18

Sistemas estructurales:
Puentes

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 18

SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.1: Elección Conceptual 1

1 PRELIMINAR 4
2 FORMAS FUNDAMENTALES DE PUENTES 5
2.1 Introducción 5
2.2 Puentes que soportan cargas principalmente a flexión 5
2.3 Puentes que soportan sus cargas principalmente como esfuerzos axiales 5
2.4 Puentes de Celosía 6
3 OBJETO Y FUNCIÓN DE UN PUENTE 7
3.1 Introducción 7
3.2 Requisitos de espacio libre 7
3.3. Cargas 7
3.4 La Topografía y Geología de la Obra 8
4 OTROS FACTORES QUE EJERCEN INFLUENCIA EN LA ELECCIÓN CONCEPTUAL 10
4.1 Introducción 10
4.2 Métodos de montaje 10
4.2.1 Montaje a pie de obra 10
4.2.2 Lanzamiento 10
4.2.3 Elevación 11
4.2.4 Montaje en voladizo 11
4.2.5 Deslizamiento 12
4.3 Técnicas y materiales de construcción locales 12
4.4 Inspección y mantenimiento futuros 12
4.5 Aspectos estéticos y ambientales 13

5 CONSIDERACIONES DETALLADAS-PUENTES DE VIGAS DE ALMA LLENA 15
5.1 Introducción 15
5.2 El Tablero 15
5.3 Disposiciones típicas de puentes de pequeña y mediana luz 16
5.4 Puentes de viga de alma llena de gran luz 19
5.5 ¿Coste mínimo o peso mínimo? 20
5.6 Proyecto de construcción 21
6 OBSERVACIONES FINALES 23
7 RESUMEN FINAL 24
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 24

Lección 18.2: Acciones en Puentes 25

1 INTRODUCCIÓN 28
2 HIPÓTESIS DE CARGAS DE CARRETERAS 30
2.1 Carga Permanente 30
2.2 Cargas debidas al tráfico 30
2.3 Fuerzas de arranque longitudinales 31
2.4 Fuerzas centrífugas 32
2.5 Aceras y Pretiles 32
3 HIPÓTESIS DE CARGA DE FERROCARRILES 34
3.1 Carga Permanente 34
3.2 Cargas debidas a los trenes 34
3.3 Efectos dinámicos (impacto) 34
3.4 Fuerzas de arranque logitudinales 35
3.5 Fuerzas centrífugas 35
3.6 Fuerzas transversales debidas a las cargas 35
4 OTRAS CARGAS EN LOS PUENTES 36
4.1 Cargas del viento 36
4.2 Efectos térmicos en las estructuras de los puentes 36
4.3 Retracción del hormigón 38
4.4 Asientos de la cimentación 38
4.5 Acciones sísmicas 38

4.6 Fuerzas debidas a las corrientes de agua o al hielo 40
4.7 Colisiones 40
4.8 Rozamiento en las estructuras de apoyo 40
4.9 Cargas de construcción y montaje 42
5 CASOS DE CARGA CRÍTICA PARA EL CÁLCULO 43
5.1 Combinaciones de cargas 43
5.2 Concepción del proceso de construcción 43
5.3 Acciones variables en la estructura finalizada 43
6 RESUMEN FINAL 45
7 BIBLIOGRAFÍA 45

Lección 18.3: Tableros de Puentes 47

1 INTRODUCCIÓN 50
2 DESARROLLO HISTÓRICO 52
2.1 De la separación a la integración de funciones 52
2.2 Una mayor sencillez 53
2.3 Evolución del larguero en los tableros de acero 53
3 TABLEROS ACTUALES PARA PUENTES DE CARRETERAS 56
3.1 Losas de Hormigón Armado para Puentes Mixtos 56
3.1.1 Tramos y cantos 56
3.1.2 Métodos de construcción 56
3.1.3 Métodos de análisis y diseño 56
3.2 Tableros de acero ortotrópicos 59
3.2.1 Introducción 59
3.2.2 Comportamiento estructural de los tableros de acero ortotrópicos 59
3.2.3 El tablero ortotrópico “europeo” y los métodos de construcción 60
3.2.4 Métodos de cálculo y verificación del diseño 60
4 TABLEROS ACTUALES PARA PUENTES DE FERROCARRILES 64
4.1 Renovación de estructuras 64
4.2 Nuevos trazados 64
5 RESUMEN FINAL 66
6 BIBLIOGRAFÍA 66
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 66

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas 67

1 INTRODUCCIÓN 70
1.1 Generalidades 70
1.2 Tipos de aplicaciones 71
1.3 Campo de aplicación 71
1.4 Tipos de puentes de vigas de tablero interior 72
2 DISPOSICIONES DE LOS TRAMOS 73
2.1 Tramos contínuos o simples 73
2.2 Proporción de las vigas principales 73
3 DISEÑO INICIAL DE PUENTES DE VIGAS DE ALMA LLENA MIXTAS 75
3.1 Separación de jácenas y espesor de la losa del tablero 75
3.2 Predimensionado de las dimensiones del ala y del alma 76
3.3 Consideraciones económicas y prácticas 76
3.3.1 Consideraciones generales 76
3.3.2 Consideraciones sobre la construcción 77
4 DISEÑO INICIAL DE PUENTES DE VIGAS ARMADAS NO MIXTAS 79
4.1 Sección transversal del puente 79
4.2 Vigas principales 80
4.3 Tablero 80
4.4 Predimensinado de la viga principal 81
5 ESTABILIDAD Y ARRIOSTRAMIENTO DE LAS JÁCENAS 82
5.1 Introducción 82
5.2 Puentes de vigas armadas mixtas 82
5.3 Vigas armadas no mixtas 84
6 DISEÑO DE DETALLE 85
6.1 Análisis global 85
6.2 Acciones y combinaciones 85
6.3 Diseño de elementos y uniones 86
6.4 Efectos característicos de las configuraciones de tablero abierto de emparrillado de acero 86
6.4.1 Flexión de los largueros 87
6.4.2 Flexión alrededor del eje menor del travesaño de borde 87
7 RESUMEN FINAL 89

8 BIBLIOGRAFÍA 89
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 89

Lección 18.5: Puentes de Celosías 91

1 INTRODUCCIÓN 94
2 DIFERENTES TIPOS DE VIGAS DE CELOSÍA 96
2.1 Antecedentes históricos 96
2.2 Puentes de celosía para carreteras 96
2.3 Elección de configuración de viga de celosía para puentes de ferrocarril 97
2.4 Aplicaciones particulares 98
3 PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO 99
3.1 Intervalo de tramos 99
3.2 Relación entre tramo y canto 99
3.3 Geometría 99
3.4 Calidad del acero 99
3.5 Elementos de los cordones comprimidos 99
3.6 Elementos de cordón a tracción 101
3.7 Elementos verticales y diagonales 101
3.8 Conservación 103
4 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL 104
5 ANÁLISIS 106
5.1 Efectos de las cargas globales 106
5.2 Efectos de las cargas locales 106
6 UNIONES 107
6.1 Generalidades 107
6.2 Uniones de vigas de celosía 107
6.3 Uniones de los travesaños 109
6.4 Uniones de arriostramiento lateral 109
7 RESUMEN FINAL 111
8 BIBLIOGRAFÍA 111
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 111

Lección 18.6: Puentes de Vigas Cajón 113

1 HISTORIA 116
2 PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO 119
2.1 Tramo 119
2.2 Relación entre luz y canto 119
2.3 Sección transversal 119
2.4 Calidad del acero 120
3 DETALLES ESTRUCTURALES 121
3.1 Rigidizadores longitudinales 121
3.2 Diafragmas de las pilas y pórticos transversales intermedios 121
3.3 Elementos transversales intermedios entre cajones 121
3.4 Estructuras de apoyo 121
3.5 Protección frente a la corrosión 122
4 ANÁLISIS 123
4.1 Generalidades 123
4.2 Torsión 123
4.3 Pórticos transversales intermedios arriostrados o no arriostrados ... 123
5 MÉTODOS DE MONTAJE 124
6 APRENDER DE LOS ERRORES 125
7 RESUMEN FINAL 128
8 BIBLIOGRAFÍA 128

Lección 18.7: Puentes arco 129

1 INTRODUCCIÓN 132
1.1 Generalidades 132
1.2 Desarrollo histórico 132
1.3 Tipos de aplicaciones 132
1.4 Campo de aplicación 132
2 TIPOS DE PUENTES EN ARCO 133
2.1 Disposición de arcos 133
2.2 Disposición estructural 134

3 ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS 135
3.1 El Arco 135
3.2 La viga de rigidez 136
3.3 Las péndolas 137
3.4 Los pórticos de los extremos 137
4 ASPECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS 139
4.1 Efectos primarios 139
4.1.1 Carga máxima 139
4.1.2 Carga máxima en la mitad de la longitud del puente 139
4.1.3 Carga máxima un lado del puente 140
4.1.4 Carga máxima alterna en la mitad de la longitud del puente .. 140
4.2 Efectos secundarios 141
4.2.1 Flexión de las péndolas 141
4.2.2 Efectos locales en el tablero 142
4.2.3 Vibraciones de las péndolas 142
5 COMPARACIÓN ENTRE LOS TIPOS DE PUENTES EN ARCO 143
6 CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN 144
7 RESUMEN FINAL 147
8 BIBLIOGRAFÍA 147
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 147
APÉNDICE A: FORMAS PRÁCTICAS DE GARANTIZAR QUE LAS VIBRACIONES DE LAS PÉNDOLAS SE REDUCEN AL MÍNIMO 149

Lección 18.8: Puentes Atirantados 151

1 INTRODUCCIÓN 154
2 TIPOS 155
2.1 Disposición del cableado 155
2.2 Condiciones de apoyo de la jácena 156
2.3 Posición de los planos de los cables y tipos de jácena 157
3 ELECCIÓN DE LOS ELEMNTOS 158
3.1 Cableado 158
3.2 Jácena 158
3.3 Torre 160
4 ASPECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS 162

5 UNIONES 165
6 CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN 167
7 RESUMEN FINAL 169
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 169

Lección 18.9: Puentes Colgantes 171

1 INTRODUCCIÓN 174
2 TIPOS 176
3 ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS 177
3.1 Los cables principales 177
3.2 Torres 178
3.3 Viga de rigidez 179
3.4 Anclajes 180
4 EFECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS 182
4.1 Temperatura 182
4.2 Acciones aerodinámicas 182
4.3 Análisis 184
5 UNIONES 186
5.1 Péndolas y flejes de cables 186
6 CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN 188
7 RESUMEN FINAL 189
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 189

Lección 18.10: Equipamiento del Puente (Apoyos, Pretiles, etc.) 191

1 SISTEMAS DE APOYOS 194
1.1 Función 194
1.2 Plan de conjunto 194
1.3 Tipos de apoyos 194
1.3.1 Apoyos de acero 195
1.3.2 Apoyos elastoméricos 197
1.3.3 Apoyos de caja 198
1.3.4 Apoyos de rótula (esféricos) 199
1.4 Condiciones de instalación de los sistemas de apoyo 199

2 ACABADOS 201
2.1 Capa de impermeabilización 201
2.1.1 En una losa de hormigón 201
2.1.2 En una losa ortotrópica 201
2.2 Capa de desgaste 201
2.2.1 En una losa de hormigón 202
2.2.2 En una losa ortotrópica 202
3 JUNTAS DE DILATACIÓN 203
3.1 Cracteríticas de las juntas de dilatación 203
3.1.1 Campo de movimiento 203
3.1.2 Características del diseño 203
3.2 Tipos de juntas de dilatación 203
3.2.1 Juntas con revestimiento contínuo (Junta de obturador asfáltico)..... 203
3.2.2 Juntas dentadas 204
3.2.3 Juntas elastoméricas 204
3.2.4 Juntas de postigo de rodillo 204
3.2.5 Juntas de acero múltiples o juntas de fuelle 204
4 PRETILES 206
4.1 Pretiles para peatones 206
4.2 Barreras de choque 206
4.3 Barreras de seguridad 207
5 PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN 208
6 DRENAJE DEL AGUA DE LLUVIA 209
7 IMPOSTAS 210
8 INSTALACIONES DE INSPECCIÓN 211
8.1 Instalaciones fijas 211
8.2 Instalaciones móviles 211
8.3 Equipo especial 211
9 INTEGRACIÓN DEL EQUIPAMIENTO EN AL DISEÑO GENERAL 212
10 RESUMEN FINAL 213
11 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 213

Lección 18.11: Cubrejuntas y otras uniones en Puentes 215

1 INTRODUCCIÓN 218
2 TIPOS DE EMPALMES 219
2.1 Empalmes soldados 219
2.2 Empalmes atornillados 220
2.3 Empalmes híbridos 220
3 DISEÑO 222
4 TIPOS DE BARRA 223
4.1 Vigas laminadas y armadas 223
4.2 Vigas de celosía 223
4.3 Barras secundarias 223
4.4 Tableros ortotrópicos 225
5 FATIGA 226
6 FABRICACIÓN Y MONTAJE 227
7 INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD 228
8 RESUMEN FINAL 229
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 229

Lección 18.12: Introducción a la Construcción de Puentes 231

1 INTRODUCCIÓN 234
2 PROGRAMACIÓN INICIAL 236
2.1 Promoción 236
2.2 Programación 236
2.3 Formalización del contrato 236
2.4 El supervisor independiente 236
3 PROCEDIMIENTOS DE LICITACIÓN 237
4 VALORACIÓN DEL COSTE DE UN PUENTE DE ACERO 238
5 CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE UN LICITADOR COMO FABRICANTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO 239
5.1 Capacidad técnica 239
5.2 Programa 239
5.3 Costes 239

6 EJECUCIÓN-GENERALIDADES 240
7 MATERIALES 241
7.1 Especificaciones del acero 241
7.2 Clase de acero y el fabricante de taller 241
7.3 Soldabilidad y procedimientos de soldadura 241
8 PLAN DE CONJUNTO E INSTALACIONES DEL TALLER 243
8.1 Generalidades 243
8.2 Objetivos 243
8.3 Taller de fabricación 243
8.4 Estandarización 244
9 LA FABRICACIÓN EN LA PRÁCTICA 246
9.1 Introducción 246
9.2 La información para fabricación 246
9.3 Tamaño de las piezas fabricadas 246
9.4 Procedimiento de un puente mixto típico 248
9.5 Vigas armadas 250
9.6 Puentes de celosías o de vigas de celosías 250
9.7 Puentes de vigas en cajón 253
10 TRANSPORTE 255
11 ENSAMBLAJE Y MONTAJE EN LA OBRA 256
11.1 Introducción 256
11.2 Métodos de montaje 256
11.2.1 Generalidades 256
11.2.2 Montaje a pie de obra 256
11.2.3 Lanzamiento 256
11.2.4 Izado 257
11.2.5 Montaje en voladizo 257
11.2.6 Deslizamiento 257
11.2.7 Elección del método 257
11.3 Control de tolerancias dimensionales 258
11.4 Efectos del viento 258
11.5 Uniones en la obra 258
12 ORGANIZACIÓN EN LA OBRA 260
12.1 Generalidades 260

12.2 El representante en la obra 260
12.3 Personal subalterno en la obra 260
12.4 Información facilitada 260
12.5 Personal del promotor en la obra 260
13 RESUMEN FINAL 261
14 BIBLIOGRAFÍA 261

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.1: Elección Conceptual

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir al proyectista en los principales sistemas conceptuales que se tienen que aplicar para el cálculo de puentes de acero y mixtos de forma económica y satisfactoria.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 2.6.1: Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos Parte 1.

Lección 2.6.2: Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos Parte 2.

RESUMEN

Esta lección subraya la importancia del diseño conceptual correcto de puentes. Después de una breve introducción acerca de los diferentes tipos de puentes, destaca las influencias que la función de los puentes y otros factores que pueden ejercer en la selección de la forma estructural correcta.

1. PRELIMINAR

"Si comprende bien el concepto, el proyecto estará bien". Una afirmación trivial, pero que contiene un elemento considerable de verdad (siempre que, por supuesto, el desarrollo del concepto se lleve a cabo de forma correcta). Si el concepto es erróneo, conducirá en el mejor de los casos a un proyecto poco óptimo, o en el peor de los casos a un trabajo muy ineficaz o a un proyecto bastante poco apropiado a su ubicación. El proyecto conceptual no implica cálculos pormenorizados; en efecto, en la mayoría de las circunstancias, un proyectista experimentado probablemente sería capaz de realizar un proyecto seguro y económico a partir de la experiencia anterior y sólo utilizaría cálculos minuciosos como una verificación final o para "un ajuste".

El objetivo de esta lección es ofrecer a un proyectista inexperto una orientación sobre las elecciones conceptuales que se deben realizar. Se expresa deliberadamente en términos generales y no hace uso específico de normas nacionales o internacionales en particular para el diseño de puentes. Además, muchos de los conceptos descritos podrían diseñarse tanto en acero como en hormigón; en dichos casos, se hace hincapié en la construcción de acero.

2. FORMAS FUNDAMENTALES DE PUENTES

2.1 Introducción

Antes de intentar describir cómo aborda su trabajo un proyectista, resulta útil hacer una distinción en términos muy amplios entre los diversos tipos de puentes. (En la lección 2.6.1 se ofrece un catálogo más detallado de los tipos de puentes: Introducción al Diseño de Puentes de Acero y Mixtos Parte 1. En las lecciones 18 restantes se habla sobre diseño).

2.2 Puentes que soportan cargas principalmente a flexión

La gran mayoría de los puentes son de este tipo. Las cargas se transfieren a las estructuras de apoyo y pilas, mediante losas o vigas que actúan a flexión, es decir, los puentes obtienen su resistencia sustentadora a partir de la capacidad de las losas y vigas para resistir los momentos de flexión y los esfuerzos de cizallamiento o cortantes. Sólo en los tramos más cortos es posible adoptar una losa sin forma de viga. Así, generalmente se aludirá a este tipo de puente como puente de vigas de alma llena. Como puede verse en la lección 2.6.1, es posible una amplia variedad de formas estructurales. La figura 1 muestra un alzado típico de un puente de vigas de alma llena en el que se definen diversos términos.

2.3 Puentes que soportan sus cargas principalmente como esfuerzos axiales

Este tipo puede subdividirse a su vez entre aquellos puentes en los que los esfuerzos axiales son de compresión (arcos) y aquéllos en los que estas fuerzas son de tracción (puentes colgantes y puentes atirantados). A dichas fuerzas normalmente tienen que ofrecerles resistencia elementos que soportan fuerzas de sentido contrario. Las figuras 2a a 2d muestran los sistemas estructurales básicos de algunos disposiciones típicas.

No se debe pensar que la flexión no tiene importancia en estructuras de este tipo. Es cierto que en la mayoría de los puentes colgantes, la flexión de la viga de rigidez (véase la figura 2c) no es una carga principal para la que es poco probable que la sobretensión provoque un fallo global; sin embargo, en puentes de cables inclinados (especialmente si los tirantes están muy separados), la flexión de la jácena constituye una carga principal. De forma similar, en los puentes de arco, cargas no uniformes del nervio puede producir momentos de flexión principal que se desarrollarán en el mismo y pueden perfectamente determinar el diseño del arco.

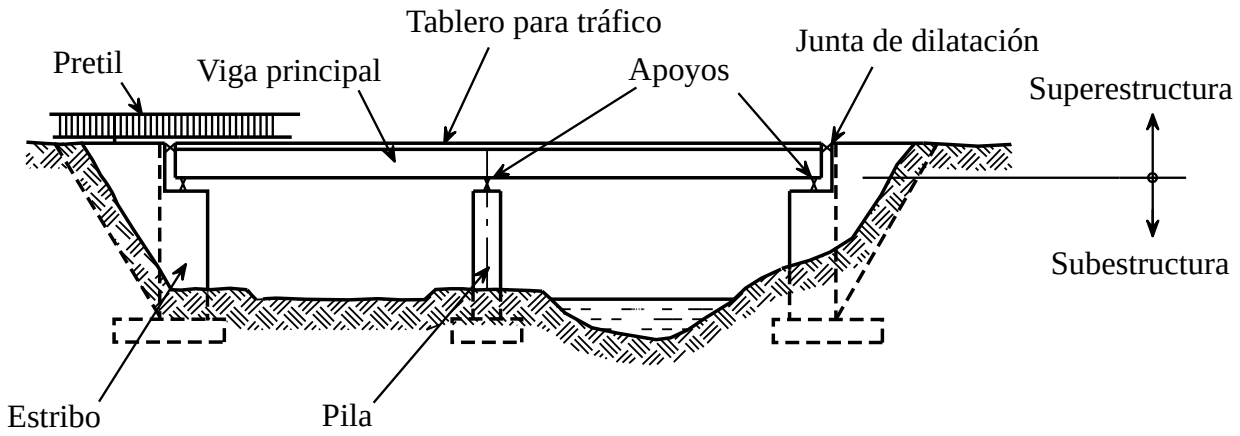


Figura 1 Alzado de un puente de vigas de alma llena

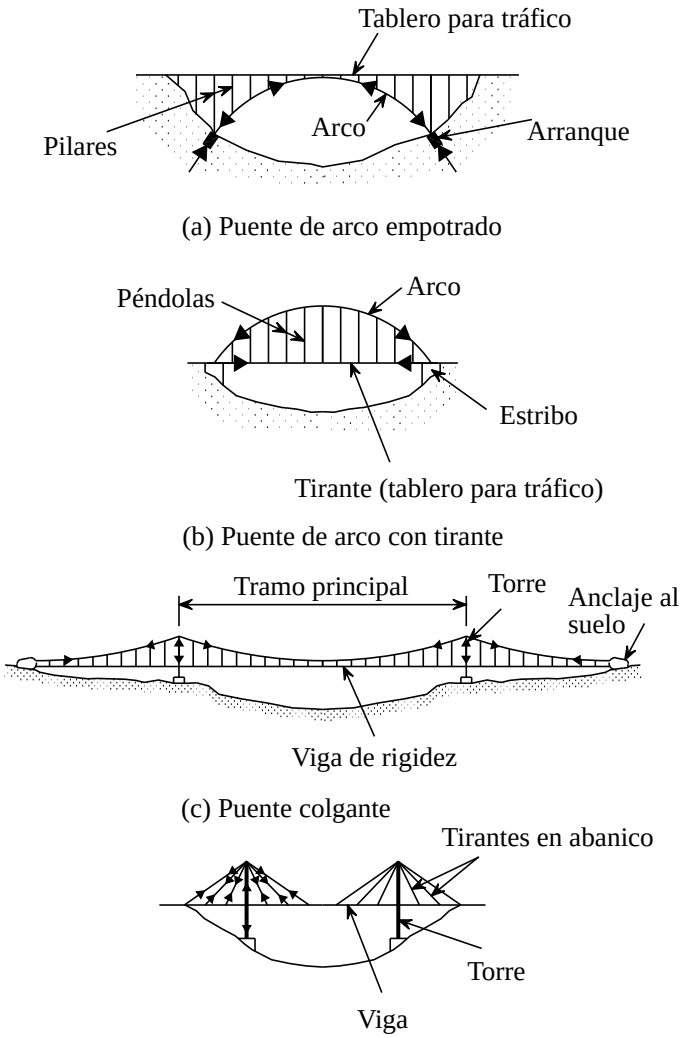


Figura 2 Tipos de puente que soportan las cargas mediante esfuerzos axiales

2.4 Puentes de Celosía

Los puentes de celosía no son en sí mismos formas específicas de puentes; más bien, se utilizan vigas de celosía para realizar las funciones de los elementos específicos en uno de los tipos anteriores. Por ejemplo, una jácena a flexión o un arco a compresión axial puede diseñarse como una celosía en lugar de como una jácena de alma llena de chapa. Una viga de celosía utilizada como una jácena bajo flexión soporta sus momentos de flexión mediante el desarrollo de cargas axiales en sus cordones y sus esfuerzos cortantes mediante el desarrollo de cargas axiales en sus elementos de alma. Las definiciones pueden llegar a ser algo imprecisas, p. ej., un arco con cuelgues (véase la figura 2b) en algunos casos se puede considerar que actúa como una jácena de celosía, especialmente si las péndolas están inclinadas para conformar un sistema triangulado.

3. OBJETIVO Y FUNCIÓN DE UN PUENTE

3.1 Introducción

Un puente debe proporcionar un servicio (que puede ser el tráfico de una carretera o vía férrea, un paso peatonal, servicios públicos, etc.) sobre un obstáculo (que puede ser otra carretera o línea férrea, un río, un valle, etc.) y transferir las cargas del servicio a los cimientos a nivel del suelo. Las consideraciones funcionales que ejercen una mayor influencia en la elección conceptual son:

- Los requisitos de espacio libre (tanto vertical como horizontalmente) y la necesidad de evitar impactos
- El tipo y magnitud de la carga que se va a soportar
- La topografía y geología de la obra

No es posible colocar estas consideraciones en un orden de importancia en particular; es probable que la importancia relativa varíe de un proyecto a otro y cada uno debe considerarse según su influencia.

3.2 Requisitos de espacio libre

Todos los puentes deben diseñarse para garantizar, en la medida de lo posible, que no reciban el impacto de los vehículos, buques o trenes que puedan pasar por debajo. Este requisito se cumple normalmente especificando unos espacios libres mínimos. Es necesario recordar que los valores diseñados deben tener en cuenta las flechas que se producen debido a cualquier carga que pueda ocurrir en la estructura del puente. Los requisitos de espacio libre pueden así determinar el tramo de un puente y además están relacionados de forma significativa con el canto de construcción. Aunque los requisitos normalmente no determinarán con precisión el tipo de puente, quizás eliminen algunas posibilidades.

Generalmente y a modo de ejemplo, sería de esperar que un puente sobre una carretera importante tuviera un espacio libre vertical mínimo de aproximadamente 5,3 metros; incluso con esto podría no evitarse un impacto accidental (p. ej., se han dado casos de brazos de grúas que se desplazan sobre vehículos oruga, que se han soltado y desplazado). Además, las posiciones de las pilas deben ser tales que se reduzca al mínimo la probabilidad de un impacto de vehículos errantes, tanto para proteger a la pila como al propio vehículo. Este requisito se consigue generalmente alejando la pila a una distancia razonable del borde de la calzada.

Las autoridades ferroviarias establecen normas estrictas para el espacio libre vertical y lateral sobre los ferrocarriles, normas que deben cumplirse.

Las autoridades de navegación especifican espacios libres sobre los ríos, para tener en cuenta no sólo la altura de los mástiles y la anchura de los barcos que pasan bajo el puente, sino también los requisitos particulares de las pilas en la vía fluvial (o en una planicie de inundación) para evitar una excesiva velocidad de caudal y la socavación de las orillas del río.

Al considerar el espacio libre vertical, un proyectista debe tener en cuenta los problemas de su consecución. La pendiente del acceso del puente de carretera normalmente no debe sobrepasar un 4% aproximadamente y un puente de ferrocarril mucho menos.

3.3 Cargas

El tipo y la magnitud de la carga están relacionados de forma significativa con la forma de un puente. Debido a su naturaleza es imposible determinar exactamente la carga de una autovía, ya sea en su disposición o en su magnitud. Por razones obvias, un puente de autovía requiere un tablero sobre el que pueda circular el tráfico y (a menos que el tramo sea tan corto que una simple losa sea suficiente para extenderse entre los estribos) el tablero debe ser lo bastante fuerte como para distribuir la carga a las vigas principales. Tradicionalmente, los puentes de ferrocarril se han proyectado sin tableros com-

pletos, ya que la posición de la carga era decisiva y el puente podía construirse con vías de raíles que discurrían directamente sobre las jácenas. No obstante, los modernos puentes de ferrocarril, especialmente en ciertos entornos, poseen tableros para soportar el balasto. Esto último es necesario para proporcionar una reducción del ruido satisfactoria. Un puente de servicios, p. ej., un oleoducto, puede prescindir de forma similar de un tablero.

Cada país posee su propio reglamento relativo a la magnitud de la carga en puentes de ferrocarril y carretera. Con el tiempo, en la Comunidad Europea este reglamento será sustituido por un reglamento europeo de carga estándar, pero hasta entonces se seguirán usando los reglamentos nacionales. Para puentes de carretera, la mayoría de los reglamentos nacionales tienen en común una carga uniforme, junto con una carga lineal (o series de cargas puntuales), que representan ejes pesados aislados. En muchos reglamentos, la carga uniforme tiene una intensidad decreciente a medida que aumenta la longitud del puente, para tener en cuenta la probabilidad reducida de una concentración de camiones pesados. Además, existen reglas para cargas de carriles múltiples, que con frecuencia dan por sentado que no más de dos carriles están cargados totalmente al mismo tiempo, basándose de nuevo en un enfoque probabilístico. Muchas autoridades también especifican verificaciones para un único vehículo anormal muy pesado. En muchos reglamentos, el efecto del impacto (amplificación dinámica) de las cargas de las carreteras se tiene en cuenta implícitamente en el reglamento de la carga estática.

Las cargas de las vías férreas son más deterministas, puesto que las cargas de los trenes más pesados se conocen razonablemente bien. No obstante, muchos reglamentos sobre cargas de vías férreas requieren un cálculo explícito del efecto del impacto.

