo cual es motivo de que en las combinaciones de carga para los estados límite en los cuales estas están presentes, las deflexiones son mayores.

Al comparar los desplazamientos obtenidos para la viga TFG2 con respecto a los desplazamientos de una viga I convencional, se puede ver que los de la viga estudiada durante este trabajo son de menor magnitud en todos los estados límites analizados que los encontrados para una viga I convencional con características similares a la viga TFG2, confirmando así lo expuesto en el Capítulo 2. Esto se debe a que la inercia de las vigas TFG2 es mayor. También se puede relacionar a la torsión respecto al eje longitudinal

Cabe destacar que dentro de los casos analizados se encuentran los estados límites de servicio, resistencia, durante la construcción, fractura y fatiga y el caso sísmico, los cuales, de forma general, tienen como objetivo asegurar la constructibilidad, seguridad y serviciabilidad

de la estructura. De este modo, al analizar estos estado límites y encontrar que se cumplen las verificaciones normativas, se garantiza que el diseño será satisfactorio tanto en la etapa de construcción como cuando el puente ya está en uso. En particular, al analizar el caso sísmico según el Manual de Carreteras [11], se comprueba que el uso de este tipo de sección es factible dentro del país.

Como se mencionó anteriormente, el uso de las vigas TFG2, aún cuando tiene sus ventajas, también posee limitaciones como son la luz del puente y la sección máxima comercial que se tiene para sus alas, las cuales están formadas por secciones HSS. De esta forma, en un estudio posterior se podría investigar el uso de vigas TFG1, las cuales han sido analizadas en el extranjero y poseen cualidades ventajosas comparables a las que poseen las vigas TFG2.

Otro punto importante a notar es que el diseño efectuado, aún cuando corresponde a uno no convencional pues no se encuentra estandarizado tanto en las normas nacionales como internacionales, no implicó realizar consideraciones especiales en el diseño, es decir, se tuvo un diseño razonable, lo cual es apreciable considerando lo previamente dicho. Aún así, esto podría variar si se tuviera una curvatura mayor del puente, si este fuera de mayor longitud o si las solicitaciones aumentaran. En tal caso podría ser necesaria una placa en el ala inferior u otras soluciones para mejorar la respuesta de la sección, por lo que utilizar vigas TFG2 podría no ser la mejor opción de diseño.

Además, se destaca como resultado encontrado durante el trabajo, que se cumplen las ventajas que se espera de este tipo de sección, como lo son la estabilidad de sus alas, resistencia a la torsión, y menor uso de diafragmas. También, como se pudo ver al comparar un modelo utilizando una sección TFG2 versus una sección de viga I convencional con características similares, la resistencia al pandeo lateral torsional para las vigas estudiadas es mayor que la de las vigas I convencionales.

Para una futura investigación, puede ser interesante analizar la corrosión presente en las paredes de la sección TFG, pues al ser de carácter delgado, esta podría tener un impacto relevante en el diseño. Otro punto importante a investigar en un futuro podría ser el efecto del impacto transversal con topes sísmicos.

Finalmente, se tiene que se cumplen los objetivos del trabajo: se logró evaluar, mediante la elaboración de una metodología de diseño estándar, la aplicación de vigas I de acero con ala tubular para puentes en Chile. Además, se logró realizar un desarrollo teórico-conceptual sobre la aplicabilidad de vigas I curvas con alas tubulares para puentes, viendo distintas configuraciones posibles estudiadas en investigaciones previas. Por otro lado, se lograron identificar ventajas y desventajas de este tipo de vigas con respecto a las vigas de acero I convencionales. Por último, se ven secciones preferentes para el diseño en Chile, considerando todos los aspectos en el diseño de puentes según la normativa nacional e internacional.

# Bibliografía

- [1] SIAC, M. d. O. P., 2021. Comunicación personal vía correo electrónico a través de la Ley de Transparencia.
- [2] Jun Dong, R. S., “Analytical study of horizontally curved hollow tubular flange girders,” *Engineering Structures*, 2008.
- [3] Ma, H. y Sause, R., “Study of horizontally curved bridge girders with tubular top flanges,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 12, no. 6, pp. 786–800, 2016, [doi:10.1080/15732479.2015.1051998](https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1051998).
- [4] Ma, H., Sause, R., y Dong, J., “Design of horizontally curved steel bridge girders with tubular flanges,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 24, no. 6, 2019, [doi:10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001403](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001403).
- [5] Sause, R., “Innovative steel bridge girders with tubular flanges,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 11, no. 4, pp. 450–465, 2015, [doi:10.1080/15732479.2014.951866](https://doi.org/10.1080/15732479.2014.951866).
- [6] Dong, J. y Sause, R., “Finite element analysis of curved steel girders with tubular flanges,” *Engineering Structures*, vol. 32, no. 1, pp. 319–327, 2010, [doi:10.1016/j.engstruct.2009.09.018](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.018).
- [7] Kazuhiko Kawashima, Shigeki Unjoh, J.-I. H. . K. K., “Damage of bridges due to the 2010 maule, chile, earthquake,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 7, pp. 1036–1068, 2011, [doi:10.1080/13632469.2011.575531](https://doi.org/10.1080/13632469.2011.575531).
- [8] AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,” American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.
- [9] Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., L. Davaine, S. D., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Koliass, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., y Tsionis, G., *Bridge Design to Eurocodes Worked examples*. Vienna: JRC European Commission, 2012.
- [10] ICHA, “Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes,” Corporación Instituto Chileno del Acero, 2008.
- [11] de Vialidad, D., *Manual de Carreteras, Volumen N°3: Instrucciones y Criterios de Diseño*. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile., 2021.
- [12] INN-CHILE, NCh433: Diseño sísmico de edificios.
- [13] Hassanein, M. F. y Kharoob, O. F., “An extended evaluation for the shear behavior of hollow tubular flange plate girders,” *Thin-Walled Structures*, vol. 56, pp. 88–102, 2012.
- [14] Sause, R., Kim, B. ., y Wimer, M. R., “Experimental study of tubular flange girders,”

- Journal of Structural Engineering, vol. 134, no. 3, pp. 384–392, 2008.
- [15] Dong, J. y Sause, R., “Behavior of hollow tubular-flange girder systems for curved bridges,” Journal of Structural Engineering, vol. 136, no. 2, pp. 174–182, 2010.
- [16] Perera, N. y Mahendran, M., “Section moment capacity tests of hollow flange steel plate girders,” Journal of Constructional Steel Research, vol. 148, pp. 97–111, 2018.
- [17] Sause, R. y Kim, B., “High performance steel girders with tubular flanges,” ATLSS Engineering Research Center, Lehigh University, 2005.
- [18] Jun Dong, R. S., “Flexural strength of tubular flange girders,” Journal of Constructional Steel Research 65, pp. 622–630, 2009, [doi:10.1016/j.jcsr.2008.02.019](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.019).
- [19] Hassanein, M. F., Kharoob, O. F., y El Hadidy, A. M., “Lateral-torsional buckling of hollow tubular flange plate girders with slender stiffened webs,” Thin-Walled Structures, vol. 65, pp. 49–61, 2013.
- [20] Hassanein, M. F. y Silvestre, N., “Lateral-distortional buckling of hollow tubular flange plate girders with slender unstiffened webs,” Engineering Structures, vol. 56, pp. 572–584, 2013.
- [21] Pi, Y. y Trahair, N. S., “Lateral-distortional buckling of hollow flange beams,” Journal of Structural Engineering, vol. 123, no. 6, pp. 695–702, 1997, [www.scopus.com](http://www.scopus.com).
- [22] Linzell, D., Leon, R. T., y Zureick, A. H., “Experimental and analytical studies of a horizontally curved steel i-girder bridge during erection,” JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING, vol. 9, no. 6, pp. 521–530, 2004.
- [23] Lim, J., Kang, Y. ., Lee, J., Kim, S., y Lee, K., “Experimental and analytical study of horizontally curved i-girders subjected to equal end moments,” Metals, vol. 11, no. 7, 2021.
- [24] Lee, K., Davidson, J. S., Choi, J., y Kang, Y., “Ultimate strength of horizontally curved steel i-girders with equal end moments,” Engineering Structures, vol. 153, pp. 17–31, 2017, [doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.047](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.047).
- [25] Fan, Z. y Sause, R., “Behavior of horizontally curved steel tubular-flange bridge girders,” rep. tec., Lehigh Preserve Institutional Repository, 2007.
- [26] Ma, H., Sause, R., y Mahvashmohammadi, K., “Experimental and analytical investigation of system of horizontally curved bridge girders with tubular top flanges,” Structure and Infrastructure Engineering, vol. 14, no. 12, pp. 1664–1677, 2018, [doi:10.1080/15732479.2018.1486438](https://doi.org/10.1080/15732479.2018.1486438).
- [27] Zureick, A., Linzell, D., Leon, R. T., y Burrell, J., “Curved steel i-girder bridges: Experimental and analytical studies,” Engineering Structures, vol. 22, no. 2, pp. 180–190, 2000.
- [28] de Ingeniería Civil, D., Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010. Santiago, Chile: Editora Maval, 2010.
- [29] of State Highway, A. A. y Officials, T., AASHTO provisional standards. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 1995.
- [30] Engineering, A. M. R., “Agom elastomeric bridge bearings.”
- [31] McGuire, W. y Ziemian, R. D., “Mastan2.” <http://www.mastan2.com/>. Programa

interactivo de análisis estructural que proporciona capacidades de preprocesamiento, análisis y postprocesamiento.

# Capítulo 6

## Anexos

# Anexo A

## Cálculos realizados

### A.1. Memoria de cálculo

A continuación se presentan algunos de los cálculos realizados para añadir las cargas al modelo en SAP2000. Además, se muestra el cálculo de la resistencia a flexión calculada según fórmulas vistas en el capítulo dos, obtenidas de investigaciones previas.