Además, las fuerzas que surgen del frenado o la aceleración de los vehículos, los efectos centrífugos sobre los puentes curvos, los efectos de la temperatura y el viento deben tenerse en cuenta cuando sean relevantes.

Mientras que los detalles de cargas aplicadas son apropiados para el proyecto detallado más que para el proyecto conceptual de un puente, ciertos aspectos entran dentro del concepto. Por ejemplo, siempre que se especifican vehículos anormalmente pesados, el puente requerirá una buena repartición de la carga transversal. Este requisito puede eliminar ciertas formas de construcción. Los efectos de la temperatura son importantes para el plan de conjunto del aparato de apoyo y la articulación estructural y la carga debida al viento desempeña un papel predominante en el proyecto conceptual de los tramos muy largos, aun cuando puede resultar insignificante para tramos cortos (excepto, posiblemente, para los cimientos).

La lección 18.2 ofrece una introducción pormenorizada a la carga de los puentes.

3.4 La Topografía y Geología de la Obra

Algunas veces, este aspecto determina por sí solo la forma estructural. Por ejemplo:

- La topografía general de la obra determinará probablemente el trazado de la carretera o vía férrea. Con alguna frecuencia esto puede significar que los puentes tendrán que cruzar sobre otras carreteras, vías férreas o ríos en un ángulo considerable, lo que da lugar a tramos oblicuos (figura 3). La carretera puede estar en curva; mientras que es posible curvar un puente para seguir el curso de la carretera, con frecuencia es

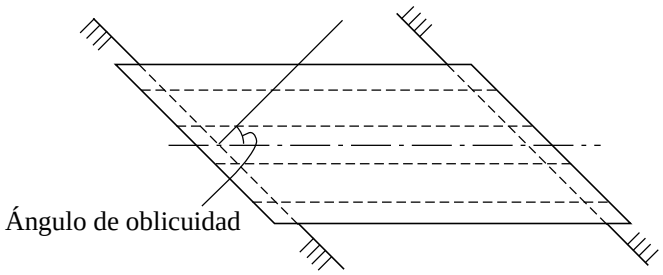


Figura 3 Típica planta de un puente esviado

caro y estructuralmente ineficaz, ya que generalmente impone el uso de jácenas de gran resistencia a la torsión, incluso para tramos cortos. Si la curva es ligera, quizás sea preferible construir el puente como una serie de tramos rectos.

- Unas deficientes condiciones del terreno darán lugar a menos cimientos y, por lo tanto, a unos tramos más largos. En la figura 4 se ofrece una representación esquemática de los costes de un puente. Se debe encontrar un equilibrio entre el coste de los cimientos y la superestructura, para reducir al mínimo el coste total.

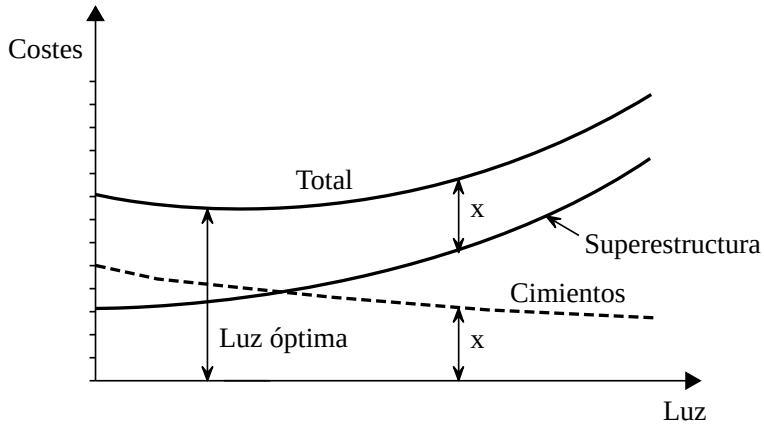


Figura 4 Costes de un puente (en diagrama)

- Algunas veces la topografía por sí sola indicará una solución en particular; el caso clásico es un cañón profundo y de lados rocosos, que es perfectamente apropiado para un puente en arco fijo (figura 2a).

Generalmente, la obra del puente viene determinada por la geometría del obstáculo y el terreno local.

- Sin embargo, siempre que sea posible, está bien considerar minuciosamente el emplazamiento. A menudo existe la posibilidad de reducir la magnitud del tramo, de evitar situar el puente en una curva, de reducir el ángulo de sesgo o de mejorar la magnitud de construcción.

4. OTROS FACTORES QUE EJERCEN INFLUENCIA EN LA ELECCIÓN CONCEPTUAL

4.1 Introducción

Además de las consideraciones sobre el objetivo y la función del puente, existen otros factores importantes que pueden ejercer una influencia significativa en el diseño conceptual de un puente.

4.2 Métodos de montaje

Desde hace tiempo se ha comprendido que un proyectista debe tener en cuenta en el diseño el método con el que se montará un puente. De hecho no es infrecuente el caso en el que dicha consideración debe realizarse incluso en el momento de la elección conceptual, ya que puede ocurrir que el proyecto más atractivo a primera vista sea imposible de construir en una ubicación en particular. Por ejemplo, un proyecto que se basa en su construcción en grandes piezas (tales como una gran viga en cajón) puede descartarse debido a la imposibilidad de transportar dichas piezas a una obra remota con carreteras de acceso inadecuadas.

Con frecuencia, especialmente en grandes estructuras, es posible ajustar la distribución del momento y de las fuerzas en una estructura mediante la elección de una secuencia de montaje particular. Esta posibilidad puede afectar a la elección conceptual, p. ej., el proyectista de un gran cruce estuarial de tres tramos con un tramo central de 200 m puede considerar que la mejor elección conceptual es una viga en cajón de acero reforzada en las pilas intermedias, que soportaría así grandes momentos negativos en estas pilas y momentos positivos comparativamente bajos en el centro del vano. No obstante, el método de montaje más apropiado para esta obra puede ser poner a flote y levantar la mayor parte del tramo central en una pieza, provocando así grandes momentos positivos de carga permanente en el centro del vano. Construyendo altos los apoyos extremos y bajando los extremos del puente después de que se realiza la unión del tramo principal, se puede provocar un momento negativo global para contrarrestar el momento positivo no deseado. Ciertamente esta solución requiere un análisis muy minucioso y un cálculo del trabajo de taller y las dimensiones de contraflecha para obtener el perfil de calzada correcto, ¡pero al menos el concepto estará bien!

Existen muchos métodos de montaje de puentes de acero; los cinco típicos son:

- Montaje a pie de obra
- Lanzamiento
- Elevación
- Montaje en voladizo
- Deslizamiento

Son posibles las combinaciones de estos métodos.

4.2.1 Montaje a pie de obra

Este método implica el montaje del puente a partir de sus componentes o subconjuntos individuales en su posición final, generalmente sobre cimbras o alguna otra forma de apoyo temporal, haciendo las juntas en la obra y retirando las cimbras. Debe proporcionarse un adecuado servicio de grúas que abarque toda la superficie del tablero. La presencia de cimbras puede bloquear temporalmente una carretera, vía férrea o río sobre el que se construye un puente. Debido a que normalmente no se utilizan grandes piezas individuales, es un método que puede ser factible cuando el acceso a la obra es difícil. El montaje a pie de obra puede usarse conjuntamente con otros métodos de montaje.

4.2.2 Lanzamiento

Este método supone el montaje de un puente sobre rodillos o patines en su alineación final pero al lado del obstáculo que se ha de cruzar. Cuando se ha finalizado, se empuja o se tira hacia adelante para cruzar el obstáculo y se hace descansar sobre aparatos de apoyo en la orilla contraria (figura 5).

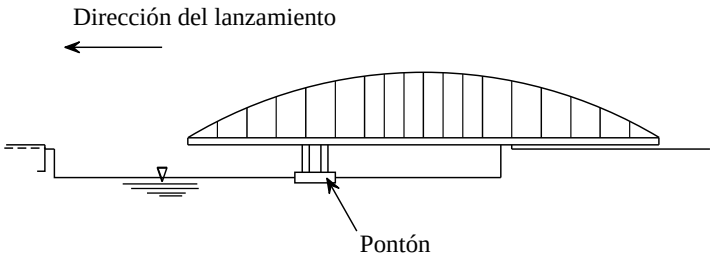


Figura 5 Sistema de lanzamiento con pontón

Aunque su principio es sencillo, el lanzamiento requiere una obra donde se puedan construir las grandes piezas del puente en línea conforme a la posición final, pero en la orilla. La operación también requiere un control muy minucioso y un análisis detallado, ya que, en las diversas etapas, las secciones del puente pueden estar sometidas a cargas que difieran en gran medida de aquéllas que se dan en estado de servicio.

4.2.3 Elevación

Este método implica levantar una parte independiente o la totalidad de un puente a o cerca de su posición final (Figura 6). Entre las piezas levantadas se puede encontrar desde una pequeña pasarela de unas pocas toneladas, hasta una gran sección de un gran cruce cuyo peso sea de 1000 toneladas. La elevación puede ser una operación completa en sí misma o parte de un esquema de montaje en voladizo.

El equipo de elevación varía desde pequeñas grúas para puentes pequeños hasta grúas flotantes muy grandes para piezas importantes de puentes de estuarios; pueden utilizarse cabrestantes o gatos en la parte del puente que ya esté montada. Por lo tanto, la posición y la topografía de la obra tendrán un efecto significativo en la elección conceptual.

4.2.4 Montaje en voladizo

Este método implica construir un puente, normalmente continuo sobre varios tramos, progresivamente a partir de uno o ambos estribos, uniendo secciones al extremo de las partes ya montadas (Figura 7). Un tramo de anclaje se iza o se monta in situ y, a continuación, se montan en voladizo las secciones a partir de aquí, o bien elevándolas desde el nivel del suelo o bien deslizándolas a lo largo del tablero y haciéndolas descender desde el extremo. La situación de la obra y el acceso a la misma determinarán el tamaño de las piezas montadas y esto a su vez tendrá que ver con la

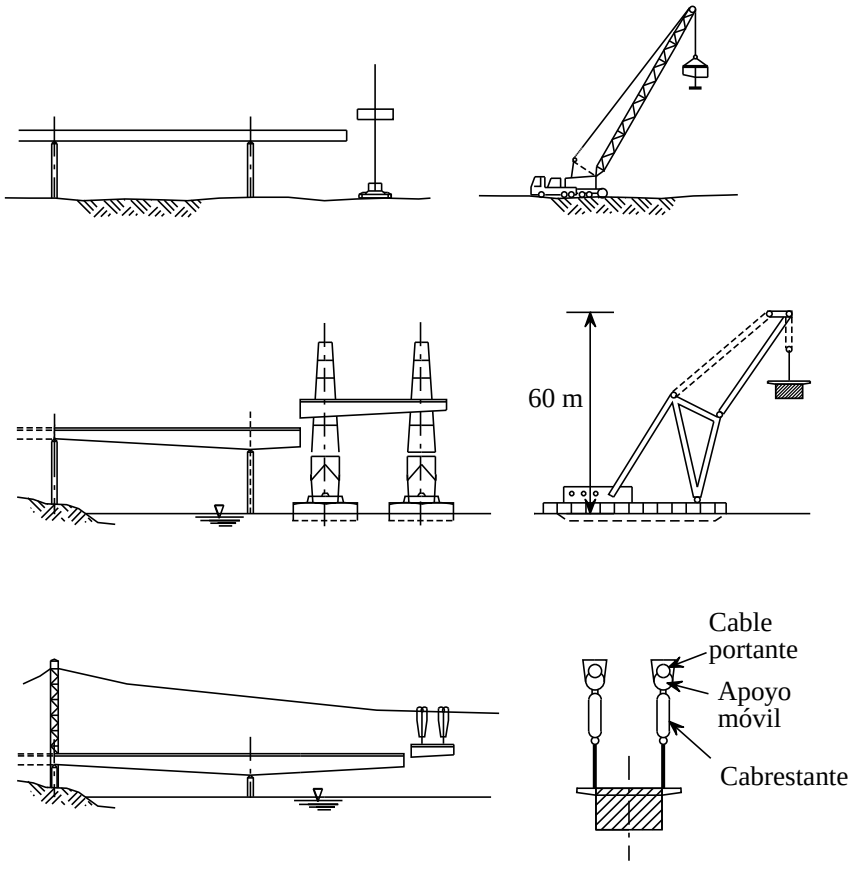
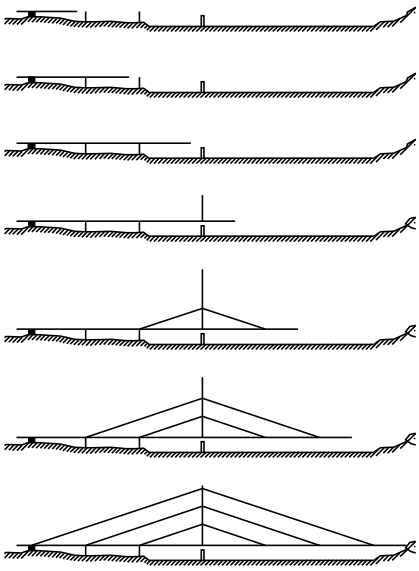
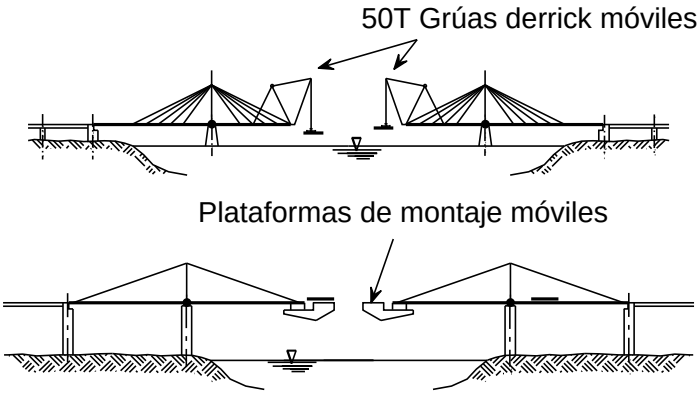


Figura 6 Métodos de elevación de secciones de puente



(a) Esquema del conjunto



(b) Opciones para posicionar los segmentos

Figura 7 Montaje en voladizo de un puente de tirantes

elección original del concepto estructural. El montaje en voladizo es un método ideal para la construcción de puentes atirantados, usando los vientos como apoyos para el voladizo a medida que avanzan las obras.

4.2.5 Deslizamiento

Este método supone la construcción del puente desplazado lateralmente de la ubicación final y, a continuación, levantándolo lateralmente hasta su posición final. Por lo general se utiliza para sustituir un puente existente que no puede retirarse del servicio durante un período prolongado. Por razones evidentes sólo es posible utilizarlo para ubicaciones muy estrictamente limitadas.

4.3 Técnicas y materiales de construcción locales

Ni que decir tiene que un puente debe adaptarse a la tecnología local. No es razonable especificar un proyecto sofisticado en acero soldado de alta resistencia si se tiene que importar todo el material y la mano de obra. Esta consideración se aplica no sólo a los puentes pequeños: el nuevo puente Hooghly de un tramo de 460 m en Calcuta, en construcción en 1992, se diseñó como un puente de cables atirantados remachados; las técnicas del remachado todavía estaban disponibles en India y los aceros locales podrían haber dado problemas con la soldadura en obra; el proyecto resultó una solución económica, mientras que en Europa probablemente ya no existen remachadores y el acero soldado es lo normal.

4.4 Inspección y mantenimiento futuros

No se debe poner mucho énfasis en la importancia de la inspección y el mantenimiento futuros, en las etapas tanto del proyecto conceptual como del detallado. Es indudable que se le ha prestado poca atención en el pasado y, como consecuencia, muchos puentes, de otra manera satisfactorios, se han deteriorado debido a la dificultad de su inspección y mantenimiento. Es especialmente importante señalar que en ubicaciones donde el acceso resulta difícil (ya sea físicamente o porque pudiera provocar una interrupción de los servicios) deben evitarse en lo posible los detalles que pudieran provocar deterioro. Esto se estudiará más detenidamente en varios sentidos, por ejemplo, si un puente debe

ser una serie de tramos simples o si debe ser continuo.

En la etapa conceptual del proyecto, un proyectista debe tener en cuenta si sería apropiado utilizar un material tal como un acero resistente a los agentes climatológicos o quizás si la estructura debería estar totalmente construida con un material libre de mantenimiento para protegerlo y proporcionarle acceso para su inspección. Cualquiera de estos recursos podría dar lugar, por ejemplo, a una necesidad de un mayor espacio libre del puente sobre el obstáculo que se está cruzando. Quizás tendrían que considerarse simultáneamente con el plan de conjunto del proyecto global. Por ejemplo, la topografía podría indicar que un pequeño cambio en la alineación podría dar cabida a un mayor espacio libre con poco o ningún gasto adicional.

4.5 Aspectos estéticos y ambientales

El aspecto de los puentes se ha convertido en los últimos años en una cuestión de gran importancia. Con frecuencia, un proyecto hace que una carretera o una línea de ferrocarril pasen a través de una zona de gran belleza natural y es importante que cualquier estructura guarde armonía con el entorno y no le afecte adversamente. Muchas autoridades piensan que algunos puentes realmente contribuyen al entorno, proporcionando un interesante centro de atención en un paisaje que de otra forma estaría vacío; el puente Severn constituye un ejemplo típico. No obstante, lamentablemente existen muchos puentes para los que lo contrario es cierto. No pocas veces el problema se podría haber evitado siguiendo unas reglas sencillas.

Por ejemplo, generalmente se acepta que un puente es más agradable desde el punto de vista estético con un número impar de tramos que con un número par. Además, cierto grado de profundidad en las pilas le puede añadir atractivo. La Figura 8 muestra una ubicación típica de un paso superior de carretera, con varias soluciones posibles, de las que cualquiera normalmente es viable estructuralmente. Es indudable que las estructuras de 3 tramos son más atractivas que las de 2 tramos. Por lo tanto, a menos

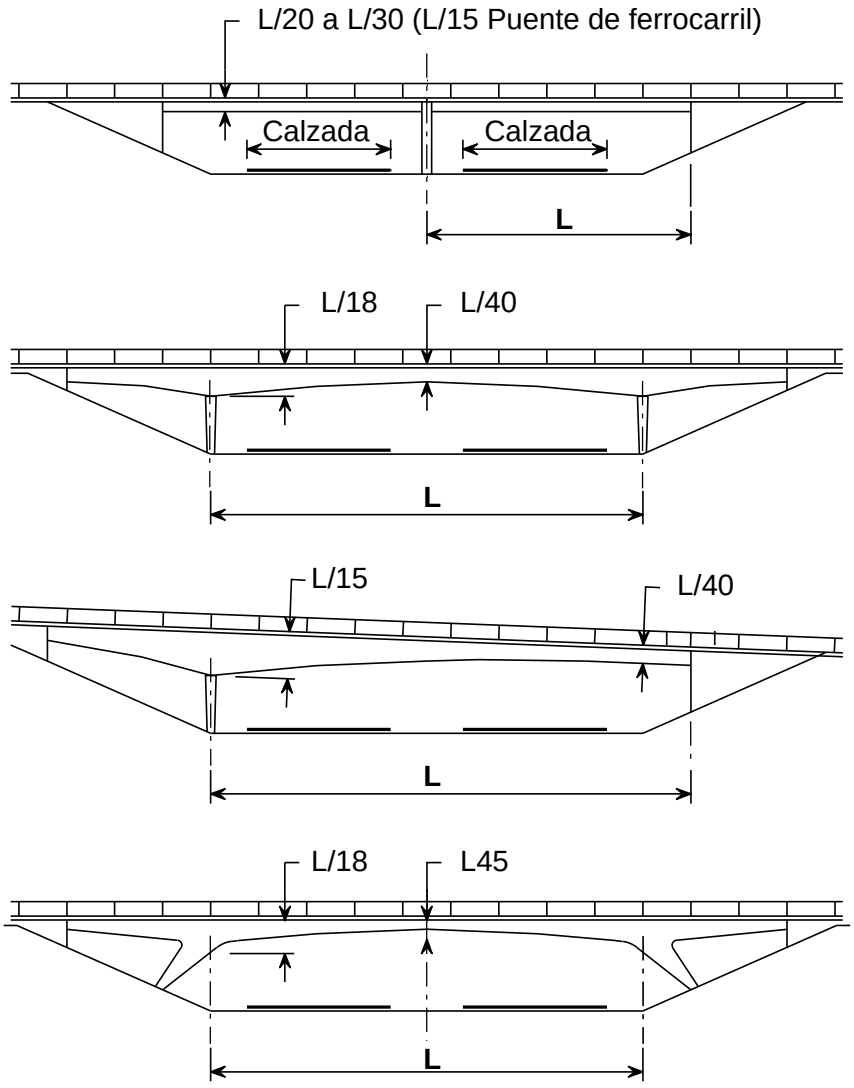


Figura 8 Alzados habituales de puentes sobre carreteras

que existan otras contraindicaciones, la elección conceptual debería tender hacia una solución de 3 tramos.

En la sección 3.3 se indicó que en un puente de ferrocarril es posible montar los raíles directamente sobre las vigas principales. Desgraciadamente, esta disposición da lugar a un gran nivel de emisión de ruido y eso no sería aceptable normalmente, sobre todo en una zona urbana. El suministro de una losa de hormigón de tablero, junto con el uso de balasto y posiblemente montajes de raíles sobre apoyos elastoméricos pueden producir una mejora espectacular y muestra cuándo una elección “obvia” puede ser modificada por consideraciones ambientales.

5. CONSIDERACIONES DETALLADAS - PUENTES DE VIGAS DE ALMA LLENA

5.1 Introducción

En las Secciones 3 y 4 se han estudiado diversos aspectos generales que un proyectista debe tener en cuenta al hacer una elección conceptual. En la sección actual, la atención se centrará en algunas cuestiones más detalladas, como introducción a las formas particulares de construcción que se contemplan en otras lecciones. Como la gran mayoría de puentes son del tipo de jácena simple, nuestra atención se centrará en éstos.

5.2 El Tablero

En la Figura 9 se muestra una sección transversal de un puente de carretera de pequeña luz. Por razones obvias, un puente de este tipo requiere un tablero por el que pueda circular el tráfico. El tablero debe ser lo bastante fuerte como para distribuir las cargas locales a las vigas principales. Para estructuras de jácenas múltiples de este tipo, al proyectista le queda una elección conceptual muy reducida: la experiencia ha demostrado que una losa de hormigón armado de un grosor aproximado de entre 200 y 300 mm, apoyada cada 3 - 3,5 m es apropiada para la mayoría de los fines. Para estructuras de gran luz, las soluciones de vigas gemelas resultan más atractivas y se requiere un tablero más grueso, probablemente de un canto variable o se deben introducir travesaños. Sólo en puentes en los que el peso es realmente importante (p.ej., puentes de gran luz o puentes móviles) normalmente es necesario pensar en algo más.

Una posibilidad para la reducción del peso del tablero es el uso de hormigón aligerado (un ejemplo es el puente Friarton de un tramo principal de 174 m en el Reino Unido, donde el tablero se ha construido como una losa de hormigón armado aligerado). Sin embargo, una alternativa más normal a una losa de hormigón

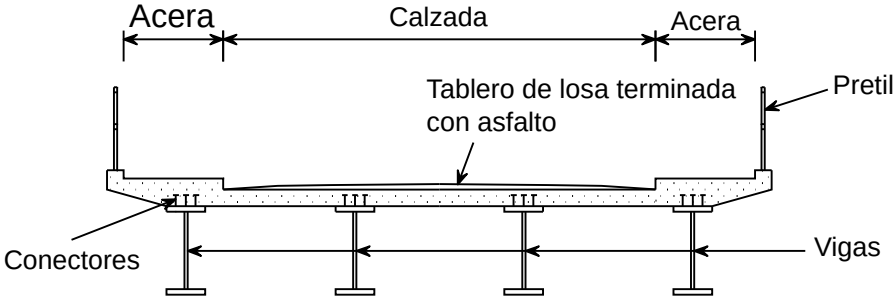


Figura 9 Sección tipo de un puente de carretera con calzada única

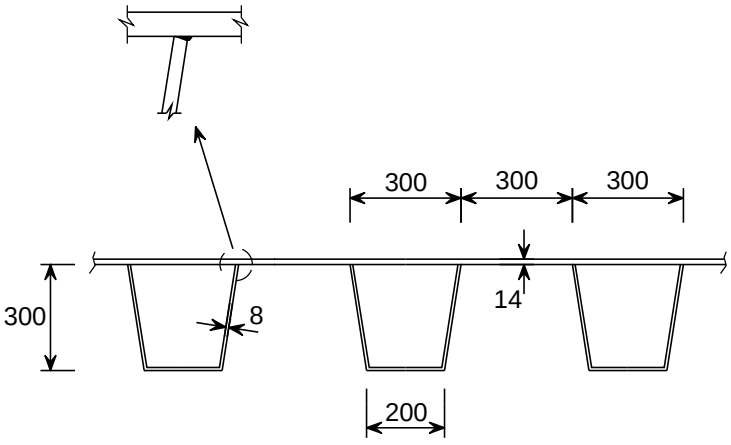


Figura 10 Tablero de acero ortotrópico

armado es un tablero de chapa de acero rigidizada ortotrópicamente. Se han probado muchas disposiciones, algunas de las cuales han experimentado fatiga prematura, producida por las tensiones continuas del tráfico. Ahora parece haberse llegado a un consenso general en Europa respecto a que la sección transversal mostrada en la Figura 10 es la “solución más avanzada” para un tablero de acero en 1992.

Finalmente, se debe subrayar que en los proyectos modernos el tablero, ya sea de hormigón armado o de chapa de acero rigidizada, siempre estará unido a

las jácenas por debajo del mismo, de forma que actúe en combinación con ellas para soportar los momentos de flexión que se les imponen. En el caso de tableros de hormigón, esta unión se realizará utilizando conectores (véase la figura 9) y en el caso de tableros de acero mediante una unión directa (normalmente, soldadura o tornillos de alta resistencia por fricción).

5.3 Disposiciones típicas de puentes de pequeña y mediana luz

Las figuras 8, 11 y 12 muestran diversas disposiciones de conjunto típicas de puentes de este tipo con indicaciones de las dimensiones. En la Sección 4.5 ya se han comentado los aspectos estéticos. En la presente sección se abordan algunas cuestiones técnicas relacionadas con las alternativas. Por ejemplo:

- ¿Cuáles son las ventajas relativas de construir el vano de la losa transversalmente entre las vigas principales (figuras 11 a, b, c, d y f) o construirla longitudinalmente entre jácenas transversales que se extiendan entre las jácenas longitudinales (figura 11e)?
- ¿Debe la losa proporcionar el único medio de distribución para transferir las cargas debidas al tráfico desde la superficie de la carretera a las jácenas longitudinales principales o se utilizarán jácenas transversales y/o arriostramientos transversales adicionales?
- ¿Debe la losa tener un canto constante o variable?
- ¿Deben fabricarse las jácenas longitudinales principales a partir de perfiles laminados o deben elaborarse (p.ej., vigas armadas o vigas en cajón)?
- ¿Deben proyectarse las vigas principales de forma que sean compactas o no compactas?
- ¿Deben las vigas principales tener un canto constante o variable?
- ¿Deben las vigas principales ser continuas sobre las pilas o no? Si son continuas, ¿en cuántos tramos debe estar dividido el puente?
- ¿Cuál es el canto apropiado de las vigas principales?
- ¿Existe alguna ventaja en el hecho de utilizar una estructura distinta a las jácenas libremente apoyadas, p.ej., los pórticos?
- ¿Cómo se tienen en cuenta las cargas ambientales, p.ej., viento, temperatura?