# Memoria de Cálculo

## VIGAS I DE ACERO CON ALA TUBULAR PARA PUENES EN CHILE

### 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Módulo de elasticidad del acero	$E := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = (2.248 \cdot 10) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$
Tensión de fluencia del acero ASTM A709 345W	$F_y := 345 \cdot \text{MPa}$
Módulo de Poisson del acero	$\nu := 0.3$
Resistencia a la compresión del Tablero de hormigón	$f_c := 4.5 \text{ ksi}$

### 2. CRITERIOS DE DISEÑO

#### 2.1 Características generales del puente

Número de vigas:	$n := 3$	
Luz de las vigas:	$L_{viga} := 30 \text{ m} = (1.181 \cdot 10^3) \text{ in}$	$\frac{L_{viga}}{8} = (1.476 \cdot 10^2) \text{ in}$
Separación vigas:	$S_{vigas} := 3 \text{ m}$	
Espaciamiento marcos transversales:	$L_b := 7.5 \text{ m}$	
Espesor del tablero	$t_{tab} := 0.2 \text{ m}$	
Espesor del pavimento	$e_{pav} := 9 \text{ cm}$	
Densidad del acero:	$\rho_{acero} := 7.85 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	
Densidad del hormigón:	$\rho_{hormigon} := 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	
Densidad pavimento	$\rho_{pav} := 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$	
Ancho del tablero:	$a_{tab} := 9 \text{ m}$	
	$A_{tab} := a_{tab} \cdot t_{tab} = 1.8 \text{ m}^2$	
Marcos transversales	$A_{marcos} := 10290.8 \text{ mm}^2$	

#### 2.2 Dimensiones viga TFG:

- Ala

$$B_f := 50 \text{ cm}$$

- Alma

$$D_w := 66 \text{ cm}$$

$$Df := 10 \text{ cm}$$

$$tw := 1.5 \text{ cm}$$

$$tf := 1.75 \text{ cm}$$

$$\frac{Df + Dw}{2} = (1.496 \cdot 10) \text{ in}$$

$$\frac{Dw}{2} = (1.299 \cdot 10) \text{ in}$$

$$\frac{Bf}{2} = 9.843 \text{ in}$$

$$df := Df + tf$$

$$bf := tf + Bf = (5.175 \cdot 10^{-1}) \text{ m}$$

$$Aat := 2 \cdot Bf \cdot tf + 2 \cdot (Df - 2 \cdot tf) \cdot tf = (1.978 \cdot 10^2) \text{ cm}^2$$

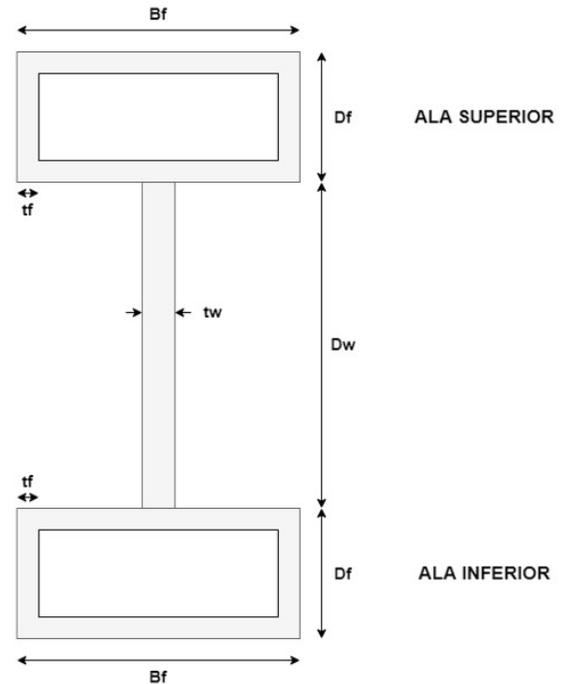
$$Aac := 2 \cdot Bf \cdot tf + 2 \cdot (Df - 2 \cdot tf) \cdot tf$$

$$Aalma := Dw \cdot tw$$

$$A := Aat + Aac + Aalma$$

$$H_{viga} := Df \cdot 2 + Dw = (8.6 \cdot 10^{-1}) \text{ m}$$

$$PESO := \rho_{acero} \cdot A = (3.522 \cdot 10^2) \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



### 2.3 Propiedades de la sección

Según SAP2000:

$$J := 2.071 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = (4.976 \cdot 10^2) \text{ in}^4$$

$$I_{yy} := 9.943 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = (9.943 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{xx} := 6.132 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = (6.132 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_z := \min(I_{yy}, I_{xx}) = (9.943 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$h := Dw + Df = (7.6 \cdot 10^{-1}) \text{ m}$$