Los puentes mostrados en las figuras 5, 8, 11 y 12 son todos estructuras reales; la figura 11, en particular, identifica seis tipos de secciones transversales para puentes de carreteras, de los que todos se han utilizado con éxito. Al final, la prueba en la etapa de proyecto detallado es qué disposición de conjunto es la más económica para una obra en particular. Resolver esta cuestión quizás requiera una cantidad significativa de cálculos de ensayo y error. No obstante, es útil establecer algunas pautas en la etapa de proyecto conceptual (¡no necesariamente en el mismo orden que las preguntas anteriores!):

- Si se construye una losa que se extienda transversalmente entre las jácenas longitudinales principales, la separación de jácenas se limita a 3 - 3,5 m (a menos que se utilice una losa más gruesa; es probable que dichas losas tengan canto variable). Por lo tanto, si la calzada es ancha, especialmente en el caso de tramos largos, quizás se requiera un número antieconómico y grande de vigas principales. Por otra parte, las vigas principales ampliamente separadas exigen el uso de jácenas transversales que no contribuyen a soportar los momentos de flexión longitudinales. De ahí que para calzadas estrechas, especialmente en tramos cortos, es poco probable que esta disposición resulte económica.
- Cuando una losa de hormigón se extiende entre jácenas transversales, los efectos de flexión local provocan

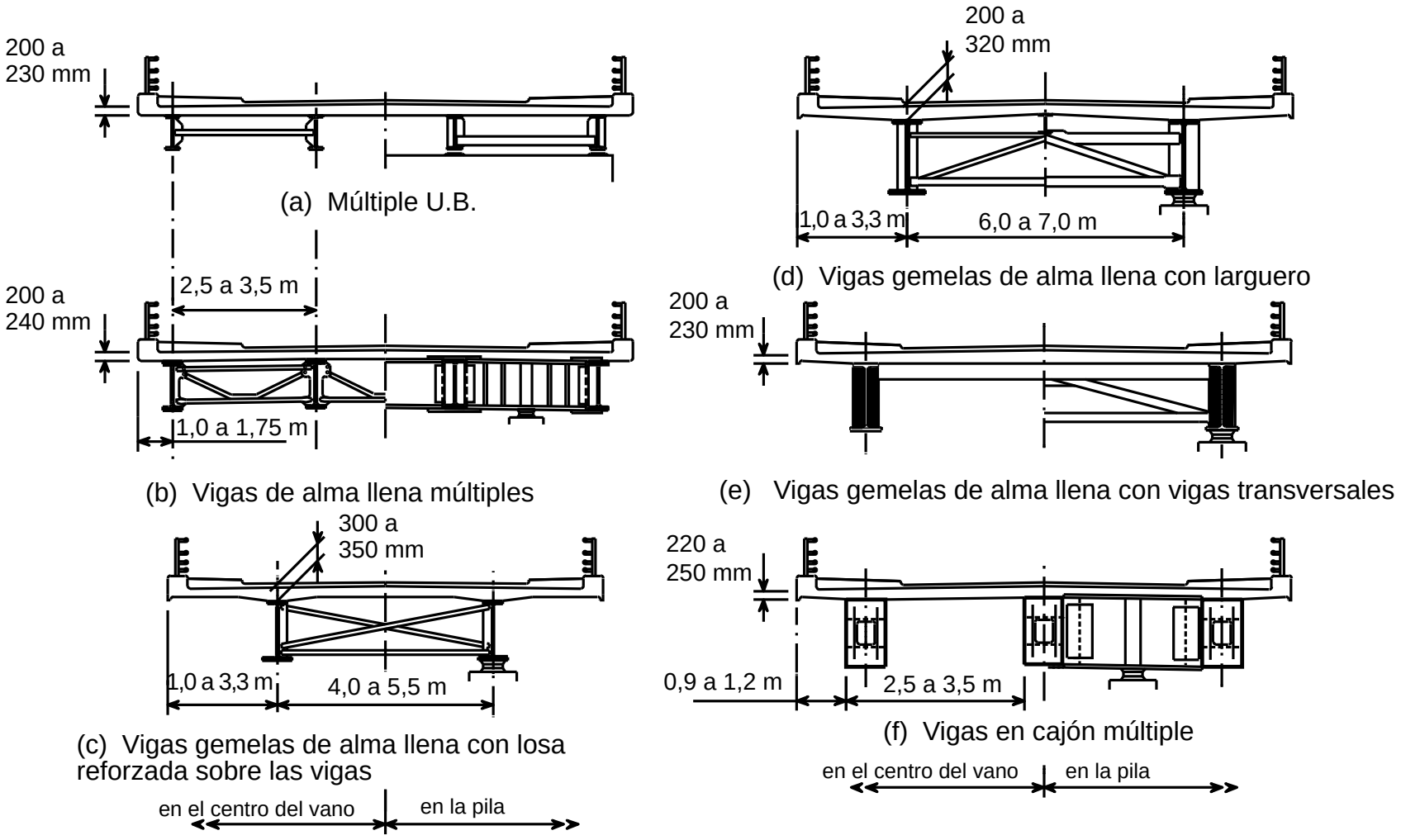


Figura 11 Varias secciones de puentes de carretera

tensiones en la misma dirección que las tensiones de flexión globales. Por consiguiente, con frecuencia los efectos se van añadiendo y la losa tiene que estar diseñada de forma que se tenga en cuenta esto.

- Cuando una losa de hormigón se extiende entre jácenas transversales, los efectos de flexión local provocan tensiones en la misma dirección que las tensiones de flexión globales. Por consiguiente, con frecuencia los efectos se van añadiendo y la losa tiene que estar diseñada de forma que se tenga en cuenta esto.
- Los tableros de chapa de acero casi siempre estarán proyectados para extenderse entre jácenas transversales, ya que si forman parte del ala de compresión de las vigas principales, en cualquier caso requerirán una rigidización longitudinal.
- Una alternativa a las jácenas transversales, para reducir el número de jácenas longitudinales, pero que aún permite que la losa se extienda transversalmente, se muestra en la figura 11d, en la que un larguero longitudinal de pequeña sección soporta la losa y a su vez es soportado desde las vigas principales.
- Normalmente, en el tipo de tramos en los que la solución económica la constituyen jácenas longitudinales múltiples con una losa que se extiende transversalmente, se descubrirá que la losa será suficiente para la distribución de momentos de flexión longitudinales entre las vigas principales sin arriostramiento adicional (no obstante, dicho arriostramiento puede requerirse durante el montaje para estabilizar el sistema).

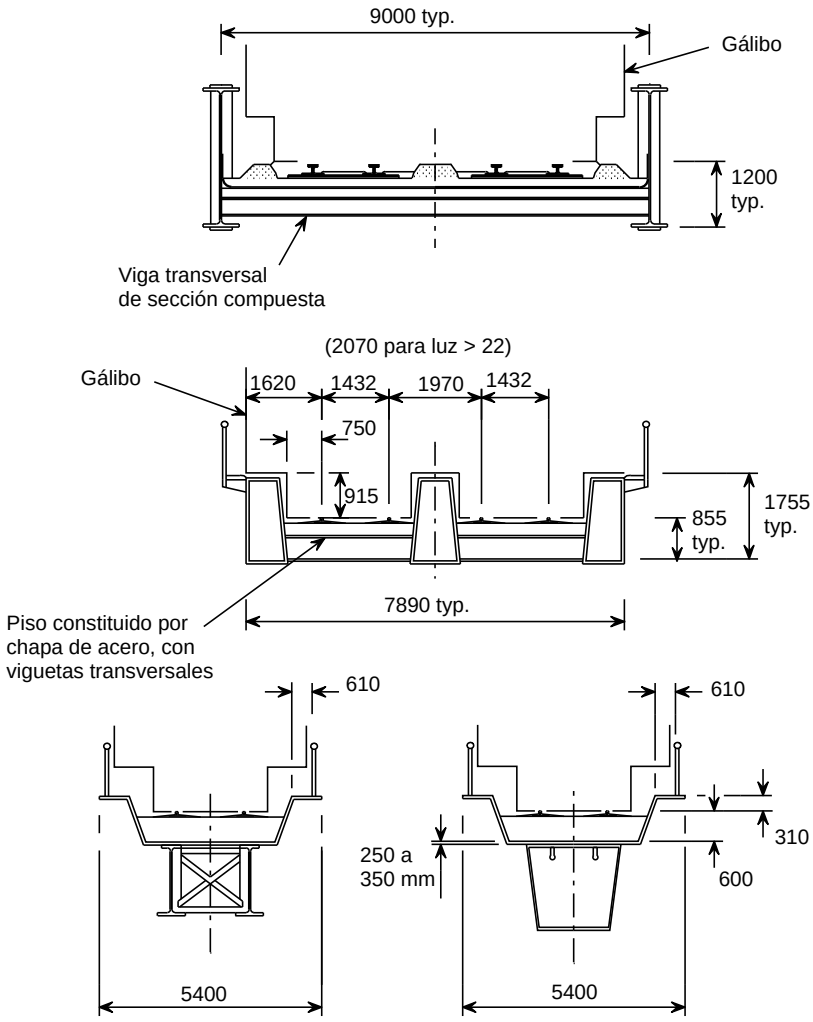


Figura 12 Varias secciones de puentes para ferrocarril

- Generalmente, una losa de canto constante es mucho más económica que una con refuerzo, pero normalmente se limita a un tramo de aproximadamente 3,5 m entre las viguetas de apoyo.
- Los perfiles laminados son significativamente más baratos por tonelada. Sin embargo, tienen una canto limitado, por lo que el tramo máximo para el que pueden utilizarse es limitado.
- Los perfiles armados pueden hacerse más “eficientes” estructuralmente que

los laminados, puesto que el material puede concentrarse allí donde más se necesita, es decir, en las alas, y más especialmente, en el ala inferior cuando el tablero forma una parte significativa del ala superior. Por lo tanto, para el mismo tramo pueden hacerse más ligeros, pero esta ventaja puede contrarrestarse por unos costes de fabricación unitarios más altos, véase la Sección 5.5.

- Las jácenas longitudinales de canto variable son más caras por tonelada que las de canto constante, pero pueden ofrecer ahorros de peso significativos en tramos continuos y con frecuencia son más agradables desde el punto de vista estético.
- Existen argumentos a favor y en contra de la continuidad en los tramos cortos a medios. A continuación se enumeran algunos de ellos:

A favor	En contra
1. Los elementos difíciles de mantener, tales como las juntas de dilatación, pueden reducirse al mínimo.	1. Compresión en el ala inferior cerca de las pilas; por lo tanto, problemas de estabilidad potenciales.
2. Ventajas de canto de construcción reducida	2. Secciones mixtas mucho más eficaces en momentos positivos que en negativos
3. Puede ser esencial para el montaje y/o lanzamiento del puente.	3. Estructura hiperestática -indeterminada-, problemas de asentamiento diferencial, retracción del hormigón y gradiente de temperatura.
4. Es útil la reducción de los momentos máximos durante la colocación de hormigón.	

- Los perfiles laminados son casi siempre de la Clase 1. Por ello, se puede sacar partido del hecho de proyectarlos de forma que se tenga en cuenta todo el momento plástico de resistencia a la hora de calcular su resistencia.
- Los perfiles armados diseñados como compactos raramente son económicos.
- La conclusión es que los perfiles laminados generalmente son económicos para tramos de hasta 25 m aproximadamente si están libremente apoyados y de 30 m más o menos si son continuos. Las vigas armadas y las vigas en cajón pueden utilizarse para tramos de hasta 300 m.
- La construcción de vigas en cajón para puentes de pequeña luz normalmente no es económica, a menos que sea necesaria para un fin específico, p. ej., cuando se necesita una gran resistencia a la torsión, como en el caso de los puentes curvos.

Mientras que en el pasado se han utilizado otras formas de construcción, p. ej., atirantados, para puentes de pequeña luz, normalmente se adoptan sólo en casos en los que predominan unas condiciones especiales (p. ej., puentes móviles, graves restricciones de la altura libre, etc.) o cuando el atractivo estético innegable de dichos puentes es una cuestión importante. Las pasarelas entran dentro de esta última categoría.

5.4 Puentes de vigas de alma llena de gran luz

Los puentes de vigas de alma llena de gran luz son normalmente evoluciones de las formas de viga compuesta o viga en cajón descritas en la sección anterior. Generalmente serán continuos sobre dos o más tramos y con frecuencia estarán reforzados. Normalmente, el límite de tramo es de aproximadamente 250 metros de vano (aunque existen ejemplos de mayor longitud, p. ej., río Niteroi). Un alzado típi-

co de un puente de vigas de alma llena de este tipo se muestra en la figura 13.

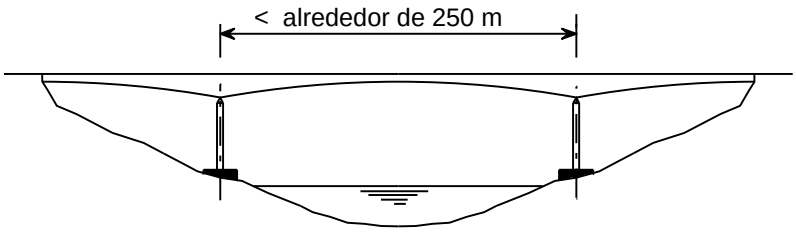


Figura 13 Alzado tipo de un puente de viga de alma llena de gran luz

Al igual que con los tramos más cortos, se debe estudiar minuciosamente la sección transversal (número de vigas principales, etc.) y la forma de tablero - hormigón armado normal, hormigón armado aligerado, chapa de acero rigidizada ortotrópicamente, etc. Una sección transversal muy típica es la viga en cajón doble con jácenas transversales, como se muestra en la figura 14, aunque cuando la calzada es relativamente estrecha, es bastante común una única gran viga en cajón, frecuentemente con un tablero de acero ortotrópico (figura 15).

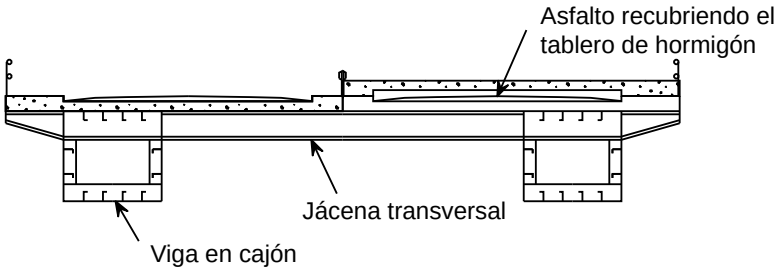


Figura 14 Sección tipo de un puente ancho de doble viga en cajón, de gran luz

Una forma de construcción utilizada con frecuencia en EE.UU. y Canadá, aunque no generalizada en Europa, es la viga en cajón compuesta abierta, en la que la losa de hormigón armado, colocada a pie de obra, forma el ala superior completa (figura 16). El problema principal de esta forma tiene lugar durante la construcción, cuando las partes superiores de las almas necesitan una estabilización hasta que se coloca la losa.

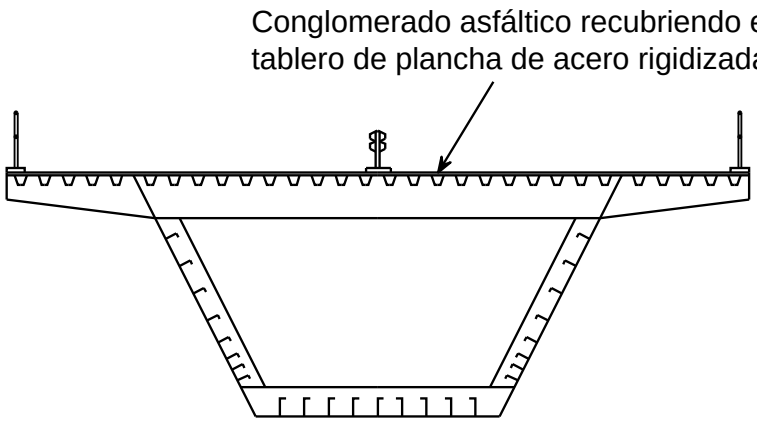


Figura 15 Sección tipo de un puente de gran luz, de una sola viga en cajón

5.5 ¿Coste mínimo o peso mínimo?

Cualquier proyectista de puentes de la actualidad debe reconocer que la relación entre los costes de material y mano de obra ha cambiado considerablemente en las últimas décadas. Dependiendo de las condiciones locales, 1 hora de mano de obra cuesta ahora lo mismo que 30 a 70 kg de acero. En el pasado, los costes de los materiales eran relativamente mayores y es probable que los proyectos detallados que se acerquen a un peso prácticamente mínimo fueran también proyectos de coste mínimo.

En las condiciones actuales, frecuentemente se da el caso de que el proyecto más económico es aquél en el que la cantidad de mano de obra en el trabajo de taller se ha reducido al mínimo gracias a un proyecto minucioso y, cuando es necesario, a costa del peso del material. La figura 17 muestra dos

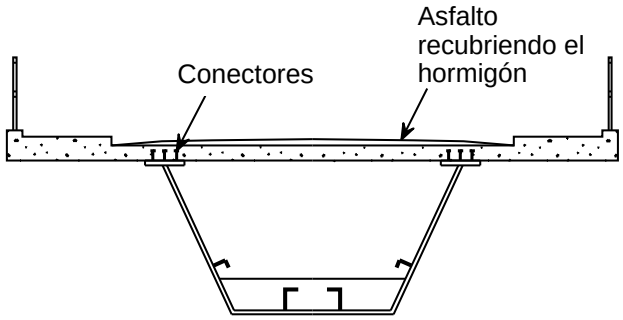


Figura 16 Puente de una viga en cajón compuesta descubierta con el tablero como ala superior

ejemplos en los que un proyecto económico moderno es considerablemente más sencillo que los proyectos detallados anteriores. En el ejemplo de viga armada que se muestra, la jácena rigidizada sería 230 kg más ligera si tuviera una longitud de 10 m, pero se tardaría al menos 3/4 de hora en colocar y soldar cada uno de los siete rigidizadores, invirtiendo un tiempo total de $5_{1/4}$ horas. De esta forma, la jácena más pesada es más barata en todos los talleres de fabricación en los que una hora de mano de obra cuesta más que $230 \div 5_{1/4} = 44$ kg de acero.

5.6 Proyecto de construcción

Una planificación para un mínimo de trabajo en taller puede influir de forma directa en la elección de la forma estructural. La tabla 1 indica las contribuciones al coste total de estos tipos diferentes de vigas de puentes, tomando el coste total de la construcción de una viga compuesta como 100 unidades.

La influencia del contenido del trabajo de taller se puede ver inmediatamente. Claramente, un puente de perfiles laminados aún puede constituir la solución más barata, aun cuando es significativamente más pesado que una alternativa de una viga en cajón.

La comparación económica minuciosa variará considerablemente con las condiciones locales, pero los fabricantes locales generalmente estarán demasiado dispuestos a aconsejar sobre la economía relativa de las diferentes formas de construcción.

El trabajo de taller puede facilitarse en gran medida por un diseño de detalles que maximice la repetición y que además haga más fácil la construcción del puente. Por ejemplo, la incor-

Tipo de puente	Perfil laminado	Viga compuesta	Viga en cajón
Acero	30	30	30
Trabajo de taller	30	50	70
Protección frente a la corrosión	10	10	15
Montaje	10	10	15
TOTAL	80	100	130

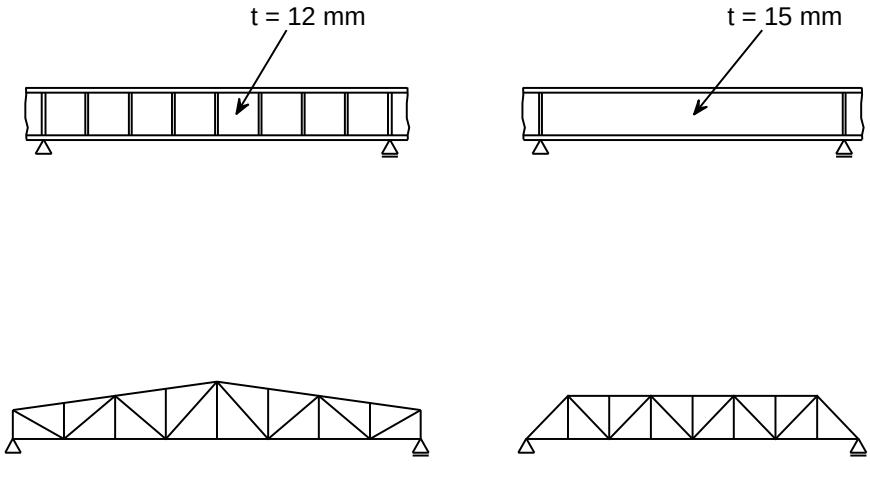


Figura 17 Cambios para un diseño más económico

poración de uniones atornilladas para algunas uniones introduce una tolerancia en la estructura que no está disponible en la construcción totalmente soldada. Colocadas cuidadosamente, pueden minimizar el uso de caras soldaduras a tope de penetración total y pueden también reducir el riesgo de desgarramiento laminar. Una vez más, generalmente a los fabricantes les gusta aconsejar a los proyectistas sobre dichas cuestiones.

6. OBSERVACIONES FINALES

La gama de tipos de puentes y métodos de montaje que se le presentan a un proyectista es inmensa y a veces desalentadora. No hay duda de que la tarea más difícil que va a tener que afrontar un ingeniero inexperto es la de obtener la mejor elección conceptual de entre las alternativas disponibles. Con esta lección se ha intentado, a grandes rasgos, ofrecer algún tipo de orientación sobre qué tipo es apropiado para un objetivo y obra en particular, pero es necesario señalar que a menudo se tendrán que probar varios para decidir cuál es el mejor. Por supuesto, algunas veces quizás sea necesario obtener licitaciones para dos o más alternativas, puesto que estarán tan próximas que el proyectista no puede, con seguridad, decidir entre ellas, sino que tiene que depender de un fabricante para hacerlo. En efecto, diferentes fabricantes pueden poner los proyectos en órdenes de coste diferentes.

Al menos una comprensión de los elementos básicos debería evitar los problemas que surgen al intentar construir un proyecto totalmente inadecuado.

7. RESUMEN FINAL

- "Si el concepto es bueno, el proyecto será bueno" es al menos tan cierto para los puentes como lo es para otros tipos de estructuras.
  - La elección conceptual inicial debería tener en cuenta:
  - requisitos de espacio libre y la necesidad de evitar daños por impactos
  - tipo de carga
  - topografía y geología de la obra
  - posibles métodos de montaje
  - técnicas y materiales locales
  - inspección y mantenimiento futuros
  - aspectos estéticos y ambientales
- En el desarrollo del proyecto se necesita tomar las decisiones correctas en cuanto a:
  - estructura del tablero
  - plan de conjunto, es decir, tramos y disposiciones estructurales
  - construcción continua o simple
  - proporciones, es decir, relaciones de tramo/canto
  - reducción a un mínimo de la mano de obra de trabajo de taller
  - proyecto de facilidad de construcción

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. B.H.V. Topping (ed) Developments in Structural Engineering. Proc Forth Rail Bridge Centenary Conference 1990, Spon, London.

2. ECCS Pub 70 Symposium International, Ponts Metalliques, Federation National du Batiment, Paris, France, 29 and 30 April 1992.

3. ECCS Pub 57 International Symposium, Building In Steel - The Way Ahead, Stratford-Upon-Avon 1989.

4. Chlading, E et al (ed), Bridges on the Danube Proc. International Conference Vienna, Bratislava - Budapest, Technical University of Budapest 1992.

5. Ivangi, M (ed), Bridges on the Danube, Catalogue, Technical University of Budapest 1993.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.2: Acciones en Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Identificar las principales acciones en las estructuras de los puentes y describir cómo se tienen en cuenta en el proyecto.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 2.2: Principios de Diseño

Lección 2.3: Bases para la determinación de cargas

Lección 2.4: Historia del Hierro y el Acero en Estructuras

Las demás lecciones 18.

RESUMEN

Esta lección comienza explicando los motivos por los que las acciones en las estructuras de los puentes se tienen en cuenta con una gran precisión. Identifica las principales acciones para puentes de carreteras y de ferrocarriles. Aborda los medios mediante los que se combinan las consideraciones de las acciones individuales para garantizar que se alcanza un diseño económico y una fiabilidad adecuada.

1. INTRODUCCIÓN

Se suele dedicar una atención mucho mayor a la valoración de las cargas en los puentes que en otros muchos otros tipos de estructuras. Existen varias razones para esta mayor precisión:

- Los puentes, estructuras especialmente más grandes, constituyen inversiones importantes de fondos públicos para las que se requiere un gran nivel de seguridad.
- Las cargas pueden determinarse con mayor precisión que con otros muchos tipos de estructuras.
- La distribución de las cargas está generalmente bien definida: algunas estructuras de puentes son realmente isostáticas.
- La resistencia, estática o a la fatiga, es con más frecuencia la condición de diseño predominante.
- La estructura primaria constituye una proporción mucho más alta (generalmente > 80%) de la inversión total que en el caso, por ejemplo, de un edificio comercial de varios pisos (frecuentemente < 20%).

En el Eurocódigo for the Basis of Design and Actions on Structures [1], identifica las cargas, y otras acciones que es necesario tener en cuenta, en el diseño de puentes y define sus valores característicos. Las Partes 2 del Eurocódigo 3[2] y Eurocódigo 4[3] proporcionará una orientación detallada para el diseño de puentes y estructuras laminadas. Las combinaciones de acciones que es necesario tener en cuenta se definirán en estos documentos y se ofrecerán coeficientes parciales de seguridad apropiados [4].

Esta lección se ha redactado en términos generales. Se ofrecen ejemplos representativos de métodos para definir acciones en puentes, con el fin de ilustrar los principios generales y además proporcionar indicaciones de órdenes de magnitudes.

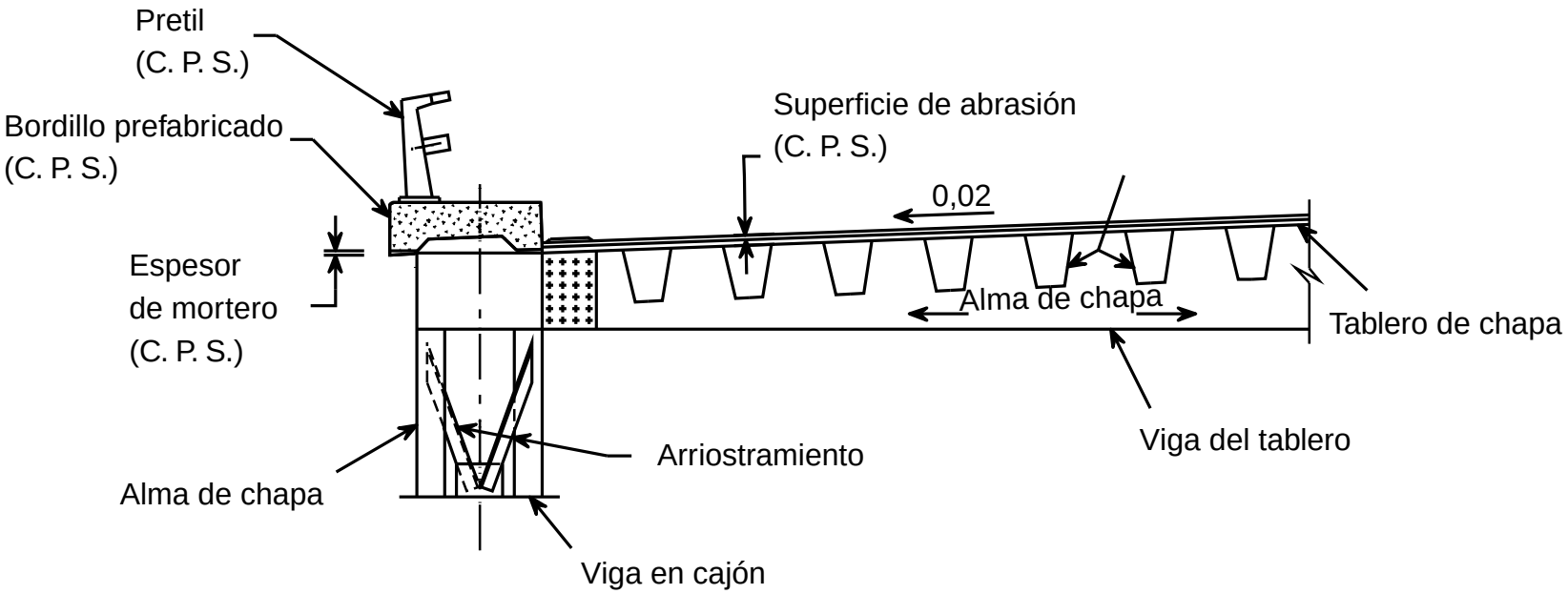


Figura 1 Carga permanente y carga permanente superpuesta (C.P.S.)

2. HIPÓTESIS DE CARGAS DE CARRETERAS

2.1 Carga Permanente

La carga permanente en los puentes incluye el peso de los materiales estructurales (peso propio) y también la denominada carga permanente superpuesta (revestimiento, acabados, etc.) (figura 1).

El peso del revestimiento generalmente experimenta una gran variación durante el tiempo de vida de un puente y, por tanto, se debe tener un cuidado especial a la hora de calcular su valor. Se suele adoptar un cálculo moderado del canto inicial para determinar la carga característica y, a continuación, aplicar un coeficiente parcial alto.

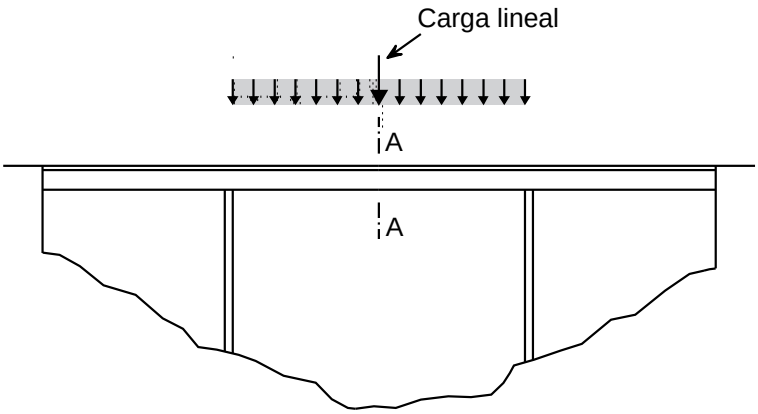


Figura 2 Ubicación de la carga lineal y carga repartida que produce el mayor momento en el centro del tramo

2.2 Cargas debidas al tráfico

Las cargas debidas al tráfico en los tableros de puentes se utilizan para simular los efectos de las cargas de vehículos y/o peatones. Algunas cargas debidas al tráfico representan el peso de los vehículos reales que se pueden desplazar sobre los puentes; otros valores y distribuciones se eligen de tal forma que produzcan los esfuerzos máximos en estructuras de puentes, similares a los producidos por los vehículos reales.