Calculadas a mano:

$$A := Dw \cdot tw + 2 \cdot (2 \cdot Bf \cdot tf + 2 \cdot (Df - 2 \cdot tf) \cdot tf) = (4.945 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$I_{manoxx} := \frac{tw^3 \cdot Dw^3}{12} + \frac{Bf \cdot Df^3}{6} - \frac{(Bf - 2 \cdot tf) \cdot (Df - 2 \cdot tf)^3}{6} + (Bf \cdot tf + (Df - 2 \cdot tf) \cdot tf) \cdot (Df + Dw)^2 = (6.132 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{manoyy} := \frac{tw^3 \cdot Dw}{12} + \frac{Bf^3 \cdot Df}{6} - \frac{(Bf - 2 \cdot tf)^3 \cdot (Df - 2 \cdot tf)}{6} = (9.943 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$K_C := \frac{E \cdot tw^3 \cdot Dw^3 \cdot L_{viga}}{12} = (8.3 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h^6}{s^2}$$

$$K := \frac{E}{2} \cdot \left( \frac{\pi^4 \cdot I_z}{L_{viga}^3} + \frac{tw^3 \cdot Dw^3 \cdot L_{viga}}{(1 - \nu^2) \cdot h^6} \right) = (1.696 \cdot 10^7) \frac{kg}{s^2}$$

$$C_w := \frac{(B_f \cdot D_f)^2 \cdot (B_f - D_f)^2 \cdot t_f}{24 \cdot (B_f + D_f)} + I_z \cdot \frac{(D_w + D_f)^2}{4} = (5.365 \cdot 10^5) \text{ in}^6$$

$$G := \frac{\pi^2}{2 \cdot I_{yy} \cdot L_{viga}} \cdot \left( h \cdot t_f \cdot (B_f + D_f) + \frac{(5 \cdot h^2 - D_w^2) \cdot D_w^3 \cdot tw}{20 \cdot h^3} \right) = 1.519 \frac{1}{m^2}$$

$$d_{fp} := D_f - t_f \quad b_{fp} := B_f - t_f$$

$$J_f := \frac{2 \cdot (d_{fp} \cdot b_{fp})^2 \cdot t_f}{b_{fp} + d_{fp}} = (9.816 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

where:

$J_f$  is the minor moment of inertia of the compression flange;  
 $J_f = \frac{2(b_f d_f)^2 t_f}{b_f + d_f}$ ,  $I_z$  is the minor moment of inertia of the whole cross-section,  $d_f = D_f - t_f$  and  $b_f = B_f - t_f$ .

$$J := 2 \cdot J_f + \frac{1}{3} \cdot D_w \cdot tw^3 = (1.971 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$r_t := \frac{B_f}{\sqrt{12 \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{H_{viga} \cdot tw}{B_f \cdot t_f} \right)}} = (1.182 \cdot 10^{-1}) \text{ m}$$

## 2.4 Verificaciones normativas

$$\text{Altura mínima} \quad 1.2 \cdot \frac{(L_{viga} + 10 \text{ ft})}{30} = 1.322 \text{ m}$$

### 1. Altura de la sección total

Al ser un puente de tramo simple, la profundidad total de una viga I compuesta será

$$0.033 \cdot L_{viga} = (9.9 \cdot 10^{-1}) \text{ m}$$

Por otro lado, esta altura incluye el tablero de hormigón, por lo que la profundidad de la sección compuesta es:

$$h := t_{tab} + 2 \cdot D_f + D_w = 1.06 \text{ m} \quad \text{Luego, el perfil cumple el requisito}$$

### 2. Tamaño de los tubos de las alas

$$\frac{B_f}{t_f} = 2.857 \cdot 10 \quad \frac{D_f}{t_f} = 5.714$$

$$1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.371 \cdot 10$$

Como en ambos casos la razón de esbeltez es menor al límite establecido, se cumple el requisito

### 3. Altura y espesor del alma

$$\frac{2 \cdot D_w}{t_w} = 8.8 \cdot 10 < 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.372 \cdot 10^2$$

$$\frac{D_w}{t_w} = 4.4 \cdot 10 < 11 \cdot \left(\frac{E}{F_y}\right)^{\frac{1}{3}} = 9.172 \cdot 10$$

Verificaciones AASHTO

- Proporciones del alma

Como se tienen atiesadores longitudinales, el alma debe cumplir:

$$\frac{D_w}{t_w} = 4.4 \cdot 10 < 300$$

Por otro lado, se tiene que el espesor mínimo es de 1.11 cm, por lo que el perfil seleccionado cumple con el requisito

### 3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Límites normativos

$$L_p := 1.0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.846 \text{ m}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.94 \text{ m}$$

Siendo  $L_b = 7500 \text{ mm}$ , se esta entre ambos límites

Propiedades vigas TFG:

$$r_y := 143.3 \text{ mm}$$

$$K_t := 1.866 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Z_{22} := 4794281 \text{ mm}^3$$

$$d := H_{\text{viga}} = (8.6 \cdot 10^{-1}) \text{ m} \quad s_{22pos} := 3488690 \text{ mm}^3$$

$$M_{yc} := F_y \cdot s_{22pos} = (1.353 \cdot 10^2) \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Según un estudio hecho por M.F. Hassanein, N. Silvestre [17] se puede calcular el momento crítico como:

$$M_{cr1} := \frac{K}{G} = (1.255 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