En los reglamentos nacionales europeos se especifican cuatro tipos de cargas:

- Cargas repartidas uniformes
- Cargas lineales
- Cargas simples por rueda
- Cargas de camiones

La figura 2 muestra la combinación de carga lineal y carga repartida uniformemente en una estructura de 3 tramos que proporciona el valor más elevado de momento en el centro del vano.

Generalmente, los efectos de los impactos (efectos dinámicos) de las cargas debidas al tráfico se especifican en los reglamentos. Para puentes de carreteras, a menudo se utiliza un aumento de hasta el 25% de la carga estática, con el fin de tener en cuenta el impacto.

a) Carga repartida uniforme (figura 3).

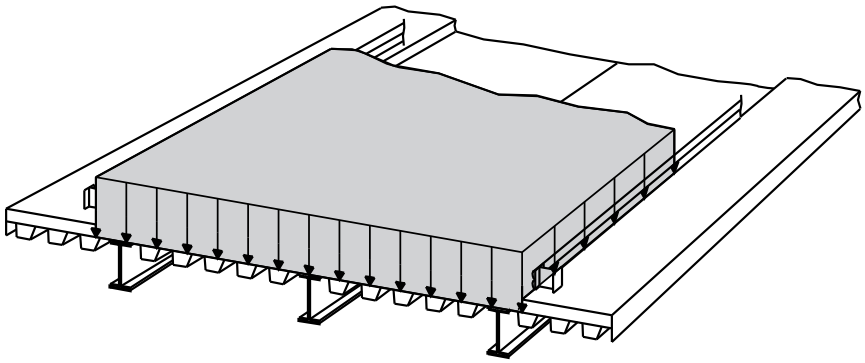
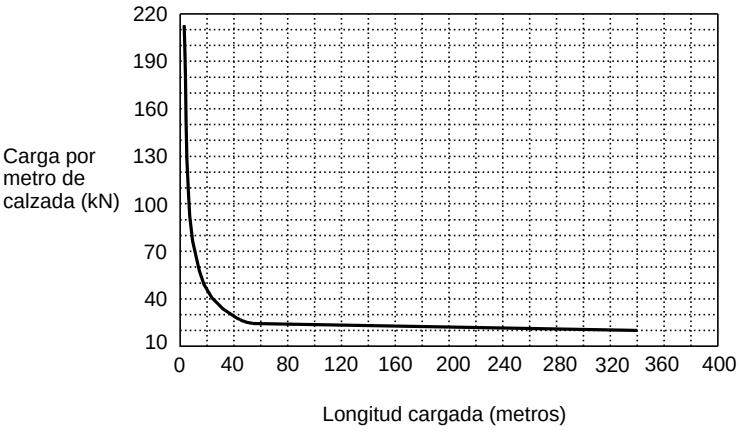


Figura 3 Carga uniformemente repartida en la calzada

Esta carga simula los efectos de los vehículos autorizados normales. En algunos reglamentos nacionales su valor es constante e independiente de la superficie con carga. En otros reglamentos, el valor de la carga disminuye con la superficie ocupada con la carga (véase, por ejemplo, la figura 4). La carga repartida



Nota: La carga HA consiste en una carga distribuida uniformemente, expresada en kN por metro lineal de calzada, y una carga lineal de 120 kN aplicada transversalmente a la calzada

Figura 4 Variación de la carga HA en función de la longitud cargada (Ministerio de Transporte del Reino Unido)

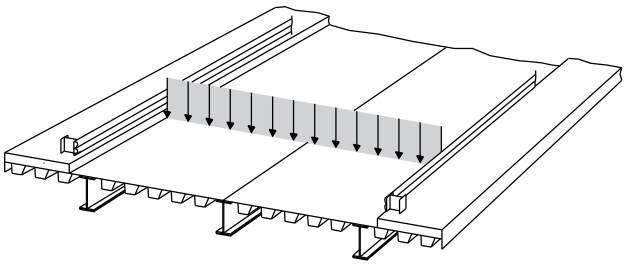


Figura 5 Carga lineal

se aplica sobre los carriles del tráfico y sobre los tramos que ofrecen los valores extremos de la tensión resultante (o esfuerzo) que se está estudiando. Puede ser continua o discontinua.

b) Carga lineal

Generalmente, esta carga (figura 5) se relaciona con la carga repartida uniforme. No representa una carga de un solo eje, sino que constituye un dispositivo para garantizar que, junto con la carga repartida uniforme, se producen el cizallamiento vertical y los momentos longitudinales que pueden tener lugar en los elementos reales de los puentes.

c) Carga por rueda única

Algunos reglamentos nacionales especifican la aplicación de una carga única por rueda, situada en cualquier parte de la calzada, con una superficie de contacto circular o rectangular (figura 6).

d) Cargas de camiones

Esta carga tiene la finalidad de representar los efectos extremos de un único vehículo pesado. En algunos países consiste en un número especificado de disposiciones y cargas por rueda (figura 7). Otros reglamentos indican solamente las distancias entre ejes, la separación de las ruedas en cada eje y el número mínimo de ejes.

2.3 Fuerzas de arranque longitudinales

Estas fuerzas (figura 8) se derivan de la tracción o del frenado de los vehículos y se apli-

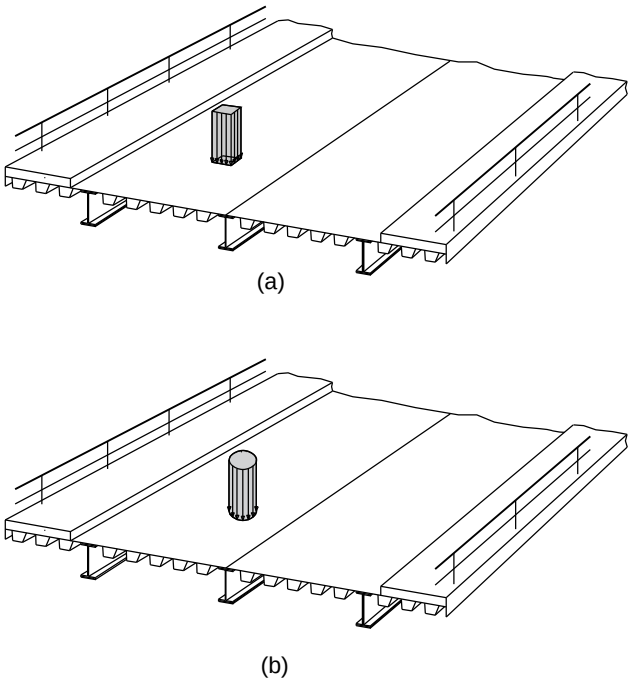


Figura 6 Cargas por rueda única

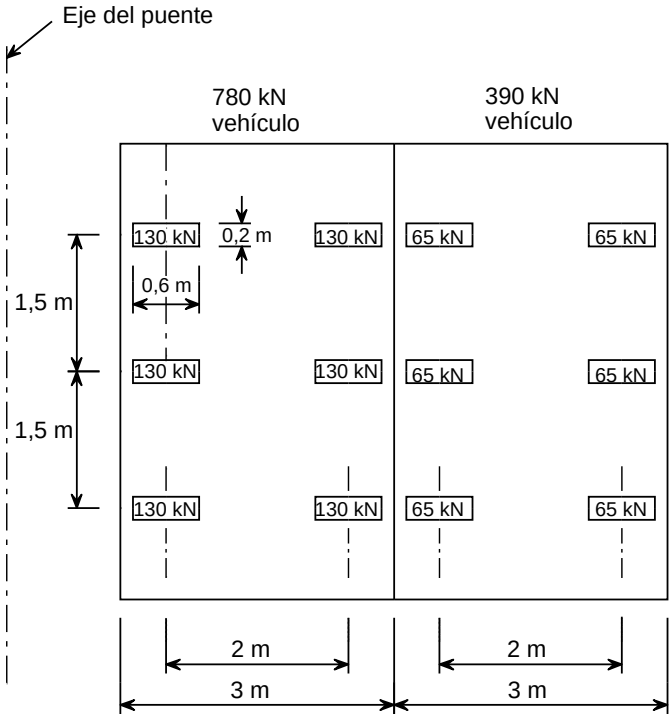


Figura 7 Cargas por rueda concentradas sobre el tablero del puente, según las especificaciones de carga del Reglamento de Carreteras Danés

can a la superficie de la carretera, en dirección paralela a los carriles del tráfico.

2.4 Fuerzas centrífugas

Los puentes curvos están sujetos a fuerzas centrífugas ejercidas por los vehículos que se desplazan sobre ellos. Estas fuerzas se relacionan con las cargas debidas al tráfico mediante un coeficiente, α, cuyo valor depende del radio de la curva, R, y de la velocidad de régimen, v, mediante:

$$\alpha = CV^2/r$$

donde

C es una constante

Algunos reglamentos tienen en cuenta una carga radial repartida uniforme y otros la dividen en cargas concentradas (figura 9).

2.5 Aceras y Pretiles

Muchos puentes de carreteras, en áreas urbanas y no urbanas, tienen aceras para el tránsito peatonal y/o carriles para bicicletas. En estas áreas, generalmente se tiene en cuenta una carga repartida uniforme, figura 10. Algunos reglamentos indican también que se debería considerar una carga por rueda aplicada sobre las aceras.

Los pretiles de las aceras y carriles para bicicletas que están protegidas del tráfico de las carreteras mediante una barrera efectiva se han diseñado para resistir una fuerza repartida horizontal aplicada a una altura de 1 m sobre la acera. El valor nominal de esta fuerza es de aproximadamente 1,5 kN/m, figura 11.

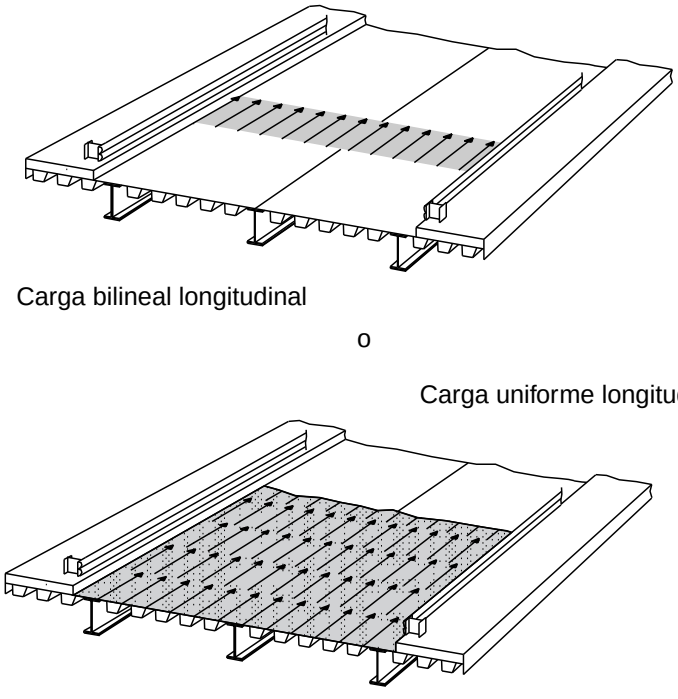
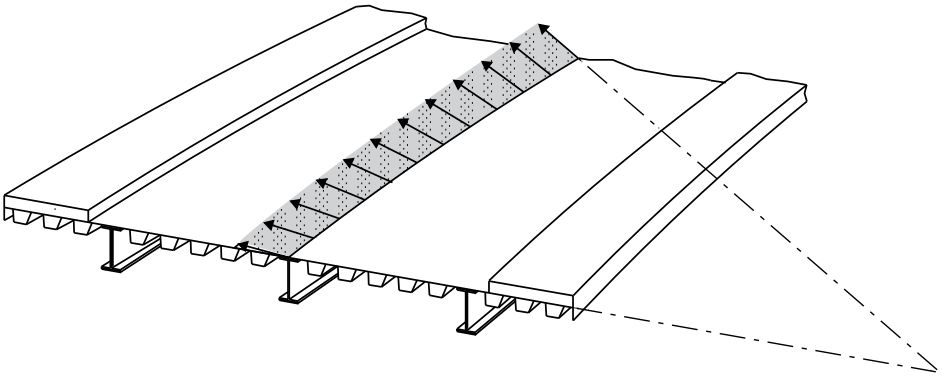


Figura 8 Fuerzas de arranque longitudinales



Cuando las aceras y los carriles para bicicletas no están separadas del tráfico de las carreteras mediante una barrera efectiva, las cargas previstas deben contener el tráfico en el caso de un accidente. Estas cargas son considerablemente mayores e incluyen una carga concentrada alternativa.

Figura 9 Fuerzas centrífugas

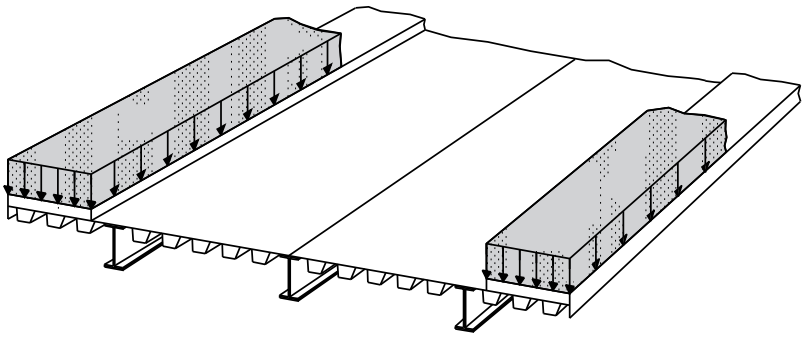


Figura 10 Carga repartida de las aceras

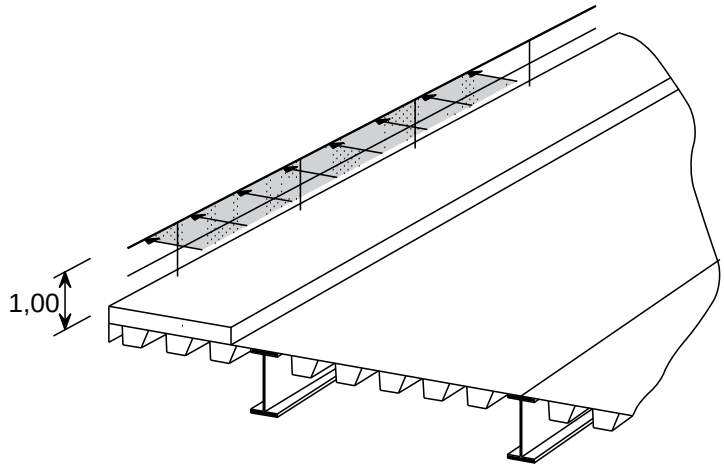


Figura 11 Carga repartida en el pretil

3. HIPÓTESIS DE CARGA DE FERROCARRILES

3.1 Carga Permanente

Las cargas permanentes superpuestas en los puentes de ferrocarriles generalmente incluyen los raíles, las traviesas, el balasto (o cualquier otro medio de transmisión de las cargas de los trenes a los elementos estructurales) y el sistema de drenaje (figura 12).

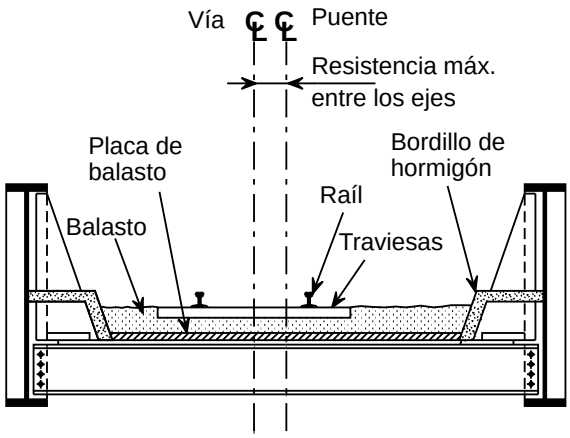


Figura 12 Sección tipo de un puente de ferrocarril con tablero inferior (vía curvada)

3.2 Cargas debidas a los trenes

Por lo general, las cargas debidas a los trenes consisten en diversas cargas concentradas precedidas y seguidas de una carga repartida uniformemente. Ambas cargas se dividen equitativamente entre los dos raíles (figura 13).

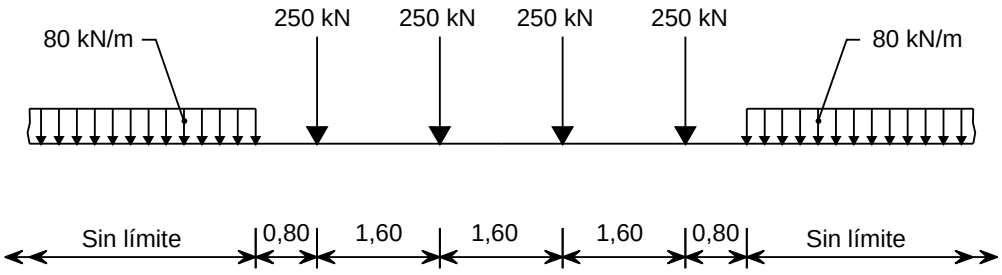


Figura 13 Típica carga de tren

Algunos reglamentos nacionales especifican los criterios que se utilizarán para el reparto de las cargas concentradas por parte de las traviesas adyacentes y la dispersión a través del balasto al sistema resistente (figura 14).

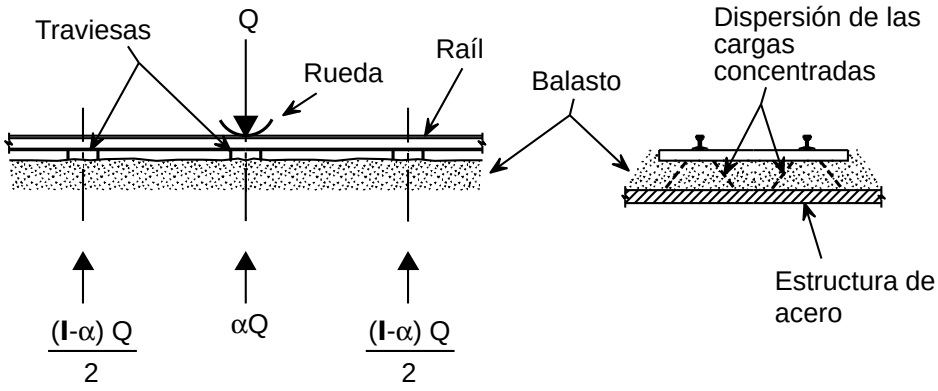


Figura 14 Dispersión de las cargas por rueda

3.3 Efectos dinámicos (Impacto)

Las cargas debidas a los trenes especificadas en los reglamentos son cargas estáticas equivalentes, que deben multiplicarse por los coeficientes dinámicos apropiados para tener en cuenta el impacto, la oscilación y otros efectos dinámicos, incluidos los producidos por las irregularidades de la vía y las ruedas.

Los valores de los coeficientes dinámicos dependen del tipo de tablero (con balasto o tablero abierto) y de la rigidez vertical del elemento que se está anali-

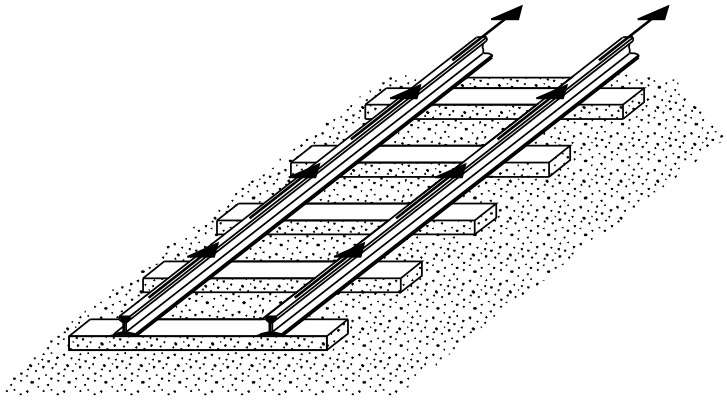


Figura 15 Fuerzas de arranque longitudinales

zando. Para los puentes de tablero abierto, los valores de los coeficientes dinámicos son mayores que para aquéllos de tableros con balasto.

La rigidez vertical se examina adoptando fórmulas en las que el coeficiente dinámico está en función de la longitud, L, de la línea de influencia de la flecha del elemento que se está estudiando. Algunos reglamentos utilizan fórmulas diferentes para coeficientes de impacto relacionados con el momento de flexión y el cizallamiento vertical.

3.4 Fuerzas de arranque longitudinales

Estas fuerzas, que constituyen un porcentaje de las cargas debidas a los trenes, se considera que actúan a nivel de los raíles, en una dirección paralela a las vías (figura 15).

3.5 Fuerzas centrífugas

La carga centrífuga nominal se aplica en correspondencia con las cargas debidas a los trenes y actúa radialmente a una altura de 1,8 m sobre el nivel de los raíles. Su valor se obtiene multiplicando las cargas debidas a los trenes por un coeficiente, $\alpha = cv^2/r$ (como en 2.4), que es proporcional al cuadrado de la velocidad más grande, v, prevista en la curva, y aumenta con la inversa del radio, r, de curvatura.

3.6 Fuerzas transversales debidas a las cargas

Se toma una única carga nominal, que actúe horizontalmente en cualquier dirección perpendicular a la vía, en la parte superior del rail, para proporcionar el efecto lateral del movimiento de lazo de equipos tales como locomotoras (figura 16).

Esta fuerza, generalmente de un valor aproximado de 100 kN, debe aplicarse en un punto del tramo, para que produzca el efecto máximo en el elemento que se está estudiando.

Deben examinarse los efectos verticales de la fuerza horizontal en elementos secundarios tales como traviesas.

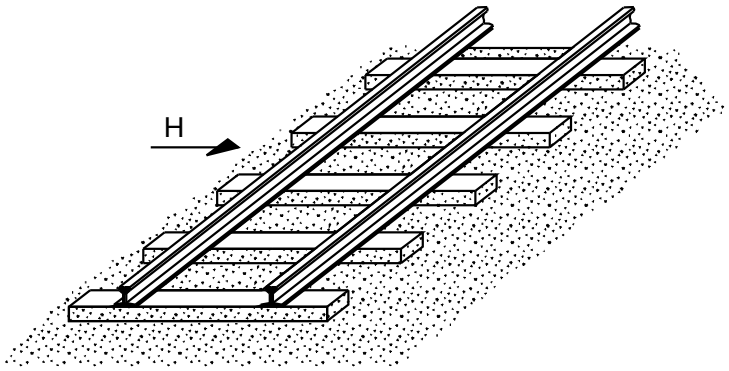


Figura 16 Fuerza horizontal debida al movimiento del lazo

4. OTRAS CARGAS EN LOS PUENTES

4.1 Cargas del viento

Las acciones del viento en un puente dependen de las condiciones de la ubicación y de las características geométricas del puente. Las presiones máximas se deben a ráfagas que provocan fluctuaciones locales y transitorias sobre la presión media del viento. Las presiones de las ráfagas, en el cálculo, se derivan de la velocidad del viento estipulada, definida para un período de retorno especificado.

Se puede utilizar una presión del viento reducida en los cálculos del montaje, para tener en cuenta el período mucho más corto durante el que corre riesgo la estructura montada al efecto.

La carga del viento de régimen, normalmente considerada como horizontal, y que actúa en los centros de gravedad de las áreas expuestas, viene determinada por

$$P_t = \frac{1}{2} \rho v_0^2 A_t C_D$$

ó

$$P_t = q A_t C_D$$

donde:

ρ es la densidad del aire (1,226 kg/m^3 en condiciones normales)

V_c es la velocidad de ráfagas de cálculo

A_t es el área sólida en el alzado normal proyectado

C_D es el coeficiente de retardo (definido en los reglamentos)

$q = \frac{1}{2} \rho v_0^2$ es la presión dinámica

El área A_t debe incluir el área expuesta del tráfico cuando corresponda. Los coeficientes de retardo deben considerarse de acuerdo con esto.

El área expuesta del tráfico en los puentes posee la longitud correspondiente a los efectos máximos y, en general, una altura de 2,50 m sobre la calzada en puentes de carreteras y de 3,70 m sobre el nivel de los raíles en puentes de ferrocarriles (figura 17).

4.2 Efectos térmicos en las estructuras de los puentes

Las fluctuaciones diarias y estacionales de la temperatura del aire provocan dos tipos de acciones térmicas en las estructuras de los puentes, como se menciona en los reglamentos:

a) Cambios en la temperatura global del puente (acciones térmicas uniformes)

b) Diferencias en la temperatura (acciones térmicas diferenciales) a través de la altura de la superestructura (figura 18).

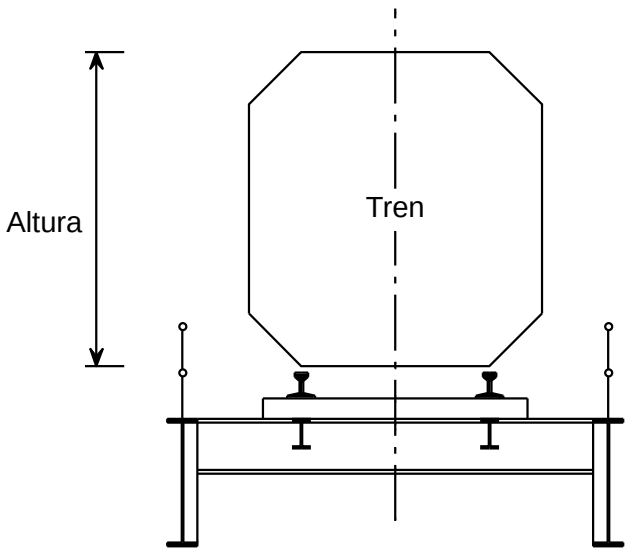
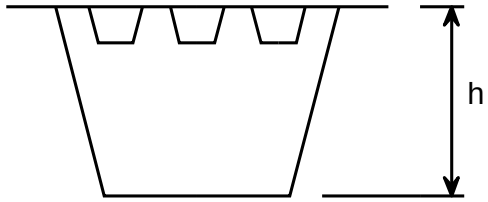
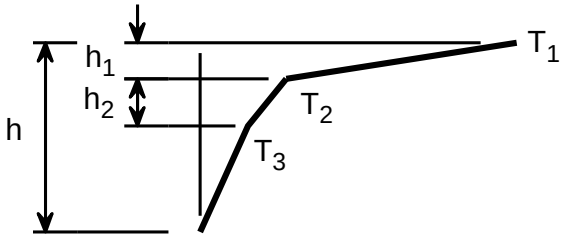


Figura 17 Altura del área expuesta a la acción del viento

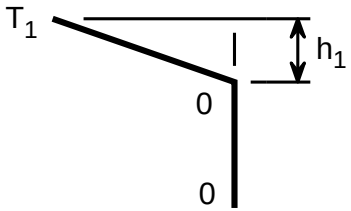


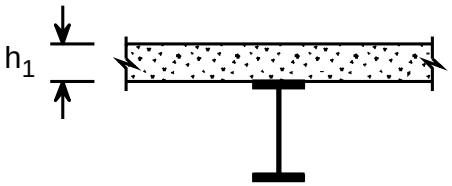
Tablero de acero sobre
viga en cajón de acero

Diferencia de temperaturas
positiva



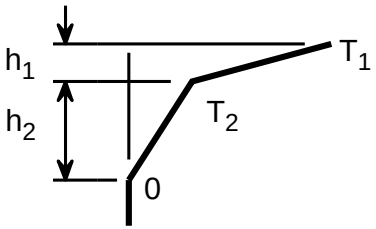
Diferencia de temperaturas
inversa





Tablero de hormigón sobre
viga compuesta

Diferencia de temperaturas
positiva



Diferencia de temperaturas
inversa

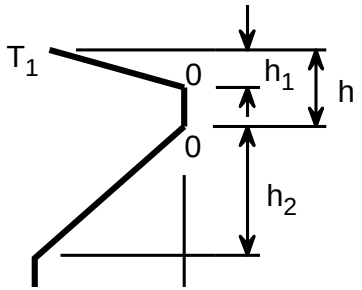


Figura 18 Ejemplos de diferencias en las temperaturas

El coeficiente de dilatación térmica de las estructuras metálicas puede considerarse como 12×10^{-6} °C

Estos dos tipos de efectos térmicos producen diferentes tipos de respuestas en un puente. El cambio global de la temperatura provoca cambios globales de las dimensiones en una estructura sin restricciones (o lo que se denomina tensiones térmicas si estos cambios potenciales de dimensiones son resistidos por las estructuras de apoyo). Generalmente, se permite que la estructura se expanda con unas restricciones mínimas gracias al suministro de juntas de dilatación y apoyos deslizantes.

La distribución no lineal de la temperatura, en la figura 18, da lugar a tensiones autoequilibradoras en todas las secciones transversales, incluso en una estructura sin arriostramientos. Una forma de comprender estas tensiones es considerar que la estructura inicialmente está totalmente arriostrada y sujeta a estas temperaturas no lineales, como se muestra en la figura 19(i). Entonces se libera progresivamente hasta ofrecer la distribución final de las tensiones de la figura 19(i) d). Hay que señalar que las liberaciones han dado lugar a deformación axial y curvatura.

Si la estructura está libremente apoyada en apoyos deslizantes, se puede expandir y curvar como se muestra en la figura 19(i)c). No obstante, un puente continuo no podrá curvarse libremente y desarrollará momentos "térmicos" secundarios, M_t, y reacciones que se muestran en la figura 19(ii)b).

4.3 Retracción del hormigón

En las vigas mixtas debe tenerse en cuenta el efecto de la retracción del hormigón.

En principio, la retracción proporciona una tensión independiente de la deformación del hormigón. Por lo tanto, equivale al efecto de una temperatura diferencial entre el hormigón y el acero.

Por lo general, los efectos de la retracción sólo se tienen en cuenta cuando el efecto se añade a los efectos de las demás acciones.

4.4 Asientos de la cimentación

Durante el diseño de la superestructura deben tenerse en cuenta los asientos de la cimentación determinados por cálculos geotécnicos.

Para las vigas continuas, los asientos decisivos son asientos verticales diferenciales y rotaciones sobre un eje paralelo al eje del puente.

Para puentes anclados a tierra (puentes en arco, puentes de celosía y puentes colgantes), deben tenerse en cuenta los asientos horizontales.

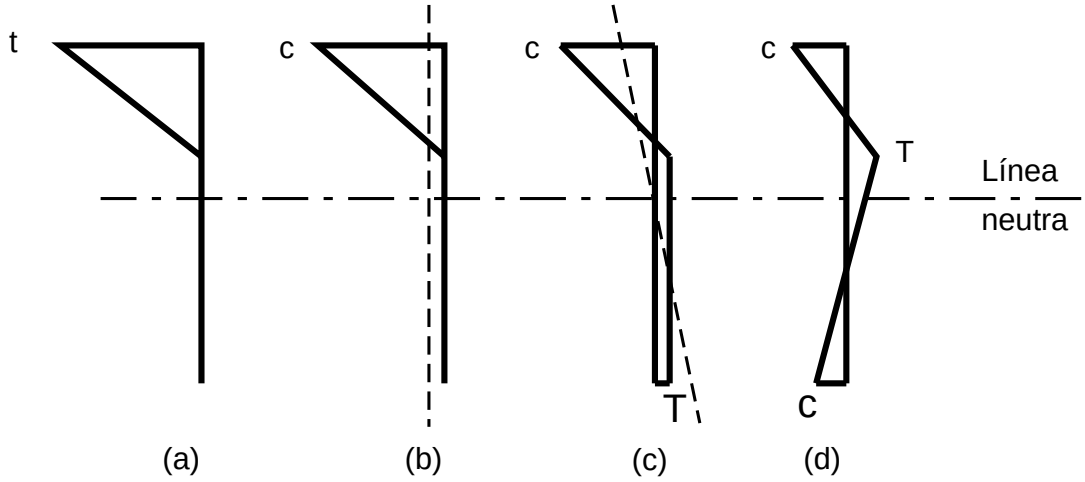
Cuando se cuenta con asientos más grandes, quizás sea necesario diseñar las estructuras de apoyo de forma que se puedan realizar ajustes, p. ej., elevando la superestructura del puente mediante gatos e introduciendo calzos. En este caso, los cálculos deben indicar cuándo se tienen que realizar los ajustes.

4.5 Acciones sísmicas

En los países europeos situados en zonas de actividad sísmica, p. ej., en el sur de Europa, las acciones de los terremotos deben tenerse en cuenta en el diseño de los puentes.

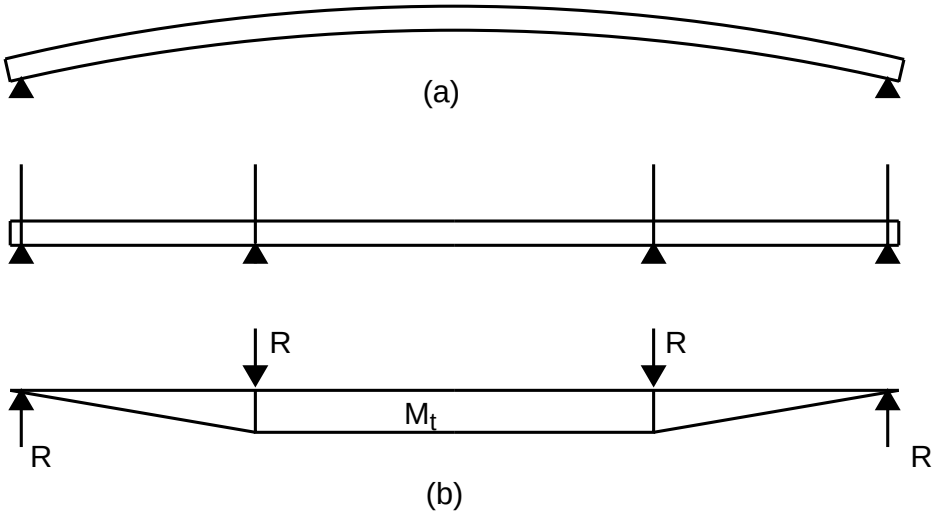
El comportamiento de una estructura durante un terremoto depende de su comportamiento dinámico, concretamente de sus modos y frecuencias de vibración propia y de sus coeficientes de amortiguamiento.

Cuando el puente presenta un comportamiento dinámico simple, por ejemplo, cuando la primera frecuencia de vibración es mucho más baja que las demás, la acción sísmica puede reducirse a una fuerza estática equivalente (véase la figura 20).



a) Distribución no lineal de la temperatura
b) Tensiones térmicas equivalentes, en caso de restricción completa de los efectos térmicos
c) Distribución de las tensiones térmicas, si se quita la restricción axial
d) Distribución de las tensiones térmicas, si se quita también la restricción de curvatura

(i) Tensiones térmicas primarias



a) Perfil curvado de una viga sobre 2 apoyos
b) Momentos secundarios y reacciones en una viga continua sobre cuatro apoyos

(ii) Efectos térmicos secundarios

Figura 19 Efectos estructurales de la distribución no lineal de la temperatura

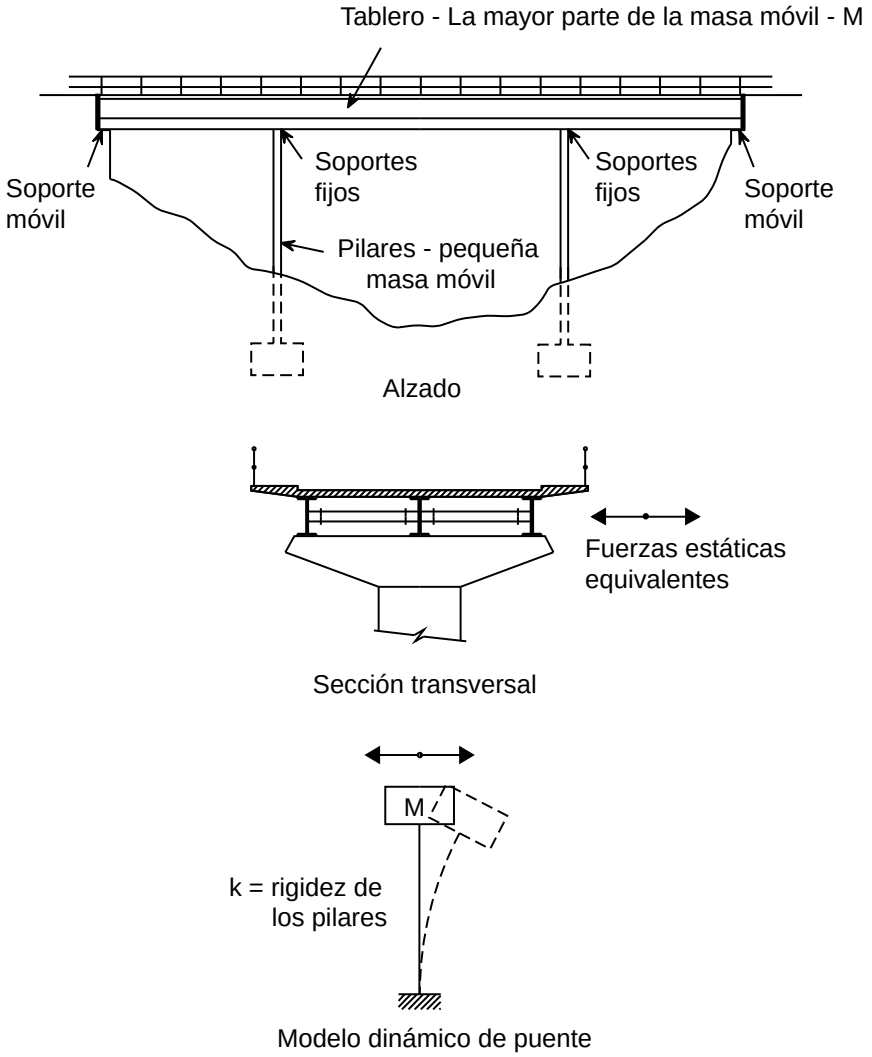


Figura 20 Ejemplo de puente con comportamiento dinámico simple

4.6 Fuerzas debidas a las corrientes de agua o al hielo

Todas las pilas y otras partes del puente deben diseñarse de forma que resistan las fuerzas producidas por el agua que fluye, el hielo flotante o el impulso de la corriente.

4.7 Colisiones

En las estructuras en las que los elementos sustentadores esenciales pueden estar sujetos a impactos por parte de vehículos, barcos o aviones, las consecuencias deben considerarse como casos de cargas accidentales, a menos que se valore que el riesgo de dichas colisiones es tan pequeño que puede ignorarse.

En muchos casos, es necesario permitir una destrucción o deterioro parciales del elemento que recibe directamente el impacto. Entonces, este elemento debe repararse después de la colisión. No obstante, se debe demostrar que la destrucción parcial de un único elemento no provocará un colapso total de la estructura completa.

Para reducir las consecuencias de las colisiones, puede ser necesario limitar los movimientos de las estructuras de apoyo móviles, de forma que sólo puedan tener lugar libremente los movimientos debidos a los efectos de la temperatura.

4.8 Rozamiento en las estructuras de apoyo

Debe comprobarse si el inevitable rozamiento en las estructuras de apoyo puede producir fuerzas o momentos que deben tenerse en cuenta en el diseño de los elementos estructurales.

Los modernos apoyos deslizantes se caracterizan por un coeficiente de rozamiento de aproximadamente 0,03 si las superficies deslizantes están absolutamente limpias. Sin embargo, para tener en cuenta cierto deterioro de las superficies deslizantes, así como las tolerancias en la colocación de las estructuras de apoyo, se recomienda que el proyecto se base en un coeficiente de rozamiento de 0,05.

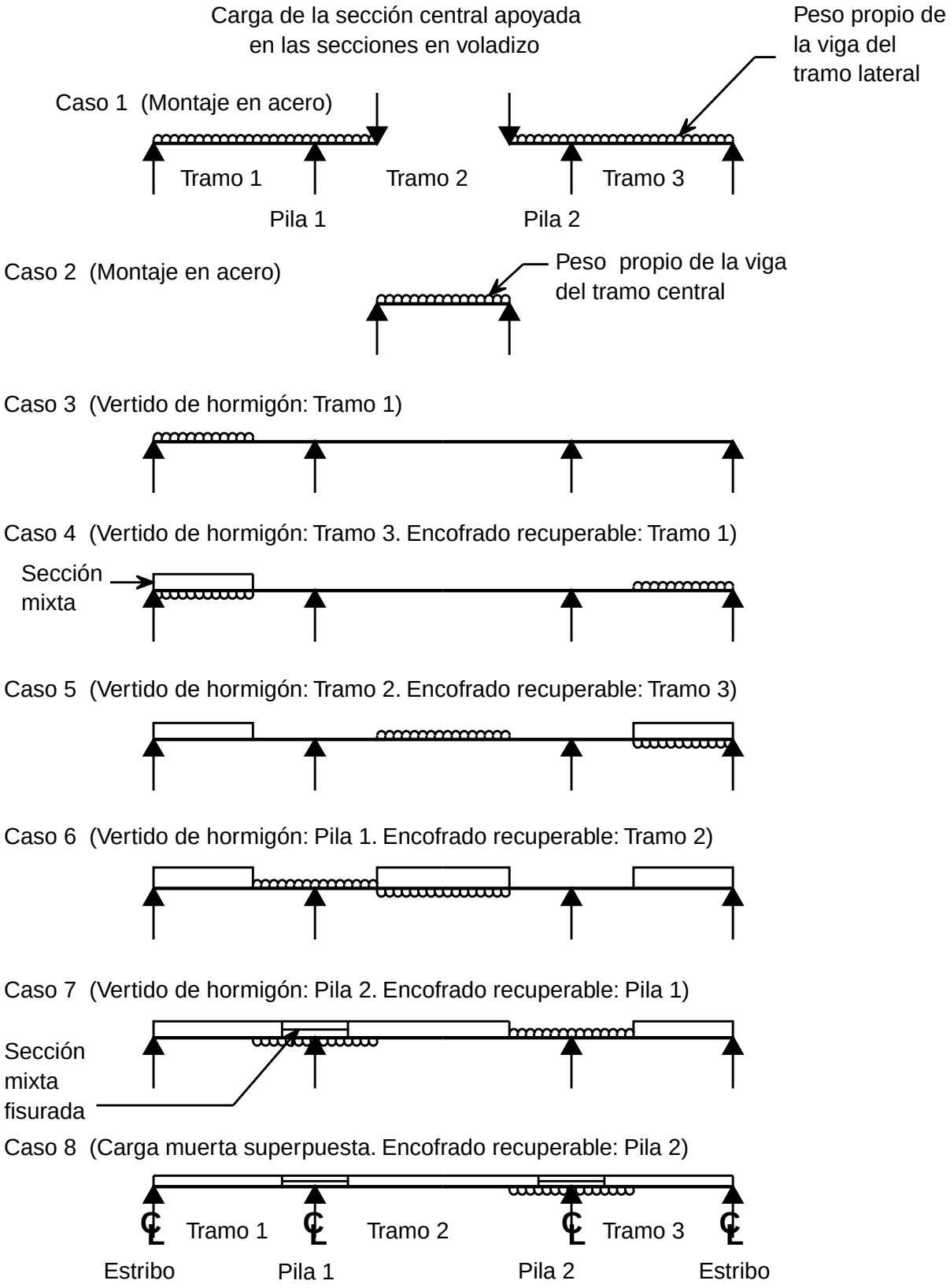


Figura 21 Casos de carga de montaje de un puente de carretera mixto en tres tramos

En una viga continua con una estructura de apoyo fijo en el centro y estructuras de apoyo movibles longitudinalmente a cada lado, la dilatación (o contracción) de la viga provoca fuerzas de rozamiento simétricas. Estas fuerzas están en equilibrio horizontal si se asume un coeficiente constante de rozamiento y normalmente dan como resultado esfuerzos axiales moderados en las vigas principales. No obstante, para tener en cuenta la incertidumbre de la magnitud de las fuerzas de rozamiento, quizás sea razonable asumir un rozamiento completo en una parte de la estructura de apoyo fijo y medio rozamiento en la otra parte.

4.9 Cargas de construcción y montaje

Las cargas de montaje son especialmente importantes para el diseño de puentes mixtos y de gran luz.

En los puentes de gran luz, los esfuerzos existentes cuando se finaliza la construcción se regulan frecuentemente mediante movimientos de las estructuras de apoyo o, en el caso de los puentes atirantados y los puentes colgantes, por medio del ajuste de los cables.

En los puentes mixtos, el encofrado del tablero generalmente está sustentado únicamente por la estructura de acero y no se retira hasta después de que el tablero pasa a ser mixto. Las tensiones producidas en el tablero mixto por la retirada del encofrado pueden ser lo bastante pequeñas como para ignorarse, pero, en principio, constituyen una forma de pretensado permanente, que puede tenerse en cuenta en las combinaciones de cargas.

5. CASOS DE CARGA CRÍTICA PARA EL CÁLCULO

5.1 Combinaciones de cargas

El cálculo de estado límite es probabilístico, y se determinan los coeficientes de ponderación para garantizar que la probabilidad de superación de un conjunto particular de acciones de cálculo (p.ej., coeficientes parciales de seguridad de ocasiones de acciones características) es satisfactoriamente pequeña. La probabilidad de que dos acciones diferentes (p.ej., la limitación de la carga no permanente y la limitación de la carga del viento), tengan lugar simultáneamente, es claramente menor que la de los hechos individuales. Por lo tanto, es conveniente obtener la misma fiabilidad para diferentes combinaciones de acciones mediante la adopción de diferentes coeficientes parciales de seguridad en los componentes particulares. La siguiente tabla 1 muestra los diferentes coeficientes que se utilizan en el Reino Unido para dos combinaciones diferentes de acciones (cargas). La Combinación 1 es carga permanente más carga no permanente. La Combinación 2 es carga permanente más carga del viento más carga no permanente.

Carga	γ_{fL} En combinación de estado límite	
	1	2
Permanente	1,05	1,05
Permanente Superpuesta	1,75	1,75
Del Viento		
con Permanente + Permanente Superpuesta		1,40
con Permanente + Permanente Superpuesta + No Permanente		1,10
Carga no Permanente Vertical		
HA únicamente	1,50	1,25
HA con HB o HB únicamente	1,30	1,10

Tabla 1 Combinación de Acciones (Cargas)
(Fuente: BS 5400: Parte 2)

5.2 Concepción del proceso de construcción

Para puentes sencillos que se construyen a partir de perfiles de Clase 1 o Clase 2, no es necesario tener en cuenta el aumento detallado de las tensiones en el puente a medida que se construye. Dichas estructuras poseen suficiente ductilidad para redistribuir las tensiones dentro de la sección transversal. Por lo tanto, sólo es necesario comprobar la idoneidad de la estructura en cada etapa de la construcción y asegurarse de que la estructura, una vez finalizada, puede soportar acciones tanto fijas como variables, es decir, cargas permanentes más cargas no permanentes.

Generalmente, las estructuras más grandes se construyen a partir de perfiles de Clase 3 o 4 y no es seguro suponer que pueda tener lugar una redistribución de las tensiones de construcción. Por consiguiente, es necesario realizar con cierto detalle la previsión del aumento de las tensiones en todo el proceso de construcción. La figura 21 muestra la secuencia de un típico puente de carretera mixto y de tres tramos. Cada caso se analiza elásticamente y las tensiones se suman en las secciones transversales críticas.

5.3 Acciones variables en la estructura finalizada

Se requiere una capacidad técnica y un esfuerzo de cálculo considerables para determinar los efectos de las acciones variables críticas en todas las secciones transversales del puente.

El análisis tiene que determinar los valores predominantes en los siguientes efectos globales:

- momentos longitudinales positivos dentro del tramo
- momentos longitudinales negativos en los apoyos internos
- mayores momentos longitudinales en los cambios de la sección transversal de las jácenas
- cizallamientos máximos en las estructuras de apoyo
- cizallamientos máximos en los cambios de resistencia del alma
- reacciones máximas
- combinaciones críticas de momento y cizallamiento (generalmente en las estructuras de apoyo)
- torsiones máximas (generalmente muy críticas para secciones en cajón)
- momentos, cizallamientos y torsiones máximas en los travesaños, arriostramiento transversal y losas

Además, es necesario determinar los valores predominantes en los momentos, cizallamientos y torsiones de carga sobre la losa de hormigón o el tablero ortótropo.

Los métodos nacionales de este análisis varían considerablemente, al menos, en parte, en respuesta a las variaciones en las especificaciones nacionales sobre cargas. No obstante, es posible identificar algunas tendencias generales.

- la mayor parte del análisis global se lleva a cabo mediante el análisis del emparrillado.
- aún se utilizan las líneas de influencia; a veces sólo para identificar las ubicaciones críticas para vehículos pesados y cargas lineales y algunas veces para la determinación de valores numéricos. Pueden desarrollarse mediante el uso de coeficientes de distribución transversal o se pueden determinar por medio del análisis del emparrillado
- la mayoría de los países especifican uno o dos tipos de vehículos pesados, generalmente con disposiciones definidas sobre ejes y ruedas. Rigen los efectos globales de puentes de pequeña y mediana luz. Se aplican en posiciones específicas de la estructura. Estas posiciones pueden estar determinadas por una inspección general o por el examen de las líneas de influencia. Algunos programas informáticos actuales poseen prestaciones de escalonamiento automático de carga, tanto a lo largo como de un lado a otro del puente, con rutinas de búsqueda para determinar los valores máximos y mínimos.
- las cargas lineales se aplican en ubicaciones específicas, generalmente en el centro del vano o cerca de las estructuras de apoyo.
- las cargas repartidas se aplican en todas las longitudes de las líneas de influencia positivas o negativas. Por ejemplo, los tramos contiguos reciben carga para determinar los momentos predominantes en las estructuras de apoyo, se carga sólo un tramo para determinar el momento predominante en el centro del vano.
- las rutinas de software de suma automática se generalizan cada vez más para determinar los valores predominantes en los efectos de las acciones.
- el análisis local de losas y tableros se lleva a cabo por separado. Esta cuestión se aborda en la Lección 18.3.

6. RESUMEN FINAL

- Las cargas en los puentes se tratan con una mayor precisión que en muchos otros tipos de estructuras.
- Las cargas de puentes de carreteras especificadas comprenden las cargas de vehículos pesados, las cargas repartidas uniformemente, las cargas lineales y las cargas por rueda única.
- Las cargas de ferrocarriles especificadas comprenden las cargas concentradas, precedidas y seguidas de cargas repartidas uniformemente.
- Generalmente, las cargas cuasiestáticas incorporan efectos dinámicos.
- También es necesario tener en cuenta las acciones del viento, térmicas, sísmicas y de construcción.
- Se utilizan diferentes coeficientes parciales de seguridad para distintas combinaciones de acciones, para alcanzar la mayor fiabilidad global, de forma económica.
- En la mayoría de los puentes, es necesario sumar los efectos del proceso de construcción.
- Es necesario considerar detenidamente un amplio conjunto de efectos de acciones variables, con el fin de determinar los momentos, cizallamientos y torsiones predominantes en las secciones transversales críticas.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 1: "Basis or Design of Actions on Structures", CEN

[2] Eurocode 3: "Design of Steel Structures" Part. 2: Bridges and Plated Structures, CEN

[3] Eurocode 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures" Part. 2: Bridges, CEN

[4] Sanpaolesi, L., Sedlacek, G., Merzenich, G.M. "The Development of European Codes and Supporting Standard for the Design of Bridges,". ECCS 2nd International Symposium on Steel Bridges, Paris, April 1992.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.3: Tableros de Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir los tipos de tableros utilizados en puentes de carreteras y ferrocarriles y sus métodos de diseño y construcción.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 18.1: Elección Conceptual

LECCIONES AFINES

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas

Lección 18.5: Puentes de Celosías

Lección 18.6: Puentes de Vigas Cajón

Lección 18.7: Puentes Arco

Lección 18.8: Puentes Atirantados

Lección 18.9: Puentes Colgantes

Lección 18.10: Equipamiento del Puente (Apoyo, Pretiles, etc.)

RESUMEN

El tráfico del puente se hace pasar directamente sobre el tablero del puente. En los puentes de carreteras, la losa de hormigón constituye un tipo de tablero muy frecuente y su utilidad aumenta aún más cuando se utilizan métodos de construcción mixtos. Los nuevos puentes que han adoptado el sistema integral de tablero y ala de acero han rigidizado el tablero mediante rigidizadores longitudinales, que constan o bien de barras verticales simples o bien de perfiles en U de gran resistencia a la torsión. Estos rigidizadores longitudinales funcionan en parte como largueros y en parte como rigidizadores de chapa. En los puentes de ferrocarriles, la vía férrea se lleva sobre tirantes transversales, que pueden estar directamente sobre las jácenas o sobre traviesas que descansan sobre balasto. El balasto contribuye a reducir el ruido y la vibración y permite un mantenimiento continuo de la vía férrea.

1. INTRODUCCIÓN

La función principal de un tablero de puente es proporcionar apoyo a las cargas verticales locales (procedentes del tráfico de las carreteras, de los ferrocarriles o de los peatones) y transmitir estas cargas a la superestructura primaria del puente (figura 1(1)). Como resultado de su función, el tablero será continuo a lo ancho del tramo del puente y (excepto algunos puentes de ferrocarriles) continuo a través del tramo. Como consecuencia de esta continuidad, actuará como una placa (isótropa u ortótropa, dependiendo de la construcción) para soportar las cargas de áreas locales.

La continuidad garantiza que, ya se haya diseñado o no para hacer eso, tomará parte en la acción estructural global de la superestructura.

Las acciones estructurales globales pueden incluir:

- La contribución al ala superior de las jácenas longitudinales (figura 1(2)).
- La contribución al ala superior de los travesaños en las estructuras de apoyo y, cuando esté presente en las estructuras de vigas gemelas y travesaños, en todo el tramo (figura 1(3)).
- La estabilización de las jácenas longitudinales y los travesaños,(figura 1(4)).
- La actuación como un diafragma para transmitir las cargas horizontales a las estructuras de apoyo (figura 1(5)).
- El proporcionar un medio de distribución de la carga vertical entre las jácenas longitudinales (figura 1(6)).

Quizás sea necesario tener en cuenta estas acciones combinadas a la hora de verificar el cálculo del tablero. Lo más probable es que esto suceda cuando existen tensiones significativas procedentes de las acciones estructurales globales en la misma dirección que los momentos de flexión máximos, procedentes de las acciones locales del tablero, p. ej., en estructuras con travesaños en los que la dirección del momento máximo está a lo largo del puente.

El paso de cada carga por rueda provoca un ciclo completo de tensiones de flexión locales. El número de ciclos de tensión es, por lo tanto, mucho más elevado para el tablero que para el resto de la superestructura. Además, algunas de las acciones del tablero que surgen de su participación en el comportamiento global están sujetas a inversión total; un ejemplo es la distribución transversal de la carga vertical entre las jácenas. Por todos estos motivos, es probable que la fatiga determine el diseño del tablero del puente y no el resto de la superestructura.

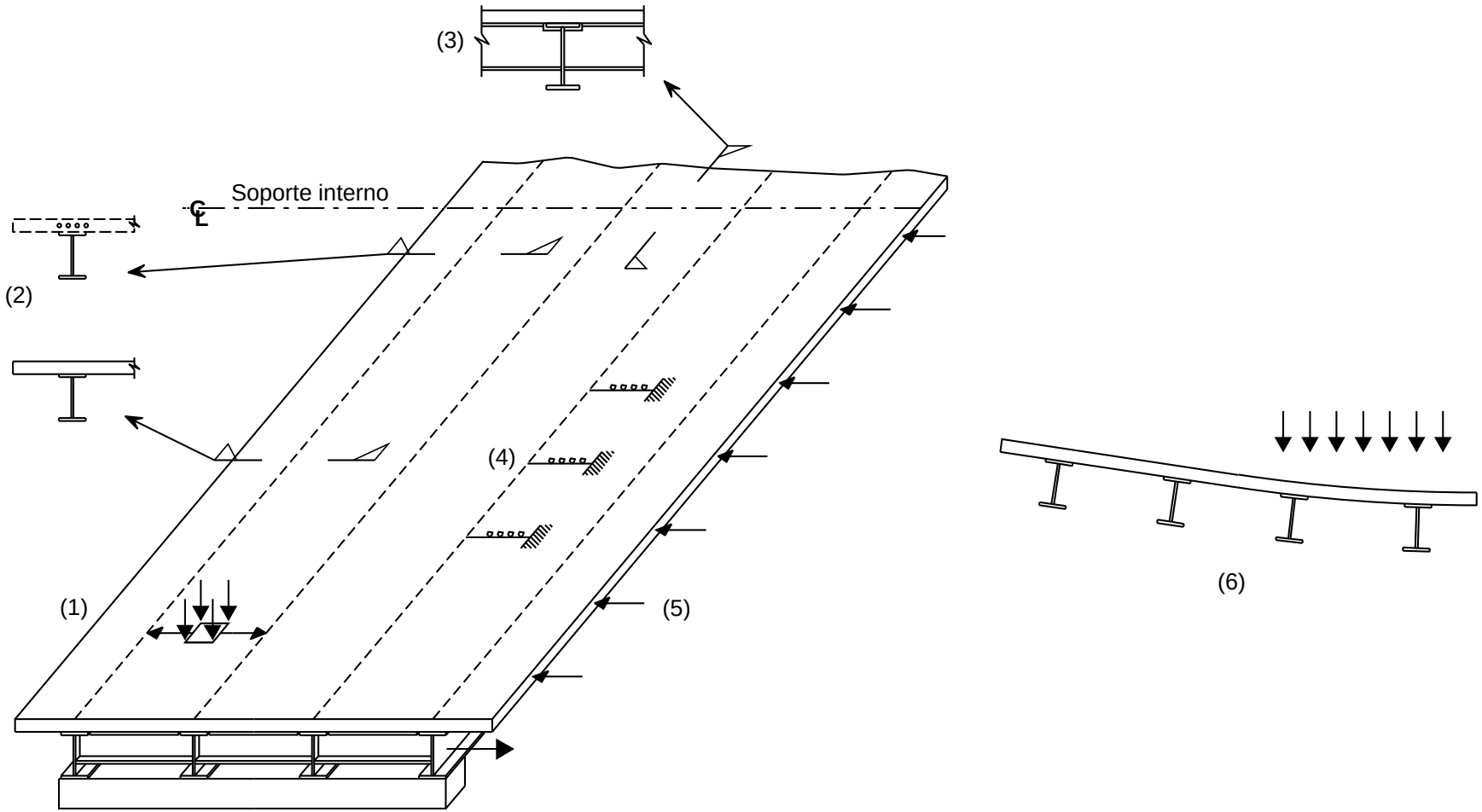


Figura 1 Acciones estructurales del tablero de un puente de carretera

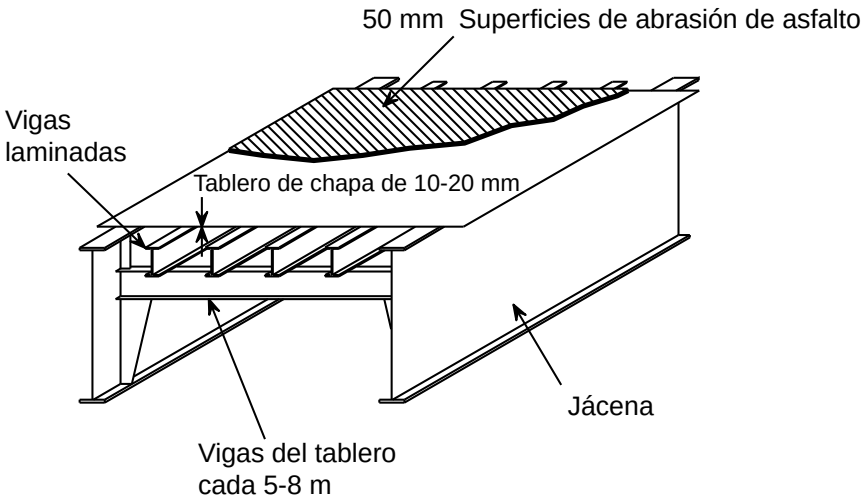
2. DESARROLLO HISTÓRICO

Los tableros modernos constan de losas de hormigón o tableros ortotrópicos de acero. A pesar de las diferencias entre los materiales, es posible identificar aspectos comunes en su desarrollo.