(1) LDB ( $\theta_b = \theta_t = v_b = 0$ ): In this case, we consider the bottom flange fixed ( $v_b = 0$ ) and only the top flange is allowed to displace laterally ( $v_t \neq 0$ ). Thus, the first equation in (20) is equated to zero, giving the critical moment

LDB: lateral distortional buckling

$$M_{cr2} := \sqrt{K^2 - K_c^2} = (1.094 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

(2) LDB ( $\theta_b = \theta_t = 0$ ): In this case, both flanges are free to displace

G

laterally ( $v_t \neq 0$  and  $v_b \neq 0$ ). Thus, solution of the characteristic equation (eigenvalue problem)

Según estudio Pi y Thahair:

$$Mcr3 := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot Iz}{Lviga^2} \cdot \left( \frac{2 \cdot \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} \cdot Jf \cdot \frac{E \cdot tw^3 \cdot Lviga^2}{(1-0.3^2) \cdot \pi^2 Dw}}{2 \cdot \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} \cdot Jf + \frac{E \cdot tw^3 \cdot Lviga^2}{(1-0.3^2) \cdot \pi^2 Dw}} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot Cw}{Lviga^2} \right)} = (6.094 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \mathbf{m}$$

De la norma, para vigas I normales

$$Mcr4 := \frac{E \cdot \pi}{\frac{Lb}{ry}} \cdot \sqrt{0.385 \cdot Kt \cdot A + 2.467 \cdot \frac{d^2 \cdot A^2}{\left(\frac{Lb}{ry}\right)^2}} = (3.072 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \mathbf{m}$$

Resistencia flexural vigas TFG:

$$Mp := Z22 \cdot Fy = (1.859 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \mathbf{m}$$

$$Rpc := \frac{Mp}{Myc} = 1.374$$

$$Mu := Rpc \cdot Myc = (1.859 \cdot 10^2) \text{ m} \cdot \mathbf{tonf}$$

$$\frac{Mu}{Mcr1} = 1.482 \cdot 10^{-1}$$

$$\frac{Mu}{Mcr2} = 1.699 \cdot 10^{-1}$$

$$\frac{Mu}{Mcr3} = 3.051 \cdot 10^{-1}$$

$$\frac{Mu}{Mcr4} = 6.053 \cdot 10^{-2}$$

$$as1 := 0.8 \cdot \left( \left( \left( \frac{Mu}{Mcr1} \right)^2 + 2.2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{Mu}{Mcr1} \right) = 1.074$$

$$as1 := \min(1, as1) = 1$$

$$as2 := 0.8 \cdot \left( \left( \left( \frac{Mu}{Mcr2} \right)^2 + 2.2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{Mu}{Mcr2} \right) = 1.058$$

$$as2 := \min(1, as2) = 1$$

$$as3 := 0.8 \cdot \left( \left( \left( \frac{Mu}{Mcr3} \right)^2 + 2.2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{Mu}{Mcr3} \right) = 9.674 \cdot 10^{-1}$$

$$as3 := \min(1, as3) = 9.674 \cdot 10^{-1}$$

$$as4 := 0.8 \cdot \left( \left( \left( \frac{Mu}{Mcr4} \right)^2 + 2.2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{Mu}{Mcr4} \right) = 1.139$$

$$as4 := \min(1, as4) = 1$$

$$Cb := 1$$

$$Md1 := \min(Cb \cdot as1 \cdot Mu, Mu) = (1.859 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Md2 := \min(Cb \cdot as2 \cdot Mu, Mu) = (1.859 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Md3 := \min(Cb \cdot as3 \cdot Mu, Mu) = (1.799 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Md4 := \min(Cb \cdot as4 \cdot Mu, Mu) = (1.859 \cdot 10^2) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

#### 4. DEFINICIÓN DE CARGAS DE DISEÑO PARA EL MODELO EN SAP2000

##### 4.1 Cargas muertas:

$$\text{Carga\_Pavimento} := 9 \text{ cm} \cdot \rho_{\text{pav}} = (2.16 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$$

$$qbarrera := 0.25 \text{ m}^2 \cdot \rho_{\text{hormigon}} \cdot g = (6.25 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$\text{Cargabarr} := \frac{qbarrera}{50 \text{ cm}} = (1.25 \cdot 10^{-6}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$$

##### 4.2 Cargas vivas:

$$\text{Carga\_Peatonal} := 0.075 \text{ ksf} = (4.036 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$$