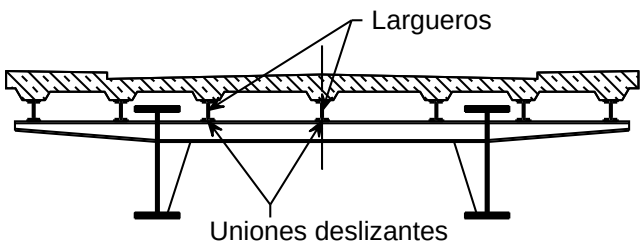
2.1 De la separación a la integración de funciones

En parte debido a la limitada comprensión del comportamiento y de los métodos de cálculo y en parte porque convenía a los métodos históricos de construcción, los primeros tableros estaban separados del resto de la superestructura. El "tablero de chapa rigidizada por la cara inferior con perfiles soldados" de acero, que se muestra en la figura 2(a), estaba formado por paneles de chapa soldados a vigas laminadas como rigidizadores que eran sustentados por, y que simplemente se extendían sobre, travesaños, que, a su vez, se extendían entre las jácenas principales. La estructura del tablero era relativamente alta, pero todavía podía caber dentro de la altura global de la viga de celosía. Un enfoque similar puede apreciarse en la losa del tablero de hormigón de la figura 2(b). La losa actúa en combinación con los largueros, pero no contribuye a la flexión global.

Aunque esta separación reducía la eficacia global del diseño, hay que señalar que desde luego favorece las reparaciones de los puentes. Por ejemplo, todo el tablero del puente Golden Gate de San Francisco se sustituyó durante la noche, permitiendo que el puente se siguiera utilizando durante el día.



(a) Tablero de chapa rigidizada con perfiles soldados

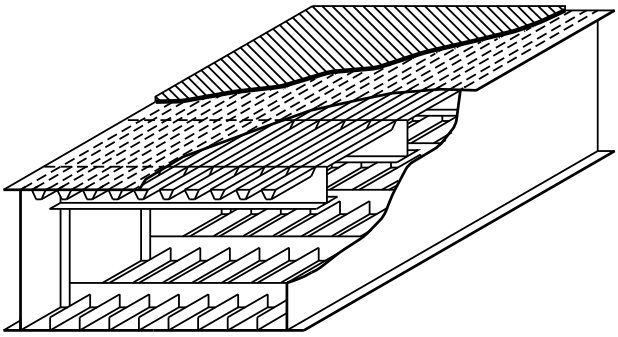


(b) Losa de hormigón

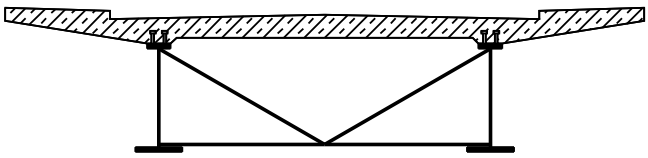
Figura 2 Primeros tableros de puentes para carreteras

Los tableros actuales, de ambos materiales, están totalmente integrados en la superestructura global, como se muestra en la figura 3. Estos tableros integrados mejoran considerablemente la economía de la estructura primaria. En la construcción totalmente de acero, los travesaños y las vigas principales no necesitan alas superiores separadas. Con un tablero de hormigón, los perfiles laminados (utilizados para travesaños y vigas principales en tramos cortos) serán bastante más ligeros. Generalmente, las alas superiores de las vigas compuestas serán la mitad de la sección transversal que se habría necesitado para una construcción que no sea mixta.

La desventaja de la construcción integrada es que la reparación o sustitución del tablero resulta difícil y generalmente requiere un cierre prolongado del puente.



(a) Tablero de acero ortotrópico



(b) Tablero compuesto

Figura 3 Actuales tableros de puentes para carreteras

2.2 Una mayor sencillez

El creciente ratio entre los costes de mano de obra y materiales ha favorecido el desarrollo de formas de construcción más sencillas. El desarrollo de modernas técnicas de soldadura ha contribuido de forma considerable a esta simplificación.

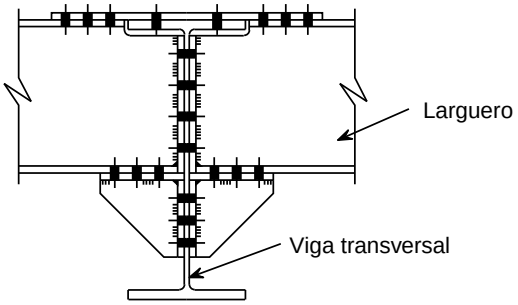
Por ejemplo, los primeros intentos para disponer los largueros y los travesaños al mismo nivel hicieron necesaria la unión atornillada o remachada que se muestra en la figura 4a. El equivalente moderno de la figura 4b ya se realiza con una soldadura fiable.

2.3 Evolución del larguero en los tableros de acero

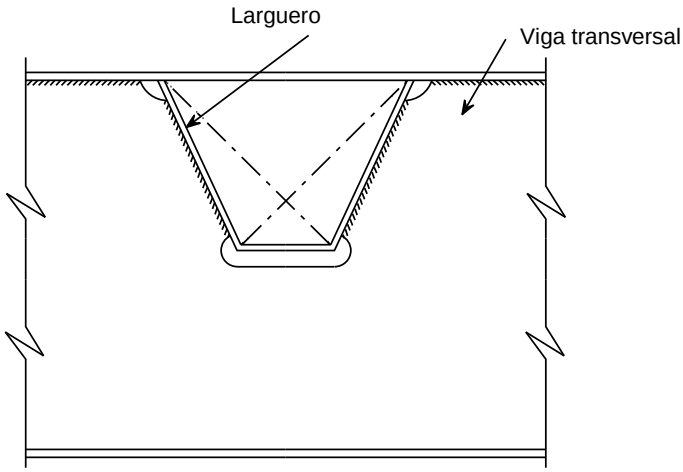
Un aspecto muy importante del desarrollo histórico de los tableros de acero es la evolución de la forma de rigidizadores o largueros longitudinales. Al principio, sólo se emplearon los rigidizadores abiertos mostrados en la figura 5a. Es sencillo trabajar con perfiles planos (i) y (ii), pero son relativamente ineficaces a flexión; perfiles planos con nervios (iii) son más eficaces a flexión, pero tienen tendencia a una inestabilidad lateral; los aceros en T (iv) y los perfiles angulares (v) ofrecen una buena combinación de resistencia a la flexión longitudinal y resistencia al pandeo lateral. Todos estos rigidizadores abiertos poseen la desventaja básica de que son flexibles a torsión. Su uso da lugar a un panel que es sólidamente ortotrópico y de poca resistencia a la torsión (Dx >> Dy ó Dxy). Dichos paneles son ineficaces para la distribución transversal de las cargas locales, lo que da lugar a una reducida anchura útil a flexión y altas tensiones longitudinales bajo cargas en áreas locales.

Sería posible, aunque caro, introducir rigidizadores transversales locales para aumentar Dy, pero es factible aumentar Dxy y, por consiguiente, mejorar la distribución transversal, mediante el uso de rigidizadores cerrados. La figura 5b muestra los rigidizadores cerrados que se han desarrollado. Al principio, se creó el rigidizador "de copa de vino" (i) para los primeros puentes del Rin, de la posguerra en Alemania. Este rigidizador ofrecía una buena combinación de resistencia a la flexión y a la torsión, pero su fabricación era costosa. Posteriormente, aparecieron el rigidizador en V y el rigidizador trapezoidal. El último ofrece una mejor resistencia a la flexión que el primero, aunque pierde algo de resistencia a la torsión a partir de la distorsión de la sección transversal.

Los primeros tableros de chapa rigidizada por la cara inferior con perfiles soldados, estaban diseñados para formar un conjunto con el alma del travesaño, por ejemplo (a)(i). Esto dio lugar a un rendimiento a fatiga muy escaso para los largueros. Posteriormente, se hizo frecuente acanalar el alma y tener largueros continuos, por ejemplo (a) (iv) + (v) y (b) (ii) y (iii). Con aberturas convenientemente redondeadas en el alma, no se produce ningún problema de fatiga en ese elemento. Es necesario señalar que las fibras extremas de los largueros tampoco se sueldan, mejorando de ese modo su rendimiento de fatiga.



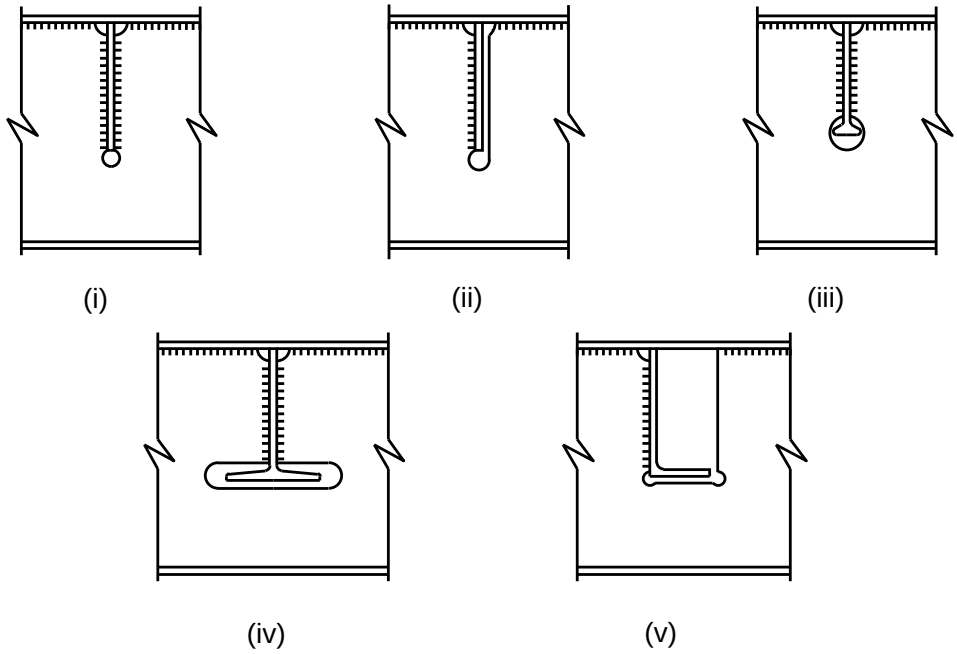
(a) Primeras construcciones con uniones atornilladas o con remaches



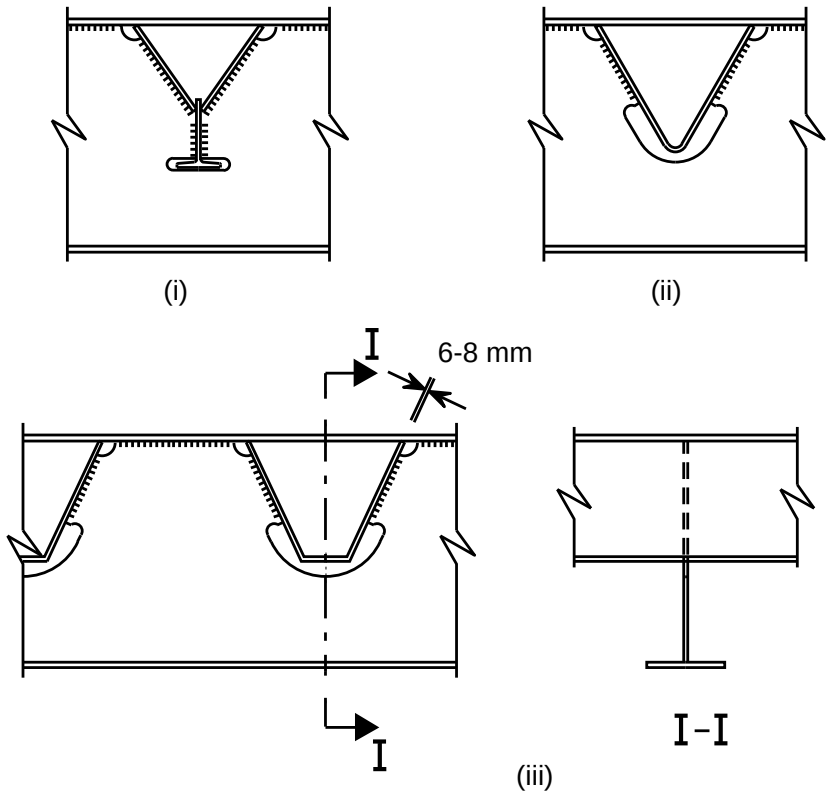
(b) Actual construcción por soldadura

Nota: Orientaciones diferentes de los diagramas para ilustrar las uniones

Figura 4 Intersecciones de largueros/vigas transversales



(a) Rigidizadores abiertos, con poca resistencia a la torsión



(b) Rigidizadores cerrados, con gran eficacia contra la torsión

Figura 5 Rigidizadores (largueros) para tableros de acero ortotrópico

3. TABLEROS ACTUALES PARA PUENTES DE CARRETERAS

3.1 Losas de Hormigón Armado para Puentes Mixtos

3.1.1 Tramos y cantos

Se utilizan losas de hormigón armado en una amplia variedad de puentes mixtos. Cuando están sustentadas en apoyos cercanos, es decir, hasta 3,5 m (como se muestra en la figura 6a), generalmente tendrán un canto uniforme de 220 a 250 mm.

También se usan losas de hormigón para jácenas ampliamente separadas, tal como se muestra en la figura 6b. En estos casos, el ahorro económico que se puede lograr mediante la reducción del peso propio justifica el coste adicional del uso de losas de canto variable, tal como se muestra.

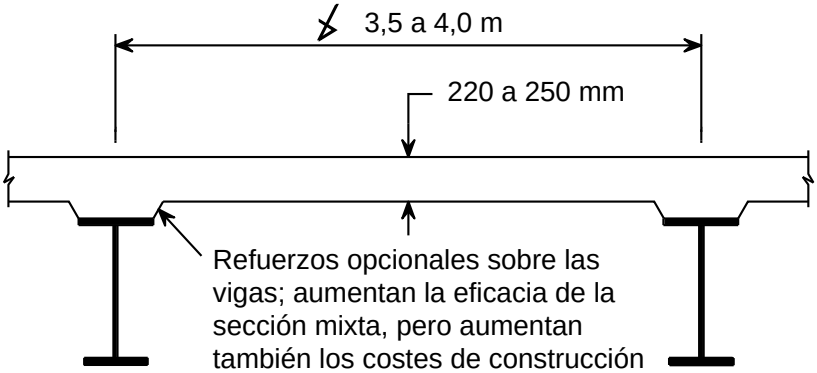
3.1.2 Métodos de construcción

Es posible, y aún es bastante frecuente, verter el hormigón de la losa a pie de obra, en un encofrado convencional. Sin embargo, se ha dedicado una considerable inventiva a mejorar esta forma de construcción. Entre los ejemplos se incluyen:

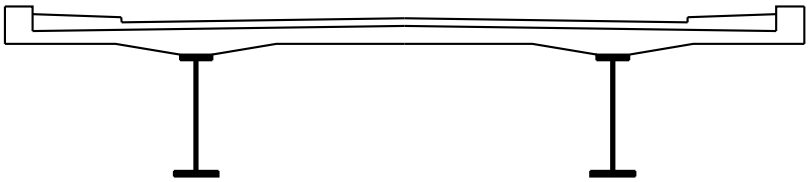
- Uso de unidades prefabricadas de canto completo, con cavidades para albergar los conectores. Se utiliza la inyección de lechada de cemento para completar estas cavidades y rellenar la junta entre losas contiguas (figura 7a).
- Uso de unidades prefabricadas de canto completo, con tornillos por fricción de alta resistencia (figura 7b y c).
- Uso de encofrado permanente de plástico reforzado con fibra de vidrio.
- Uso de chapa de acero rigidizada como armadura externa. La chapa se une al hormigón mediante conectores de cizallamiento convencionales para formar una losa mixta.
- Uso de placas prefabricadas como encofrado permanente. Dependiendo del detalle de la armadura dentro de estas placas, pueden contribuir o no a la resistencia de la losa finalizada.

3.1.3 Métodos de análisis y diseño

Aparte de ciertos tipos de losas en las que se usan placas prefabricadas, todas las losas de

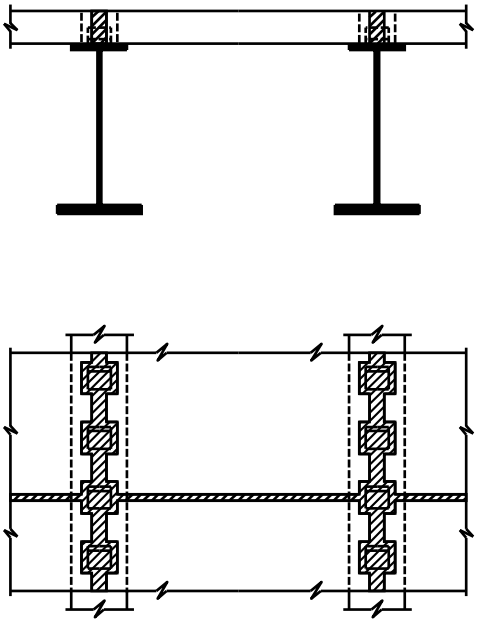


(a) Puente de vigas múltiples o de vigas transversales

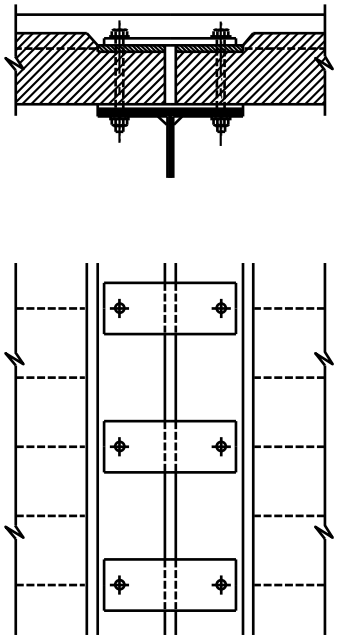


(b) Puente de vigas gemelas sin vigas transversales

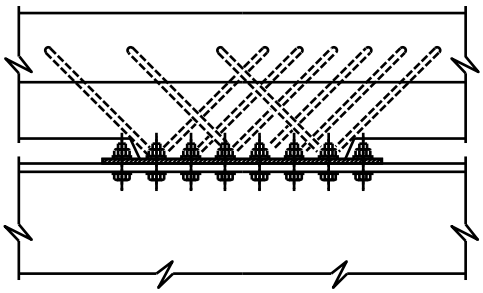
Figura 6 Proporciones habituales de los tableros de hormigón armado en puentes de carreteras

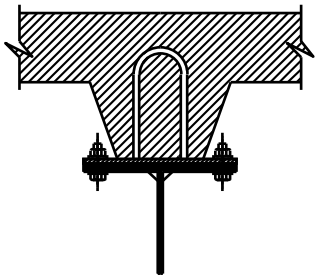


(a) Elemento totalmente prefabricado



(b) Elemento totalmente prefabricado con tornillos de alta resistencia que trabajan por fricción





(c) Elemento totalmente prefabricado con tornillos de alta resistencia que trabajan por fricción

Figura 7 Métodos de evitar encofrados convencionales para tableros de hormigón armado

hormigón armado son isotrópicas y pueden analizarse mediante métodos sencillos. Es necesario que el análisis tenga en cuenta los diversos modos de comportamiento de la losa.

- Contribución a la flexión longitudinal global de las jácenas primarias

  La anchura útil de la losa se incluye en el coeficiente de las jácenas. La tensión resultante, la compresión en el centro del vano y la tracción en las estructuras de apoyo pueden determinarse inmediatamente a partir del análisis global. Es probable que las zonas del centro del vano sean satisfactorias a compresión; las zonas de las estructuras de apoyo generalmente requieren una armadura adicional, que debería colocarse dentro de la anchura útil de la losa.

- Contribución a la flexión global de los travesaños (cuando existan)

  El tratamiento es similar al de las jácenas longitudinales.

- Contribución al comportamiento global de la estructura, p. ej., la distribución transversal de las cargas locales entre dos jácenas contiguas

  También debe considerarse este efecto dentro del análisis global. Generalmente, la losa es sustituida por vigas equivalentes en el análisis del emparrillado, tal como se muestra en la figura 8. Se recomienda repartir cada tramo en no menos de ocho partes, con el fin de garantizar el modelo adecuado de la estructura. El cálculo de la resistencia a la flexión de cada "viga" es sencillo; se supone que la losa no presenta fisuras y es totalmente eficaz. También es necesario determinar la resistencia a la torsión de la losa: la mejor forma de hacerlo es distribuir la resistencia a la torsión total de manera equitativa entre las vigas transversales y las vigas gemelas longitudinales, es decir, asignar-

  la $\frac{d^3}{6}$ por anchura unitaria en ambas direcciones, donde d es el canto de la losa.

- Acción de flexión local para transferir las cargas por rueda y otras cargas locales a la superestructura principal

  Solamente se requiere el análisis de la losa próxima a la carga por rueda. La mayoría de las situaciones prácticas se

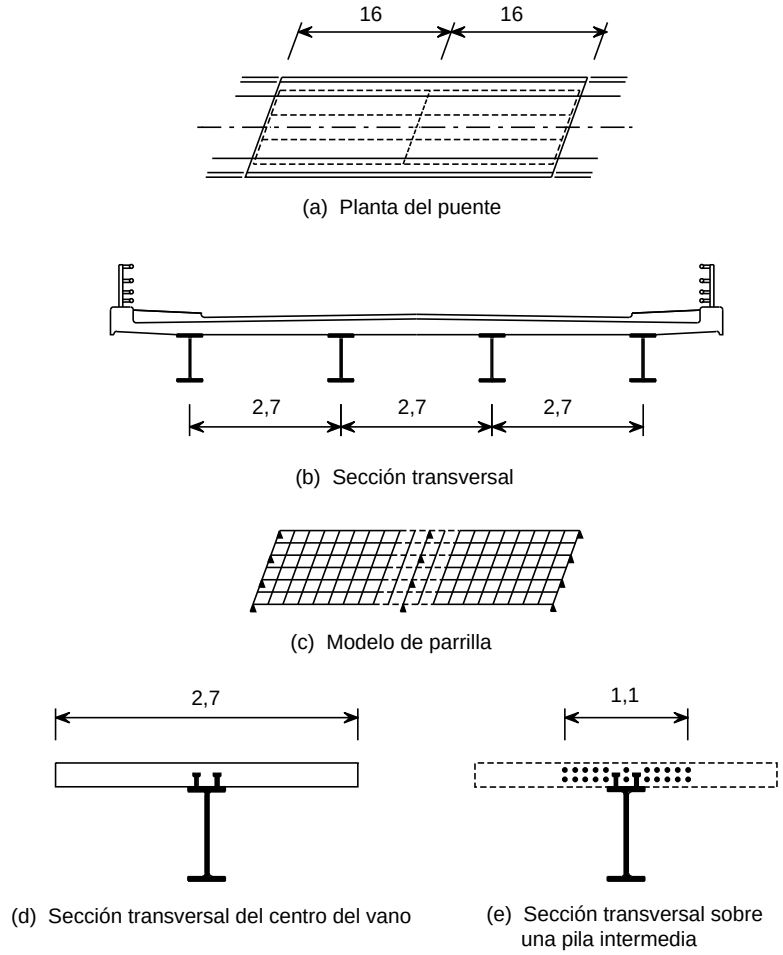


Figura 8 Análisis de una parrilla de un puente mixto, considerando el tablero como conjunto equivalente de vigas

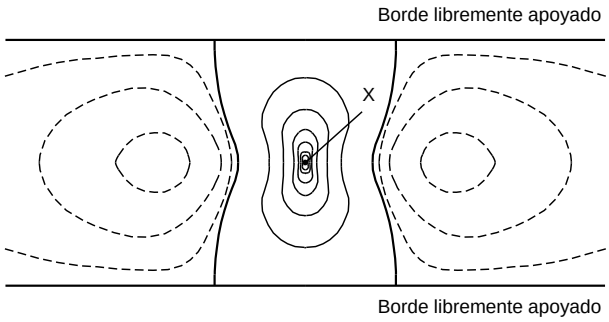


Figura 9 Ejemplo de un gráfico de Pucher para la determinación de momentos debidos a cargas de ruedas locales

pueden reducir a casos estándar y pueden evaluarse por medio de líneas de influencia [1]. En la figura 9, se realiza un corte esquemático de un gráfico típico (Gráfico de influencia de Pucher). Las cargas de áreas locales se aplican al gráfico de una forma que maximiza el volumen bajo la superficie de influencia. Entonces se evalúa numéricamente el volumen. La simplificación de las condiciones de apoyo para permitir el uso de gráficos estándar da lugar a una valoración moderada de los peores momentos.

Una vez que los métodos de cálculo han determinado la combinación global de momentos, esfuerzos axiales y cizallamientos en la losa, se puede comprobar su idoneidad a compresión y cizallamiento y se puede detallar la armadura de una forma convencional. Cierta armadura de compresión suele ser necesaria en las zonas de mayor momento.

3.2 Tableros de acero ortotrópicos

3.2.1 Introducción

Los tableros de acero ortotrópicos han estado sometidos a una considerable optimización práctica. La principal motivación de esta optimización ha sido desarrollar el tablero más barato que obtenga una longevidad a la fatiga satisfactoria. Se han producido problemas importantes de fisuración por fatiga, tanto en las soldaduras del rigidizador/tablero como en las uniones del rigidizador/travesaño. Lo primero ha dado lugar al uso de chapa de tablero más gruesa y soldaduras más resistentes a la fatiga; lo último ha originado una forma especial de unión soldada.

El resultado de esta optimización práctica ha sido el desarrollo del tablero ortotrópico "europeo" estándar que se describe a continuación.

3.2.2 Comportamiento estructural de los tableros de acero ortotrópicos

Aunque las funciones y las tensiones resultantes de los componentes de un puente de tablero superior de acero se interrelacionan estrechamente, es necesario, para los fines del diseño, tratar por separado los tres sistemas estructurales básicos, de la manera siguiente [2]:

Sistema I. El principal sistema de puente, en el que el tablero de acero actúa como una parte de los principales elementos sustentadores del puente.

En el cálculo de las tensiones de este sistema en los puentes de tipo jácena, toda el área de la sección transversal del tablero, incluidos los nervios longitudinales, puede considerarse realmente como un ala.

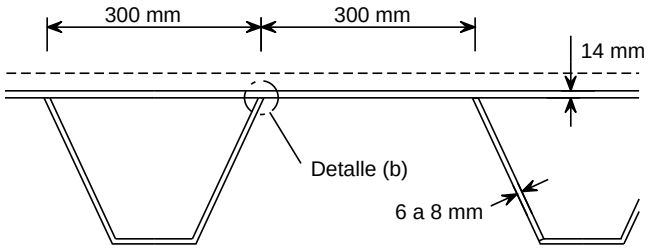
Sistema II. El tablero de chapa de acero rigidizada, que actúa como tablero del puente entre las barras principales, está formado por nervios, viguetas y la chapa del tablero como el ala superior común.