##### 4.2.1 Viento

$$Pvientotrans := 0.05 \text{ ksf} \quad Fvientotrans := Pvientotrans \cdot h = (2.852 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$Fvtfinal := Fvientotrans \cdot \frac{0.5}{2} \text{ m} = (7.131 \cdot 10^{-2}) \text{ tonf}$$

$$Fvtsinter := Fvientotrans \cdot 0.5 \text{ m} = (1.426 \cdot 10^{-1}) \text{ tonf}$$

$$Fvientosot := \frac{Fvientotrans}{2} = (1.426 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$Fvtsfinal := Fvientosot \cdot \frac{0.5}{2} \text{ m} = (3.566 \cdot 10^{-2}) \text{ tonf}$$

$$Fvtsinter := Fvientosot \cdot 0.5 \text{ m} = (7.131 \cdot 10^{-2}) \text{ tonf}$$

$$Pvientolong := 0.012 \text{ ksf} \quad Fvientolon := Pvientolong \cdot h = (6.846 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$Fvlfinal := Fvientolon \cdot \frac{0.5}{2} \text{ m} = (1.711 \cdot 10^{-2}) \text{ tonf}$$

$$Fvlsinter := Fvientolon \cdot 0.5 \text{ m} = (3.423 \cdot 10^{-2}) \text{ tonf}$$

$$\frac{Fvlfinal}{2} = (8.557 \cdot 10^{-3}) \text{ tonf}$$

$$V_v := 0.02 \text{ ksf} \cdot a_{\text{tab}} = (9.688 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}}$$

$$V_v \cdot 0.5 \text{ m} = (4.844 \cdot 10^{-1}) \text{ tonf}$$

$$V_v \cdot \frac{0.5}{2} \text{ m} = (2.422 \cdot 10^{-1}) \text{ tonf}$$

#### 4.2.1 Definición del sismo

Aceleración máxima  $A0 := 0.3 \cdot g$

Clasificación por importancia  $CI=II$

Peligro de socavación sísmica: 0

Categoría de comportamiento sísmico=a

Tipo de suelo: I (Roca)

Coefficiente del suelo  $S := 0.9$

Para  $CI=II$   $KI := 0.8$

$$Kh := KI \cdot S \cdot \frac{A0}{2 \cdot g} = 1.08 \cdot 10^{-1}$$

Factor de modificación de respuesta  $R=1$  para el método de coeficiente sísmico

Peso sísmico del puente  $P := 394.2 \text{ tonf}$

Cortante basal:  $Q := Kh \cdot P = (4.257 \cdot 10) \text{ tonf}$

Corte basas mínimo:  $Q_{\text{min}} := 0.25 \cdot KI \cdot A0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S = (2.129 \cdot 10) \text{ tonf}$

$$s1 := 0 \text{ cm}$$

Juntas sísmicas  $S_{\text{jmin}} := 6.25 \cdot \frac{A0}{g} \text{ cm} + s1 = (1.875 \cdot 10) \text{ mm}$

Cubicación peso (para verificar peso del modelo en SAP2000)

Peso vigas  $P_{\text{vigas}} := n \cdot \rho_{\text{acero}} \cdot L_{\text{viga}} \cdot A \cdot g = (3.494 \cdot 10) \text{ tonf}$

Peso tablero hormigón  $P_{\text{tab}} := \rho_{\text{hormigon}} \cdot L_{\text{viga}} \cdot t_{\text{tab}} \cdot a_{\text{tab}} \cdot g = (1.35 \cdot 10^2) \text{ tonf}$

Peso marcos transversales  $P_{\text{marcos}} := 5 \cdot \rho_{\text{acero}} \cdot 2 \cdot S_{\text{vigas}} \cdot A_{\text{marcos}} \cdot g = 2.423 \text{ tonf}$

Peso pavimento  $P_{\text{pav}} := \text{Carga}_{\text{Pavimento}} \cdot L_{\text{viga}} \cdot a_{\text{tab}} = (5.832 \cdot 10) \text{ tonf}$

Peso barreras

$$P_{barr} := q_{barrera} \cdot L_{viga} \cdot 2 = (3.75 \cdot 10) \text{ tonf}$$

Peso total

$$P_{total} := P_{vigas} + P_{tab} + P_{marcos} + P_{pav} + P_{barr} = (2.682 \cdot 10^2) \text{ tonf}$$

Para el sismo:

$$M_m := 421.3 \text{ tonf} \cdot \text{mm} \quad M_C := 342.38 \text{ tonf} \cdot \text{mm} \quad M_B := 367.51 \text{ tonf} \cdot \text{mm} \quad M_A := 393.9 \text{ tonf} \cdot \text{mm}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_m}{2.5 \cdot M_m + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.113$$

$$M_d := \min(C_b \cdot a_s \cdot M_u, M_u) = (1.859 \cdot 10^5) \text{ tonf} \cdot \text{mm}$$

$$F_{nc} := C_b \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{0.7 \cdot F_y}{F_y} \right) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \cdot F_y = (3.327 \cdot 10^{-2}) \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2}$$

Resistencia a la flexión en términos de los esfuerzos del ala (pandeo flexo-torsional) según AASHTO

#### 4.3 Estado límite de fatiga y fractura

La fatiga inducida por la carga debe ser considerada en el diseño de una viga de placa. Las consideraciones de fatiga para las vigas pueden incluir:

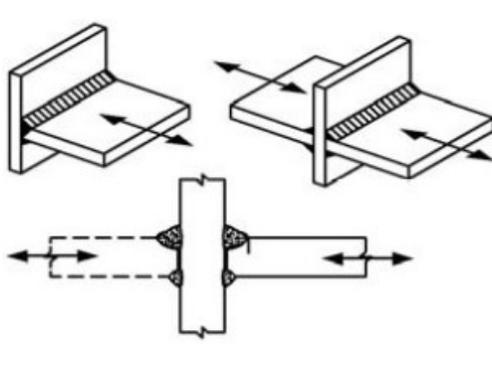
1. Las soldaduras que conectan los pernos de corte con la viga.
2. Las soldaduras que conectan las alas y el alma.
3. Las soldaduras que conectan los rigidizadores intermedios transversales a la viga.