La principal contribución de Pelikan y Esslinger [3] radica en la predicción del com-

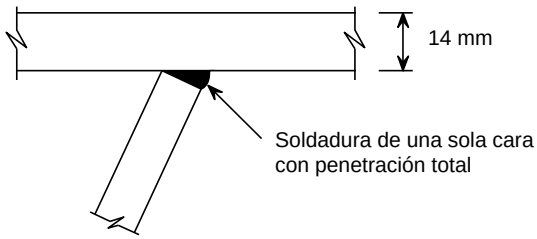
portamiento del Sistema II, la chapa ortotrópica continua sobre estructuras de apoyo flexibles.

Sistema III. La chapa del tablero, que actúa en flexión local entre los nervios, transmitiendo las cargas por ruedas a los nervios. Las tensiones locales de la chapa del tablero actúan principalmente en dirección perpendicular a los nervios y viguetas de apoyo y no se añaden directamente a sus otras tensiones.

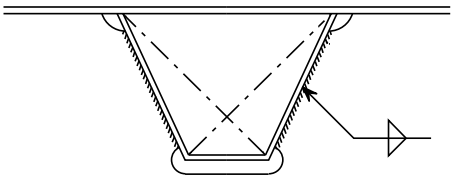
Las tensiones predominantes en el diseño del tablero se obtienen mediante la superposición de los efectos de los Sistemas I y II.



(a) Disposición general



(b) Detalle de soldadura tablero/rigidizador



(c) Detalle de conexión entre rigidizador y tablero

Figura 10 Tablero ortrópico estándar

3.2.3 El tablero ortotrópico "europeo" y los métodos de construcción

La figura 10a muestra la sección transversal básica de este tablero, que se considera que proporciona el diseño más rentable y resistente a la fatiga.

El detalle de construcción más importante es la soldadura del tablero/rigidizador. Para una fiable vida a la fatiga, es esencial una firme soldadura de penetración total (figura 10b). Esto puede conseguirse mediante un corte cuadrado en el extremo del rigidizador, siempre que se adopten procedimientos de soldadura idóneos y se consiga un ajuste bueno entre las dos chapas. Lo último requiere una cuidadosa fabricación del rigidizador del tablero inferior y abrazaderas y dispositivos de fijación adecuados en la línea de soldadura del panel.

Otro detalle importante es la conexión entre el rigidizador y el travesaño (o diafragma), que se muestra en la figura 10c. El rigidizador es continuo a través de una abertura en el diafragma, para garantizar la continuidad total. Solamente las almas del rigidizador se sueldan al diafragma; esto mejora el rendimiento de fatiga del rigidizador. Los "huecos de unión" superiores e inferiores poseen radios en las esquinas para reducir al mínimo las concentraciones de tensiones en el diafragma.

3.2.4 Métodos de cálculo y verificación del diseño

El análisis detallado del tablero ortotrópico está bien documentado [2, 4]. El método de cálculo más práctico es el de Pelikan y Esslinger. Este método se basa en la aplicación de la ecuación de Huber. Da por sentado que el sistema de tablero es una chapa ortotrópica, soportada rígida-

mente por sus vigas principales y soportada elásticamente por las viguetas.

El método de diseño se divide en dos etapas:

- En la primera etapa se asume que las viguetas, así como las vigas principales, son infinitamente rígidas.

- En la segunda etapa se aplica una corrección, considerando las viguetas como soportadas elásticamente. Las reacciones de la chapa sobre las viguetas se sustituyen por una carga proporcional en cada punto a la flecha de la vigueta. Los momentos totales se encuentran mediante superposición, debido a la influencia de cargas permanentes y no permanentes que asumen los apoyos rígidos y cargas no permanentes que asumen las viguetas elásticas.

Éstos son puntos de especial importancia:

1. La anchura útil de una chapa discretamente rigidizada es inferior a la de una chapa ortotrópica totalmente continua. En su determinación se debe admitir que sólo la chapa del tablero es continua.

2. Los rigidizadores en forma de tablero inferior no son totalmente eficaces a torsión, debido a la distorsión de la sección transversal. Se dispone de orientación sobre los métodos apropiados para dar cabida a esta reducción de la rigidez.

En principio, el diseño del tablero debe verificarse por separado en cuanto a resistencia estática y resistencia a la fatiga. En cuanto a la resistencia estática, es necesario comprobar los componentes individuales del tablero respecto a las siguientes tensiones, en combinación:

1. Tensiones longitudinales provocadas por la participación en la flexión global de la superestructura.

2. Tensiones transversales provocadas por la participación en la flexión del diafragmas.

3. Tensiones longitudinales y tensiones tangenciales provocadas por la flexión de la chapa rigidizada entre diafragmas.

4. Flexión transversal de la chapa del tablero entre almas del tablero inferior.

En cuanto a la carga de fatiga, las zonas críticas son las identificadas en el punto 3.2.3 anterior. En la práctica, la idoneidad se ha demostrado mediante la experiencia más que mediante el cálculo de los muy complejos campos de tensiones elásticas.

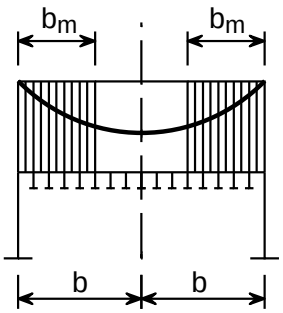
Generalmente, las alas de las secciones transversales de los puentes son relativamente amplias respecto a sus tramos. Por consiguiente, es necesario incluir los efectos del desfase cortante en el análisis de la flexión.

Los efectos del desfase cortante hacen que la distribución de las tensiones en la sección transversal sea no-lineal. Los valores de tensión máxima tienen lugar en las uniones de ala con alma. La anchura útil viene definida por la condición de que las tensiones en la unión de ala con alma, de acuerdo con la teoría de la flexión, deben ser idénticas a las tensiones máximas calculadas mediante la aplicación de la teoría matemática de la elasticidad.

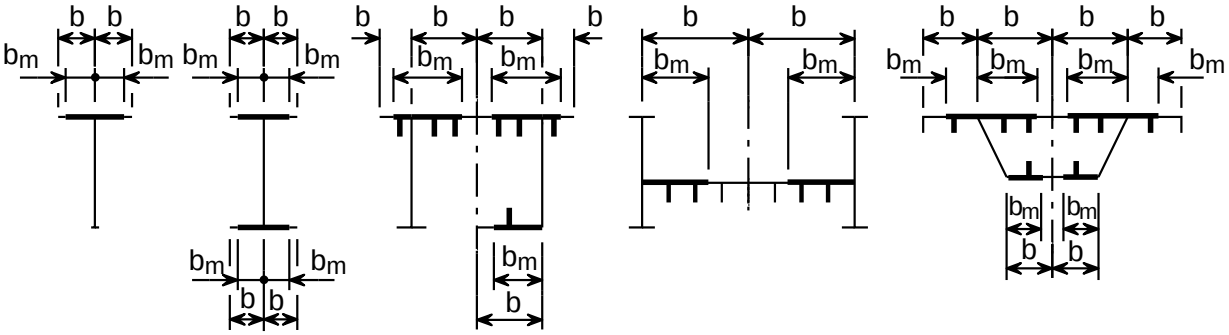
La anchura útil b_m se define como la anchura de una superficie rectangular de altura $(dx)_{máx}$, que tiene la misma superficie que el área del diagrama de tensión. La anchura útil, figura 11a, se calcula mediante la siguiente ecuación.

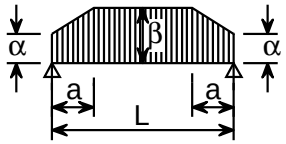
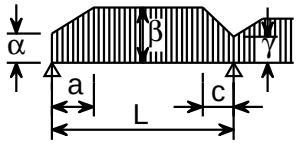
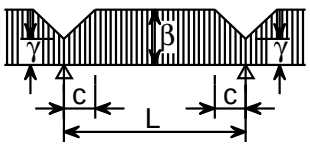
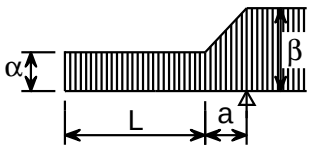
$$b_m = \frac{\int_0^b \delta_x \, d_y}{(\delta_x)\big|_{y=b}}$$

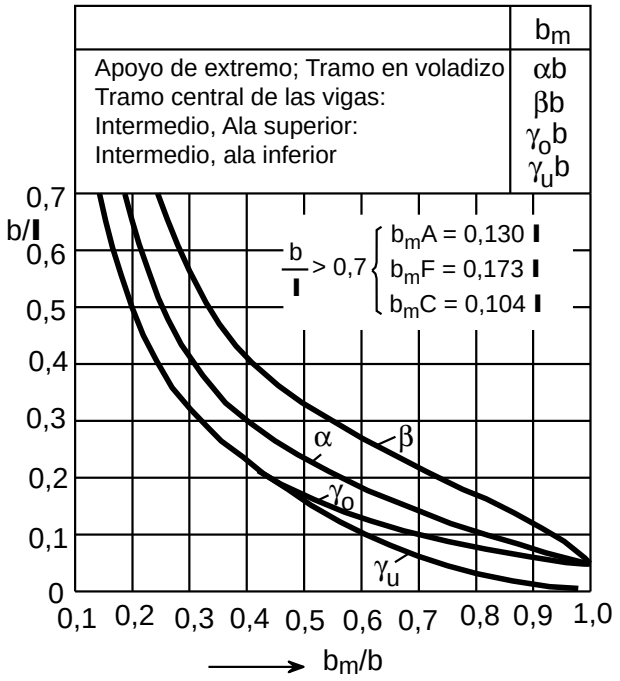
Para resolver esta ecuación, fue necesario establecer ecuaciones diferenciales simultá-



(a)



	Sistemas	b_m/b	
1	Simple apoyo vigas		L
2	Vigas continuas — Tramo final		0,8 L
3	Vigas continuas — Tramo central		0,6 L
4	Tramo voladizo		L
a = b, pero no mayor que 0,25 L; c=0,1 L			



(b)

Figura 11 Definición de la anchura eficaz b_m

neas para determinar tanto la flecha de la jácena como los desplazamientos axiales en cualquier punto de la chapa.

La mayoría de las situaciones prácticas pueden reducirse a casos estándar y evaluarse mediante gráficos y tablas estándar (figura 11b).

4. TABLEROS ACTUALES PARA PUENTES DE FERROCARRILES

4.1 Renovación de estructuras

La mayoría de los diseños actuales de puentes de ferrocarriles consisten en renovaciones de las estructuras desgastadas existentes. En el diseño predomina la necesidad de completar la renovación y reabrir la línea de ferrocarril dentro de un plazo de tiempo muy limitado, generalmente una semana.

4.2 Nuevos trazados

Cuando se está creando una nueva línea o variante, el criterio más importante es uno inusual en las estructuras metálicas, el del ruido. Algunos puentes de acero anteriores se construyeron con traviesas que proporcionaban más o menos un apoyo directo para los raíles (figura 12a, b y c). Se eliminó el balasto tradicional. Estas estructuras han resultado ser muy ruidosas, desde luego demasiado ruidosas para ubicaciones cercanas a los espacios residenciales y probablemente demasiado ruidosas para los pasajeros. Este problema se ha superado mediante la reintroducción del balasto en todo el puente (figura 12d y e). El balasto presenta la ventaja adicional de garantizar que el mantenimiento de las vías y el trazado de la línea son similares dentro y fuera del puente.

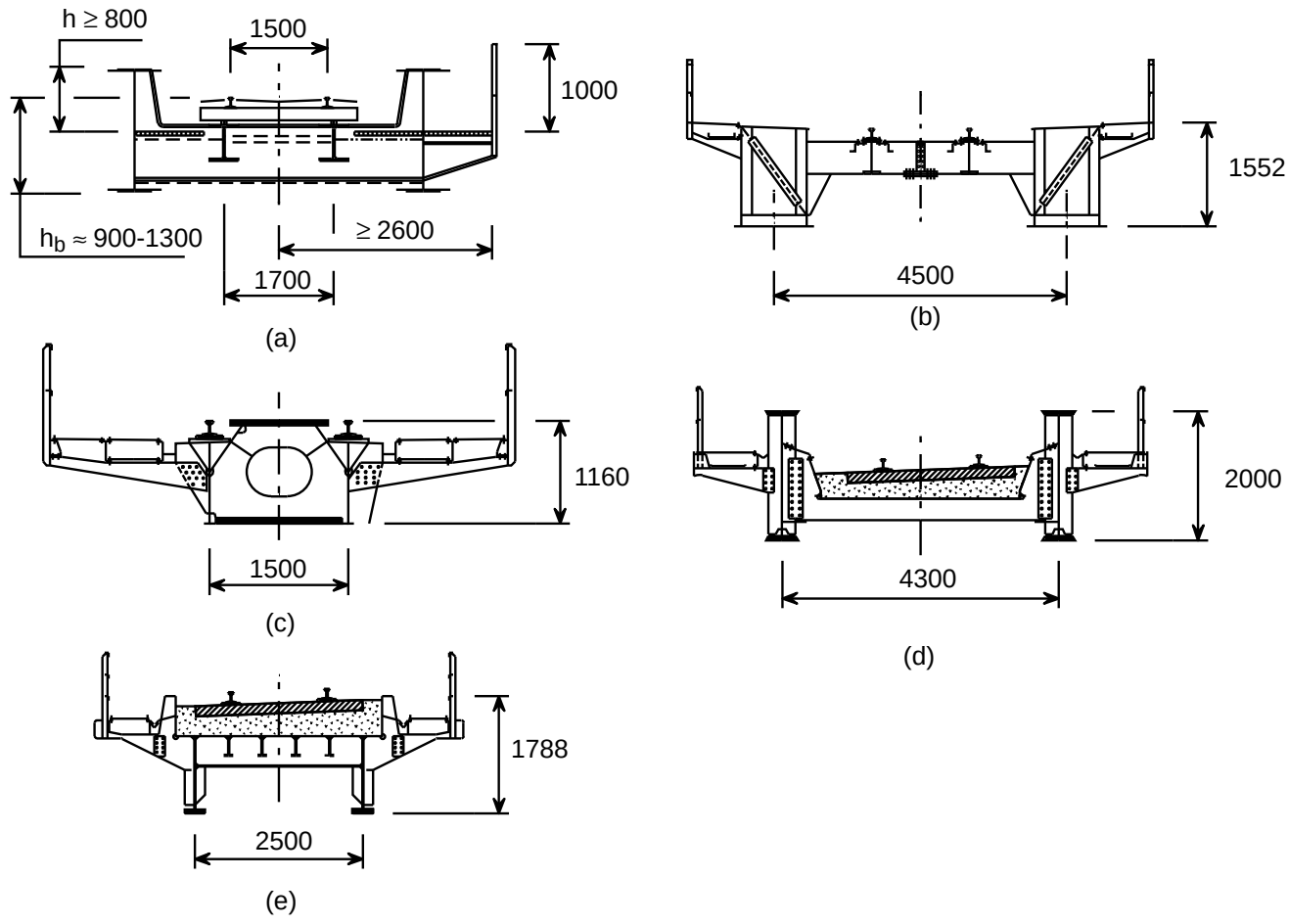


Figura 12 Tableros para puentes de ferrocarril

5. RESUMEN FINAL

- Tableros de Puentes:
  - Proporcionan apoyo a las cargas locales.
  - Contribuyen a la flexión longitudinal y transversal globales.
  - Estabilizan la estructura primaria.
  - Actúan como diafragmas.
  - Contribuyen a la distribución transversal de la carga entre las jácenas primarias.
- Los tableros de puentes son propensos a la fatiga.
- Los tableros actuales de puentes se integran en el comportamiento global del puente.
- En los puentes mixtos se utilizan ampliamente losas de hormigón armado, a menudo con diversas formas de encofrado permanente.
- Se ha desarrollado un tablero ortotrópico europeo estándar.
- Los tableros actuales de puentes de ferrocarriles están:
  - Diseñados para una rápida construcción durante la renovación del puente.
  - Diseñados para soportar el balasto de las vías, con el fin de reducir al mínimo el ruido.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Design Guide for Continuous Composite Bridges: 1 Compact Sections SCI Publication 065, 1989.

[2] Troitsky, M. S., Orthotropic Bridges, Theory and Design, The Forms F Lincoln Arc Welding Foundation, 1987.

[3] Pelikan, W and Esslinger, M, Die Stahlfahrbahn Berechnung und Konstruktion. MAN ForschHeft, 1957, 7.

[4] Cusens, A. R. and Pama, R. P., Bridge Deck Analysis, John Wiley and Sons, London, 1975.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Design Guide for Simple Supported Composite Bridges SCI Publication 084, 1991.

2. Design Guide for Continuous Composite Bridges: 2 Non-Compact Sections, SCI Publication 066, 1989.

3. Baidar Bakht, Leslie G. Jaeger, Bridge Analysis Simplified, McGraw-Hill Book Company, New York, 1985.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir el diseño de los puentes de vigas armadas y laminadas para aplicaciones de puentes de carreteras, ferrocarriles y pasarelas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 10.4.1: Comportamiento y Diseño de Vigas Armadas I

Lección 10.4.2: Comportamiento y Diseño de Vigas Armadas II

Lección 10.4.3: Diseño de Vigas Armadas - Particularidades

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.2: Acciones en Puentes

Lección 18.3: Tableros de Puentes

Lección 18.10: Equipamiento del Puente

Lección 18.11: Cubrejuntas y otras Conexiones en Puentes

Lección 18.12: Introducción a la Construcción de Puentes

RESUMEN

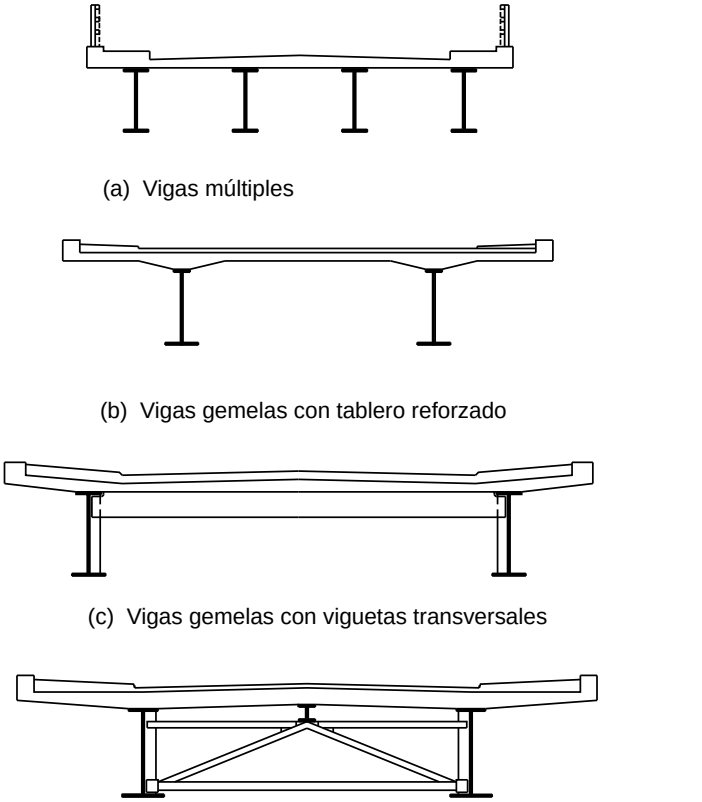
Esta lección identifica los principales tipos de puentes de vigas armadas mixtas y no mixtas que se utilizan para puentes de carreteras, ferrocarriles y pasarelas. Trata sobre planes de conjunto globales, tipos de continuidad, proporciones de las jácenas, separaciones de jácenas longitudinales y travesaños y elección de losas de tableros. Ofrece una orientación para el dimensionado inicial de las formas más generalizadas de construcción. Habla sobre los medios con los que las jácenas pueden estabilizarse frente al pandeo lateral-torsional y distorsional. Ofrece una orientación para el proyecto detallado, desde el análisis global hasta los detalles importantes.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La viga laminada simple es quizás el elemento más básico, aunque no necesariamente la más eficaz. A diferencia del arco, la viga soporta las cargas aplicadas principalmente por la flexión y el cizallamiento asociado. La distribución del material dentro de la sección de la viga laminada o armada se selecciona cuidadosamente para cumplir este requisito: el material necesario para soportar las tensiones de flexión se sitúa en las extremidades superior e inferior de la sección, para obtener la máxima eficacia, mientras que normalmente se asume que el alma (generalmente el canto) que separa las alas resistirá todo el esfuerzo cortante aplicado a la sección.

Dependiendo de los tramos que existan, la intensidad de la carga, los costes de manipulación del acero y cualquier requisito especial geométrico y/o estético de la estructura, se debe tomar una decisión sobre si se van a utilizar perfiles de viga laminada o armadas.



(a) Vigas múltiples

(b) Vigas gemelas con tablero reforzado

(c) Vigas gemelas con viguetas transversales

(d) Vigas gemelas con barras de arriostramiento intermedias

Figura 1 Puentes mixtos de vigas compuestas y de alma llena

Las vigas armadas y laminadas se utilizan en diversas formas de puentes [1-4]. La figura 1 muestra los tipos básicos de puentes mixtos. En la figura 1a las vigas principales poco espaciadas soportan directamente un tablero de grosor uniforme. Esta forma de construcción es muy sencilla y se utiliza ampliamente. Sin embargo, su economía es reducida porque existe mucha más capacidad de cizallamiento de la que es necesaria, es decir, existen demasiadas almas. Si se reduce el espesor de las almas de forma que reciban una tensión más alta, requerirán una rigidización considerable y costosa.

En la figura 1b la economía del cizallamiento se ha mejorado bastante, puesto que sólo existen dos jácenas, el mínimo número posible. Éstas se encuentran ahora mucho más separadas y la losa generalmente estará reforzada para proporcionar suficiente resistencia a la flexión transversal.

En separaciones mayores de jácenas, el espesor de la losa necesario aumenta más allá de su límite económico. Por consiguiente, se introducen travesaños, como se indica en la figura 1c. No existe realmente ningún límite para la anchura de esta forma de construcción.

Como solución intermedia, también se han desarrollado las vigas gemelas con secciones transversales de larguero intermedio, que se muestran en la figura 1d. La presencia del larguero asemeja la distancia de apoyo de la losa a la de los puentes de jácenas múltiples. El larguero, mucho más delgado que las vigas laminadas principales, tiene que estar sustentado

por un sólido arriostramiento transversal. La resistencia al esfuerzo cortante longitudinal de las dos vigas principales se limita ahora al mínimo requerido. No obstante, este sistema sí que requiere un importante arriostramiento transversal que reduce considerablemente la economía global.

Los puentes no mixtos pueden adoptar cualquiera de las formas estructurales mostradas en la figura 1, en las que la losa de hormigón se ha sustituido por un tablero de acero ortotrópico. Dichas estructuras sólo pueden justificarse cuando exista una necesidad primordial de reducir al mínimo el peso estructural.

Con más frecuencia, las vigas armadas no mixtas se usan para los puentes de viga de tablero inferior o de tablero intermedio que aparecen en la figura 2. El tablero puede ser de hormigón, sustentado por, y generalmente actuando en combinación con, travesaños de acero, o bien de acero rigidizado ortotrópicamente.

1.2 Tipos de aplicaciones

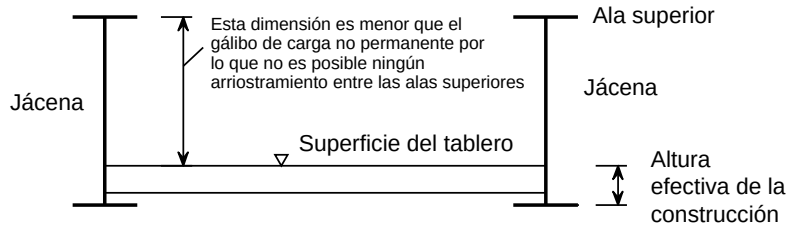
Los puentes de vigas mixtas de alma llena se utilizan principalmente para puentes de carreteras o pasarelas. Los puentes de vigas armadas y laminadas de acero no mixtas pueden usarse para soportar cargas de carreteras, ferrocarriles o peatones. Una de las aplicaciones más especializadas se encuentra en el diseño de rampas para el acceso a ferries de autotransbordo.

1.3 Campo de aplicación

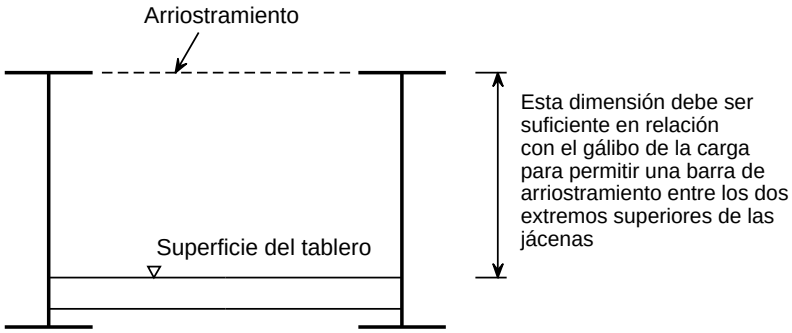
Los puentes mixtos con vigas laminadas universales pueden salvar una luz de hasta 30 m para tramos simples y de hasta 35 m para una estructura continua. Sin embargo, las vigas laminadas universales sólo se pueden utilizar para tramos próximos al extremo superior de estos intervalos si la separación de jácenas se reduce considerablemente. En muchos de estos casos, será más económico utilizar vigas armadas.

Las vigas armadas mixtas se pueden usar para la gran mayoría de los puentes de media luz. Cuando los tramos superan una distancia comprendida entre 80 y 100 m, es probable que se prefieran las vigas en cajón, debido a sus mejores propiedades torsionales y estéticas.

Se pueden usar jácenas no mixtas para tramos comprendidos entre 20 y 100 m.



(a) Puente de viga de tablero intermedio



(b) Puente de viga de tablero inferior

Figura 2 Secciones de los puentes de viga de tablero intermedio e inferior

1.4 Tipos de puentes de vigas de tablero inferior

Es necesario definir los términos de puentes de “viga de tablero inferior” y “viga de tablero intermedio”. Estos términos son frecuentes en el Reino Unido, pero no parecen tener equivalentes directos en otros muchos países. La figura 2 muestra estos dos tipos de secciones transversales y define la diferencia esencial existente entre ellos. Deben destacarse dos puntos importantes:

- es poco probable que se usen vigas armadas o vigas laminadas en la construcción de puentes de tablero inferior, por cuestiones estéticas y además porque es imposible realizar vigas armadas de la altura necesaria (por ejemplo, 6-6, 5 m para dar cabida a los típicos gálibos de las carreteras). En lugar de una estructura de viga de tablero inferior se utilizarán probablemente vigas de celosía o arcos.

- en una estructura de viga de tablero intermedio se puede usar cualquier forma de viga principal (viga armada, viga laminada, viga en cajón, viga de celosía o arco).

Por lo tanto, para los puentes de vigas armadas y laminadas, es posible decir que la forma de viga de tablero inferior no se encontrará en estructuras que soporten tráfico de carreteras o ferrocarriles.

2. DISPOSICIONES DE LOS TRAMOS

2.1 Tramos continuos o simples

Todos los puentes de vigas de alma llena pueden usarse para el campo de disposiciones longitudinales que se muestra en la figura 3. Para los viaductos, la disposición más económica es aquélla en la que todos los tramos internos tienen la misma longitud L y los dos tramos extremos tienen cada uno una longitud aproximada de 0,8 L. Lógicamente, las limitaciones específicas impuestas por la ubicación particular del puente pueden impedir el uso de una disposición de este tipo.

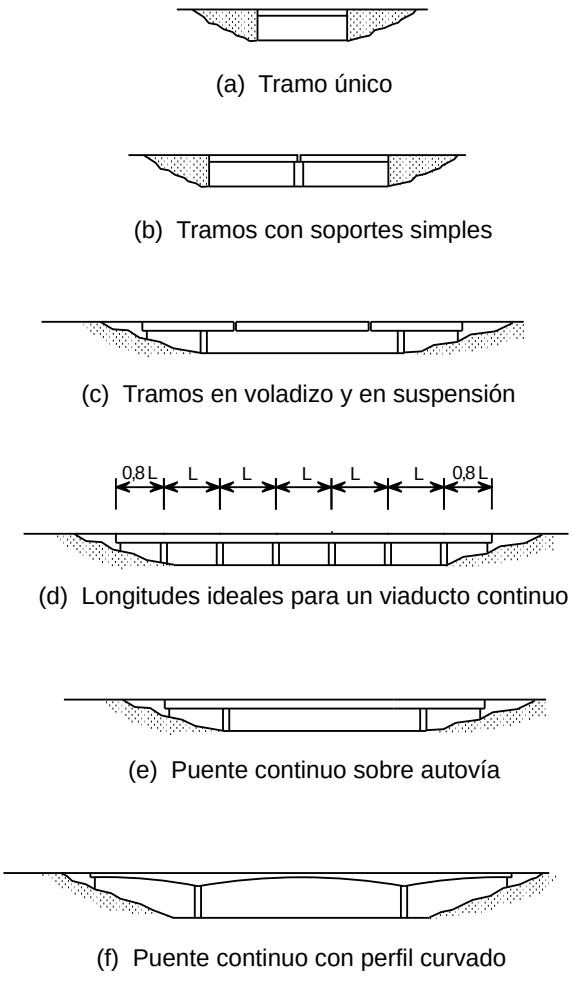
El uso de jácenas continuas en lugar de diversas jácenas libremente apoyadas en una estructura de tramos múltiples resultará ser más eficaz desde un punto de vista estructural y, por lo tanto, generalmente más económica. Existe también un ahorro potencial que se deriva del reducido número de uniones del tablero que se necesita. Menos uniones del tablero proporcionan un ahorro a más largo plazo en costes de mantenimiento, ya que se reduce o se elimina totalmente la necesidad de reparar la superestructura y los tajamares en las posiciones intermedias de la pila como resultado de fugas a través de uniones defectuosas del tablero.