Las consideraciones específicas sobre la fatiga dependen de las características únicas del diseño de la viga. Los detalles específicos de fatiga y las categorías de detalles se explican e ilustran en la tabla 6.6.1.2.3-1 y en la figura 6.6.1.2.3-1 de la norma AASHTO

Se comprobará la fatiga de la conexión soldada en ángulo de los atiesadores intermedios transversales a la viga. Este detalle corresponde al mostrado en la figura, y está clasificado como Categoría de Detalle C en la Tabla 6.6.1.2.3-1 de la norma AASHTO

La conexión soldada en ángulo de los rigidizadores intermedios transversales se comprobará en el lugar del momento positivo máximo. El detalle de fatiga se encuentra en la fibra interior del ala de tracción, donde el rigidizador intermedio transversal está soldado al ala. Sin embargo, para simplificar, los cálculos computarán de forma conservadora el esfuerzo de fatiga en la fibra exterior del ala en tracción.

El detalle de la fatiga que se investiga en este ejemplo de diseño se ilustra en la siguiente figura:



La resistencia nominal a la fatiga se calcula como sigue: (S6.6.1.2.5)

$$Adc := 44 \cdot 10^8 \text{ ksi}^3 \quad \text{Para una categoría de detalle C}$$

$$n := 1 \quad \text{STable 6.6.1.2.5-2}$$

$$ADT := 20000 \quad \text{Vehículos por día}$$

$$f := 0.2$$

$$ADTT := ADT \cdot f = 4 \cdot 10^3$$

$$p := 0.85$$

$$ADTT_{sl} := p \cdot ADTT = 3.4 \cdot 10^3$$

$$N := (365) \cdot (75) \cdot n \cdot ADTT_{sl} = 9.308 \cdot 10^7 \quad \text{S6.6.1.2.5}$$

$$\Delta Fn := \left( \frac{Adc}{N} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.616 \text{ ksi} \quad \text{menor que} \quad \Delta Fth := 10 \text{ ksi}$$

$$\Delta F := \max(\Delta Fn, \Delta Fth) = (1 \cdot 10) \text{ ksi}$$

Máximo tensión de fatiga (modelo):

$$0.008 \frac{\text{tonf}}{\text{mm}^2} = (1.032 \cdot 10) \text{ ksi}$$

Considerando el esfuerzo generado en el punto de soldadura

# Anexo B

## Diagrama Metodología

A continuación se muestra un diagrama de flujo con la secuencia seguida a grandes rasgos en el diseño de las vigas estudiadas.

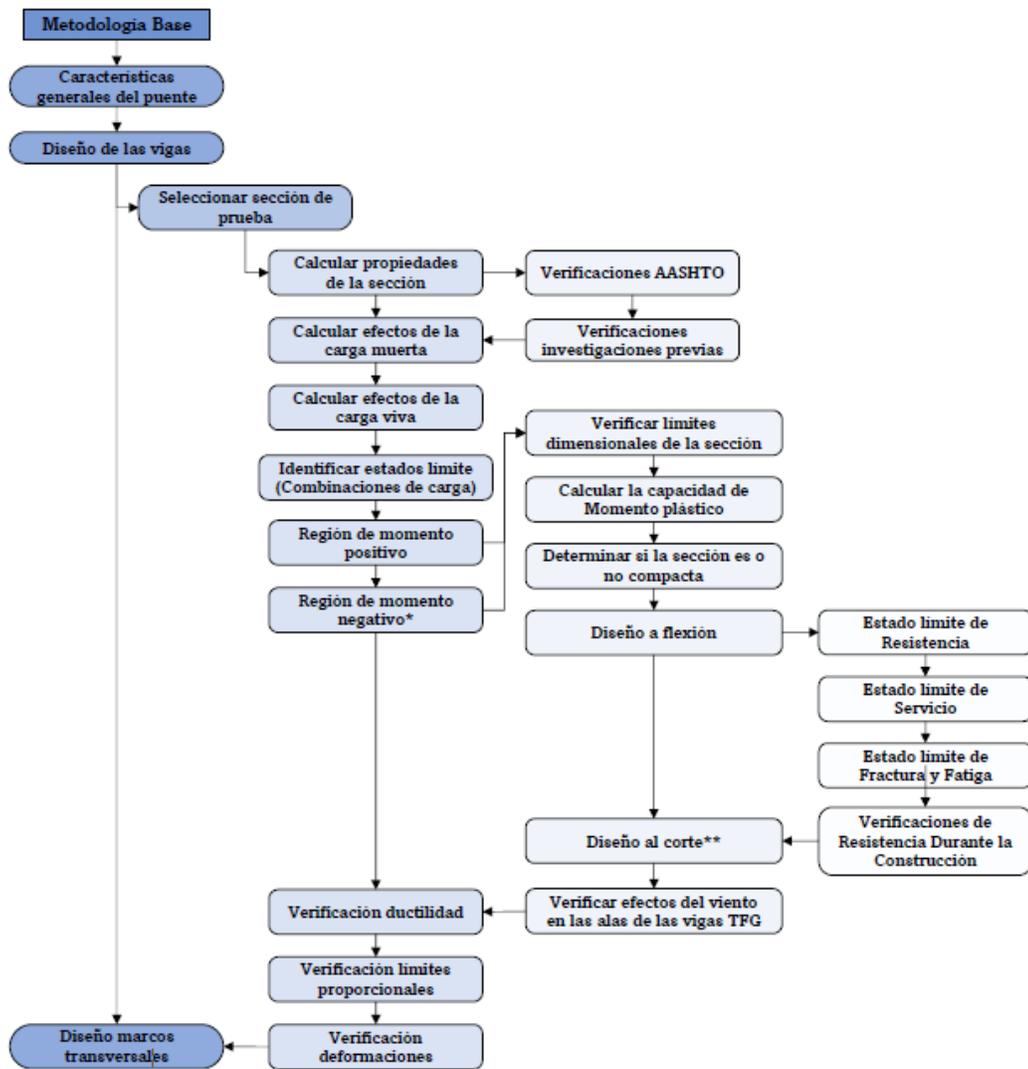


Figura B.1: Diagrama de flujo para el diseño

\*Dada la configuración del puente analizado, no existe región de momento negativo, mas de realizarse otra configuración este igual debe ser verificado.

\*\* El diseño al corte, dadas las propiedades de la viga y lo visto en estudios previos, se considera verificado.

# Anexo C

## Detalles SAP2000

### C.1. Detalle elementos y puntos del modelo SAP2000 vigas TFG2

Para empezar, las coordenadas principales en el modelo SAP2000 son las siguientes:

- Eje 1: Z
- Eje 2: X
- Eje 3: Y

En la Figura C.1 se muestra el detalle de la numeración de las vigas TFG2, las cuales corresponden a elementos tipo “Frame” presentes en el modelo.

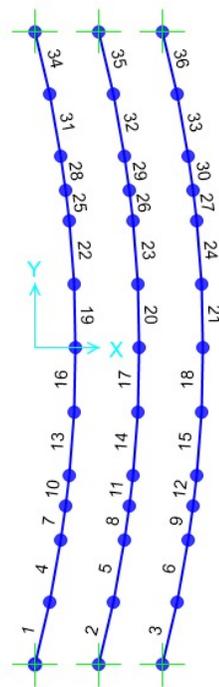


Figura C.1: Numeración de elementos TFG tipo “frame” presentes en el modelo. Vista en planta.

En la Figura C.2 se muestra el detalle de la numeración de los puntos utilizados en el programa.

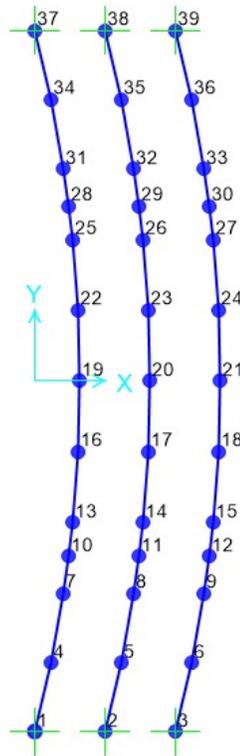


Figura C.2: Numeración de los puntos presentes en las vigas TFG del modelo. Vista en planta.

## C.2. Propiedades secciones utilizadas

En las Figuras C.3 y C.4 se muestran las propiedades de los perfiles TFG2 y IG utilizados en el modelo SAP2000, respectivamente.

Properties			
Cross-section (axial) area	49450,	Section modulus about 3 axis	14261488,
Moment of Inertia about 3 axis	6,132E+09	Section modulus about 2 axis	3977142,
Moment of Inertia about 2 axis	9,943E+08	Plastic modulus about 3 axis	16662500,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	5509813,
Shear area in 2 direction	12913,452	Radius of Gyration about 3 axis	352,1547
Shear area in 3 direction	32941,02	Radius of Gyration about 2 axis	141,7988
Torsional constant	2,071E+08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura C.3: Propiedades perfil TFG2

Properties			
Cross-section (axial) area	42032,	Section modulus about 3 axis	14698666,
Moment of Inertia about 3 axis	6,614E+09	Section modulus about 2 axis	2667148,2
Moment of Inertia about 2 axis	6,668E+08	Plastic modulus about 3 axis	15984688,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4030096,
Shear area in 2 direction	10800,	Radius of Gyration about 3 axis	396,6936
Shear area in 3 direction	26666,667	Radius of Gyration about 2 axis	125,9516
Torsional constant	10959446,	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura C.4: Propiedades perfil IG