El uso de una estructura en voladizo y de viga apoyada da lugar a una estructura determinada para la cual el análisis global es sencillo. Como en el caso de múltiples tramos libremente apoyados, la configuración de voladizo y viga apoyada puede resultar atractiva cuando exista una probabilidad de un asiento diferencial significativo entre estructuras de apoyo, p. ej., en áreas de asiento de minas. Sin embargo, la necesidad de medias uniones en las vigas principales en los puntos de apoyo de las vigas apoyadas y de uniones de tablero en estas mismas ubicaciones da lugar a un aumento de los costes de mantenimiento a largo plazo (por razones similares a las explicadas en el párrafo anterior).

2.2 Proporción de las vigas principales

La figura 4 indica las relaciones entre luz y canto, que la experiencia ha sancionado como las más económicas para diversos tipos de jácenas. Desde luego es posible adoptar una estructura de menor canto, para satisfacer las limitaciones de una obra en particular, pero de ese modo el peso y el coste de la superestructura se incrementarán.

La figura 5 muestra las dos formas alternativas de variar el canto de las vigas armadas. Las ménsulas de la figura 5a son más apropiadas para disposiciones en las que el tablero está sobre las vigas principales. La figura 5b ilustra la disposición más apropiada para los puentes de tablero inferior y de tablero intermedio.



(a) Tramo único

(b) Tramos con soportes simples

(c) Tramos en voladizo y en suspensión

(d) Longitudes ideales para un viaducto continuo

(e) Puente continuo sobre autovía

(f) Puente continuo con perfil curvado

Figura 3 Disposiciones longitudinales de vigas de alma llena

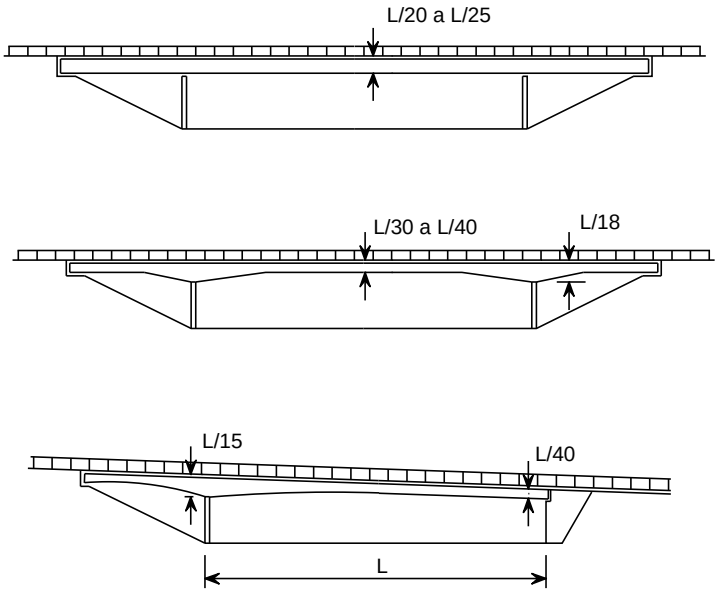
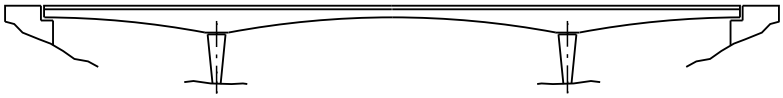
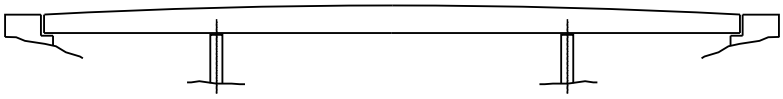


Figura 4 Proporciones adecuadas de canto/luz



(a) Perfil (curvado) con refuerzo sobre las pilas



(b) Ala superior curvada

Figura 5 Formas posibles de vigas de alma llena de altura variable

3. DISEÑO INICIAL DE PUENTES DE VIGAS DE ALMA LLENA MIXTAS

3.1 Separación de jácenas y espesor de la losa del tablero

La losa del tablero tiene que distribuir las cargas por rueda a las vigas principales y también se debe transferir cierta carga desde las jácenas más cargadas a las adyacentes. La separación de las vigas principales, de este modo, afecta al diseño de la losa, así como al número de jácenas requeridas.

Para jácenas poco separadas, las cargas por rueda determinan el diseño de la losa, incluida su armadura. El espesor mínimo de la losa es de aproximadamente 220 mm, sobre la base de requisitos ante la cortadura y la limitación del tamaño de las fisuras. Los momentos transversales totales de la losa no son muy sensibles a la separación de jácenas en el intervalo de 2,5 a 3,8 m, puesto que el aumento de los momentos locales a medida que se incrementa la separación casi se equilibra por la reducción de los momentos procedentes de la transferencia de carga entre las jácenas. Generalmente, el grosor óptimo de la losa es de 230 - 250 mm.

A la hora de seleccionar una separación de jácenas apropiada, es importante garantizar que los voladizos en los bordes de la losa están limitados, para evitar sobrefatigar la losa o imponer demasiada carga en las jácenas exteriores.

A partir de la explicación anterior surgen de forma natural las siguientes proporciones para la sección transversal de la figura 1a:

- canto de la losa de 230 a 250 mm
- separación entre jácenas de 2,5 a 3,8 m
- voladizos de no más de 1,5 m si soportan el tráfico, o de aproximadamente 2,5 m si soportan las calzadas que están resguardadas con vallas de protección, para evitar cargas por rueda locales.

Esta forma de estructura ha demostrado ser económica para los puentes mixtos de luz más pequeña. Se utiliza en toda Europa para tramos de hasta 35 m aproximadamente. En el Reino Unido se usa regularmente para tramos de hasta unos 60 m y excepcionalmente de hasta 100 m. En los tramos más largos se ha logrado una economía, porque en el mercado de las principales vigas armadas se han dado cita fabricantes especializados, que han invertido en cadenas de producción semiautomáticas.

En cualquier parte de Europa generalmente se ha adoptado la sección transversal que aparece en la figura 1b para estructuras de anchura moderada, de hasta 12 m, y tramos de aproximadamente 35 m. La losa es, por lo general, de altura variable y mayor, para permitir que la separación de jácenas aumente. Las proporciones típicas son:

- un canto de losa de 250 m, aumentando a 350 mm sobre las jácenas
- separación de jácenas de 6 ó 7 m
- voladizos que soportan el tráfico de hasta 2 m, ampliándose a 3,5 m cuando existen calzadas resguardadas con vallas de protección.

Cuando el puente tiene una anchura superior a 12 m aproximadamente, es habitual introducir travesaños, como se muestra en la figura 1c. De las explicaciones anteriores se deduce que las proporciones óptimas son:

- canto de la losa de 230 a 250 mm
- separación entre travesaños de 3,5 a 4,0 mm
- separación entre jácenas: tan ancha como sea necesaria
- los voladizos generalmente serán más pequeños, no más de 1,5 m, puesto que la desventaja de aumentar la separación de jácenas sólo consiste en aumentar la magnitud de los travesaños. Una mayor separación de jácenas hace que disminuya la proporción de una carga excéntrica que es soportada por una jácena.

3.2 Predimensionado de las dimensiones del ala y del alma

Se puede hacer uso de la experiencia y de algunas reglas empíricas para el análisis aproximado que sigue a la selección inicial de las magnitudes. A continuación se ilustra el proceso para un puente de jácenas múltiples. En [5] puede encontrarse orientación adicional.

El cizallamiento predominante tiene lugar cuando el "vehículo pesado" ,de cálculo, se sitúa directamente sobre una jácena adyacente a una estructura de apoyo. Si la jácena es una viga de borde, aproximadamente el 85% del cizallamiento total será soportado por la jácena que se está examinando. Si se trata de una jácena interna, una proporción más apropiada es el 70%.

Los momentos predominantes en general ocurren cuando el "vehículo pesado" de cálculo está directamente sobre la jácena en el centro del vano. Aproximadamente el 75% del vehículo está soportado por una viga de borde; para una jácena interna, la proporción es aproximadamente del 50%. Una sencilla distribución de momentos o cualquier otro método manual de análisis ofrecerá cálculos realistas de los momentos de la estructura de apoyo y del centro del vano.

La mayoría de los proyectistas dimensionan primero el alma, de forma que pueda soportar el 150% del cizallamiento predominante (la reserva es valiosa para contribuir a la resistencia a la flexión). Si el ala inferior está inclinada, soportará parte del cizallamiento y el espesor del alma se puede reducir de acuerdo con esto. Para jácenas de hasta 1,5 m de canto, incluidos los perfiles laminados, el alma generalmente está proporcionada de forma que no requiera rigidización, excepto en las estructuras de apoyo. En el intervalo de 1,5 a 2,5 m, es probable que el alma óptima necesite rigidización vertical, posiblemente con rigidización horizontal cerca de las estructuras de apoyo internas, donde la mayor parte del alma está a compresión. Por encima de 2,5 m es probable que requiera rigidización tanto vertical como horizontal.

El ala inferior se dimensiona a continuación para proporcionar el coeficiente necesario. De acuerdo con la disponibilidad de chapas y pletinas estándar, generalmente se hace tan ancha como sea posible dentro de límites codificados en casos excepcionales. Estas proporciones ofrecen la mayor inercia lateral posible a la jácena, reduciendo al mínimo los requisitos de arriostramiento y contribuyendo a la estabilidad durante el montaje.

En las estructuras de apoyo internas, el ala superior generalmente tiene la mitad de superficie que el ala inferior, suministrándose más resistencia a la tracción mediante una armadura de la losa.

En el centro del vano, el ala superior sólo debe reducirse al 50% del ala inferior, si con esto no van a aumentar los problemas de estabilidad durante el montaje. A menudo será necesario incrementar la magnitud del ala superior para la condición de montaje.

3.3 Consideraciones económicas y prácticas

3.3.1 Consideraciones generales

Es muy probable que líneas bien definidas en el aspecto global y el mínimo uso de detalles complejos den lugar a una estructura de puente económica y eficaz, aunque las limitaciones externas con frecuencia pongan en peligro la selección de la mejor solución estructural.

El trabajo de taller de la viga I básica no es particularmente caro, especialmente con el uso de las modernas soldadoras semiautomáticas de jácenas (máquinas en T y en I). Tiene el mismo orden de coste que el material empleado. Con el uso generalizado de ordenadores en CAD y en el control de las máquinas de trabajo de taller, las desviaciones geométricas, tales como elementos curvos, cantos y precombadura variables, pueden lograrse inmediatamente sin apenas desventajas de costes. Gran parte del coste total del trabajo de taller se debe a la adición de

rigidizadores, la fabricación de barras de arriostramiento, la soldadura a tope, el acoplamiento de elementos auxiliares y otros detalles locales, lo que da lugar a una contribución manual significativa al proceso. De esta forma, el proyectista puede actuar con libertad a la hora de elegir la disposición global, pero debería tratar de reducir al mínimo el número de "piezas pequeñas", de las que hay que ocuparse durante el proceso del trabajo de taller.

El uso de pletinas anchas para las alas elimina del proceso de trabajo de taller una operación de corte, reduciéndose así los costes. El borde laminado de la pletina es mejor que el borde de oxicorte, más agudo. Además permite el uso de maquinaria automática de sierra y taladro para el corte a medida, perforación de los taladros y marcado de las posiciones de los conectadores de cizallamiento. Las tolerancias de laminación de las pletinas anchas últimamente se han hecho coincidir con las de las chapas, lo que las convierte en una opción atractiva para las alas. Se recomienda que se adapten los diseños para permitir su uso, aunque algunos fabricantes seguirán prefiriendo cortar a partir de la chapa, debido a las muy buenas tolerancias en anchura y rectilineidad logradas con los modernos equipos de corte, lo que les va bien a las soldadoras de jácenas.

Debería obtenerse un asesoramiento técnico de los fabricantes, que contribuya a la elección de los detalles en una etapa inicial del proyecto. La mayoría de los fabricantes agradecen las propuestas de los proyectistas y responden amablemente a cualquier muestra de interés hacia sus métodos de trabajo de taller.

La forma de la infraestructura en los apoyos intermedios, ya sea por razones de aspecto o de construcción, a menudo ejerce una gran influencia sobre la forma de la superestructura. Por ejemplo, un puente de bajo gálibo libre sobre terreno deficiente podría usar múltiples vigas principales sobre una única pila ancha, mientras que un puente a gran altura, de la misma anchura y tramo de tablero, sobre un buen terreno, podría utilizar vigas principales gemelas, con travesaños, sobre pilares individuales.

A veces son inevitables los puentes oblicuos, pero debería advertirse que una gran oblicuidad da lugar a la necesidad de mayores esfuerzos de diseño, un trabajo de taller más difícil y procedimientos de montaje más complejos. En particular, deben considerarse detenidamente el modelo analítico, los detalles de los elementos de los estribos, la precombadura y la flecha relativa entre las vigas laminadas principales.

3.3.2 Consideraciones sobre la construcción

La construcción de una superestructura de puente mixto generalmente prosigue con el montaje secuencial de los elementos de las vigas principales, realizándose el trabajo habitualmente desde un extremo al otro, seguido del hormigonado de la losa del tablero y la retirada de la cimbra. No obstante, las situaciones varían considerablemente y las limitaciones de acceso tendrán una influencia importante en la secuencia de montaje de cualquier puente. En algunos casos podrían determinar la forma del puente. Antes de pasar al proyecto detallado, se debería examinar al menos un esquema de montaje y sus requisitos para ya incluirlo.

En algunas circunstancias, cuando el acceso desde abajo es difícil o imposible, quizás sea apropiado el lanzamiento desde uno o ambos extremos. Si es así, es probable que esto tenga un efecto significativo en las disposiciones y detalles de las jácenas. Se debería pedir asesoramiento a un contratista experimentado.

La estabilidad de las jácenas durante el montaje y bajo el peso del hormigón con exceso de agua tendrá un efecto importante en la magnitud y el arriostramiento del ala superior en las zonas del centro del vano. Quizás sea necesario suministrar un arriostramiento curvo temporal a cada una de las jácenas si son demasiado pesadas para su montaje por pares.

Las uniones en la obra entre los perfiles de las vigas principales se efectúan frecuentemente con tornillos de alta resistencia (TR). Las uniones soldadas son más caras y resultan más

más onerosas en el control de calidad en un pequeño trabajo, pero deben tenerse en cuenta en trabajos más grandes y cuando se quiera garantizar un mejor aspecto. En todo el puente debe adoptarse un método o el otro; es antieconómico utilizar ambos métodos.

4. DISEÑO INICIAL DE PUENTES DE VIGAS ARMADAS NO MIXTAS

4.1 Sección transversal del puente

La figura 6 muestra los tipos básicos de sección transversal de los puentes de vigas armadas no mixtas.

Si se requiere un canto mínimo de construcción, ya sea por motivos estéticos o económicos, la sección transversal del tablero intermedio, p. ej., figuras 6a, 6b, 6e y 6f, será la solución más apropiada para puentes de carreteras, ferrocarriles o pasarelas. Esta disposición se usa frecuentemente en puentes de ferrocarriles, donde incluso las pendientes máximas admisibles de acceso al puente para la vía son muy pequeñas y donde el canto de construcción útil mínimo (figura 2a) proporcionada por la disposición del tablero intermedio es importante para minimizar el coste de los trabajos de explanación y compra de tierras en los accesos al puente. No obstante, la forma de tablero intermedio sí que tiene importantes consecuencias para la estabilidad del ala a compresión. Estas consecuencias se explican con más detalle en el apartado 5.

Si el canto de construcción es ilimitado, entonces se puede considerar una sección transversal de tipo tablero, como se muestra en la figura 6c. Sin embargo, debe afirmarse que el uso de un tablero de jácena mixta de acero/hormigón es generalmente mucho más económico que la disposición de tablero ortotrópico que aparece en la figura 6c. Solamente cuando el peso mínimo sea la consideración predominante de diseño, el tablero ortotrópico será una solución atractiva.

Una disposición de tablero abierto de acero de emparrillado para una estructura de ferrocarril da como resultado una sección-transversal como la que se muestra en la figura 6d o una variante de ésta. No obstante, la forma de tablero abierto ahora casi no se utiliza para las nuevas estructuras de ferrocarril en Europa, especialmente debido a que se usa balasto en

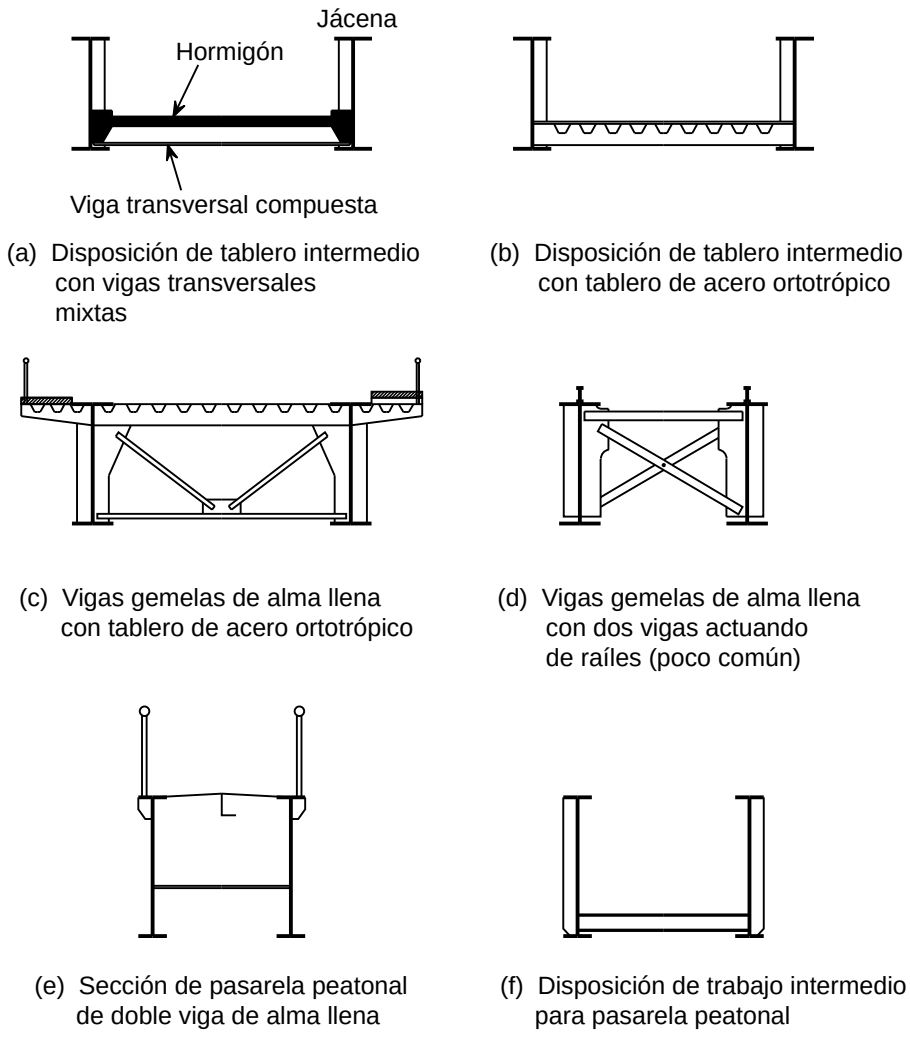


Figura 6 Tipos básicos de puentes de vigas de alma llena

casi todas las modernas estructuras de ferrocarriles y, por consiguiente, se requiere cierta forma de tablero “cerrado” para la retención del balasto. En esta disposición “abierta,” las vigas principales también actúan como traviesas. Una variante, de la que se habla con más detalle en el apartado 5, es aquélla en la que los raíles están sustentados sobre largueros longitudinales, conectados rígidamente a travesaños resistentes a la flexión que se extienden entre las dos vigas principales. Para todos los tramos excepto los más cortos, esta forma de construcción es casi seguro que exija alguna forma de arriostramiento contraviento, ya que, a diferencia de los casos anteriores, no existe chapa de tablero que proporcione un diafragma horizontal. Dicho arriostramiento estaría unido directamente a las vigas principales.

4.2 Vigas principales

El uso de jácenas soldadas en lugar de perfiles de vigas laminadas para las dos vigas principales proporciona al proyectista la libertad de seleccionar la sección-transversal de jácena más económica para la estructura. No obstante, cuando los tramos son relativamente cortos y/o la intensidad de las cargas no permanentes es baja, están disponibles normalmente perfiles laminados de proporciones adecuadas.

Cuando se utilizan vigas principales de cordones paralelos, es decir, cuando el canto global de la jácena permanece aproximadamente constante en todo el tramo, se puede obtener un aspecto más interesante mediante la introducción de un grado perceptible de precombadura. El grado de precombadura que será aceptable visual y geométricamente en cualquier situación particular depende de la naturaleza del paso, p. ej., tráfico de carretera, ferrocarril o peatonal, y de la interacción de la forma estructural con su entorno.

Las vigas compuestas de canto variable ofrecen bastantes más posibilidades para un aspecto final satisfactorio. Sin embargo, exigen claramente el uso de perfiles soldados en lugar de perfiles de vigas laminadas. El aumento del canto de la jácena en posiciones de apoyo intermedio por medio de la introducción de una tabla curva (figura 5a) es un método para conseguir canto variable. No obstante, debería observarse que una disposición de tablero intermedio, combinada con esta forma de viga principal reforzada con ménsula, es imposible de realizar.

Una forma alternativa de jácena de canto variable es una en la que el ala inferior permanece casi horizontal en el perfil final, mientras que el ala superior está ligeramente curvada a lo largo del canto, existiendo un canto de jácena máximo en el centro del vano del tramo central. En la figura 5b, podemos ver un ejemplo de esta forma, tomado de [1]. Esta disposición puede usarse con facilidad conjuntamente con la forma de tablero intermedio. Probablemente, es razonable concluir que una jácena de canto variable de este tipo ofrece un aspecto más satisfactorio en una configuración de tramos múltiples que en una de tramo único.

Algunos perfiles de vigas laminadas y casi todas las vigas armadas de proporciones normales requieren cierta forma de rigidización del alma (o bien transversal o bien longitudinal, o ambas). Las funciones de los diversos tipos de rigidizadores se describen en la lección 10.4.3. La disposición de rigidizadores intermedios en las caras exteriores expuestas de las jácenas a menudo se evita por motivos estéticos, aunque quizás existan pocas alternativas al suministro de rigidizadores de las estructuras de apoyo en ambos lados del alma en las posiciones de apoyo.

Cuando los momentos flectores se incrementen hasta el punto de que se requiera el refuerzo local de las alas, este refuerzo puede conseguirse por medio de la fijación de platabandas de ala.

4.3 Tablero

En la figura 6 se muestran tres formas básicas de tablero [7]: ortotrópico (figura 6c), vigas de relleno modificado (o vigas transversales mixtas) (figura 6a) y el tipo de chapa de acero

(figura 6e). De estos tres tipos, el tablero ortotrópico, aunque liviano, es el más caro, mientras que la chapa de acero básico generalmente sólo es apropiada para su uso en las pasarelas. Los costes de mantenimiento subsiguientes también serán mayores para el tablero ortotrópico.

Cuando la acción de diafragma suministrada por un tablero ortotrópico o un tablero de vigas de relleno modificadas se utiliza para proporcionar resistencia a las cargas transversales, p. ej., el viento, en el cálculo se debe tener en cuenta cualquier tensión adicional resultante.

El uso de encofrado permanente en el caso del tablero de vigas de relleno modificadas o transversal mixta puede agilizar la construcción. Esta posibilidad tiene una especial importancia en la construcción o renovación de puentes sobre vías férreas o autopistas concurridas.

En la lección 18.3 se tratan otros aspectos de estos y otros tipos de tableros de puentes.

4.4 Predimensionado de la viga principal

Los cálculos iniciales de las proporciones de la viga principal se realizan generalmente de acuerdo con la experiencia o las reglas empíricas, tales como las que se ofrecen a continuación. Dichos cálculos de la magnitud de las jácenas permiten entonces unos mejores cálculos de la carga permanente de la estructura que se va a calcular. En la lección 10.4.1 se proporciona una orientación adicional sobre el dimensionamiento de las vigas armadas.

Para los puentes de carreteras y ferrocarriles, las proporciones habituales de las vigas principales (donde L_0 es la longitud entre puntos de momento cero) son:

Canto global, h: $L_0/18 \le h \le L_0/12$ (carretera)

$L_0/10 \le h \le L_0/7$ (ferrocarril)

anchura de ala, b: $0{,}25\ h \le b \le 0{,}35\ h$

espesor de ala, t_f: $b/25 \le tf \le b/10$

espesor de alma, t_w: $t_w \approx h/125$

Estos valores deben considerarse como indicativos solamente.

Suponiendo que el alma soporta aproximadamente el 20% del momento flector mayorado, M, entonces puede determinarse una mejor aproximación del área de la sección transversal del ala requerida a partir de:

$$A_f = 0{,}8\,\frac{M}{h \cdot \sigma},$$

aunque debe advertirse que el valor de σ utilizado dependerá de la longitud de pandeo de la jácena; por consiguiente, debe realizarse un cálculo de σ que refleje el grado de arriostramiento que se suministra a la viga principal.

Entonces se llevan a cabo mejoras como parte del proceso de diseño detallado, con el fin de maximizar la eficacia de la jácena, al tiempo que se satisfacen otros criterios dinámicos, de estabilidad, de rigidización o de fatiga que puedan aplicarse.

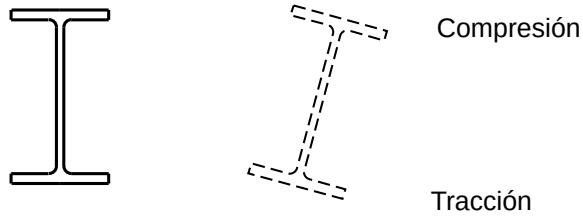
Por lo que se refiere al coste final, frecuentemente es más importante diseñar una jácena con un factor de trabajo mínimo en lugar de con un tonelaje de acero mínimo (o al menos inclinar la balanza en esta dirección). Por ejemplo, los costes de mano de obra relacionados con el trabajo de taller de los rigidizadores para una chapa de alma delgada y muy rigidizada son a menudo bastante mayores que el coste adicional del material asociado al suministro de un alma más gruesa y menos rigidizada. La solución habitual consiste generalmente en un equilibrio entre factor de trabajo mínimo y tonelaje mínimo.

5. ESTABILIDAD Y ARRIOSTRAMIENTO DE LAS JÁCENAS

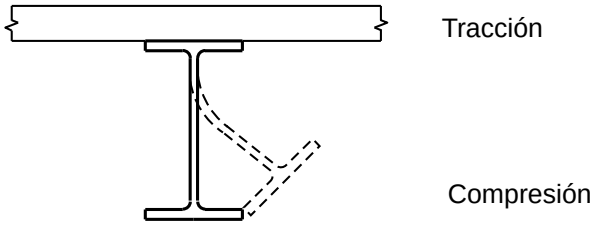
5.1 Introducción

Las vigas armadas poseen una resistencia a la torsión muy baja y una relación muy alta del momento de inercia entre el eje mayor y el eje menor [1-3]. De este modo, cuando flexionan sobre su eje mayor, tienen mucha tendencia a una inestabilidad lateral-torsional, figura 7a. Durante la construcción se debe proporcionar la adecuada resistencia a dicha inestabilidad.

En la estructura finalizada, generalmente un ala es estabilizada por el tablero. Si el ala libre de sujeciones está a compresión, el pandeo distorsional es un modo posible de agotamiento y debe considerarse suficientemente en el diseño.

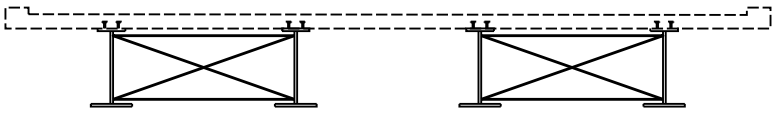


(a) Pandeo por torsión lateral

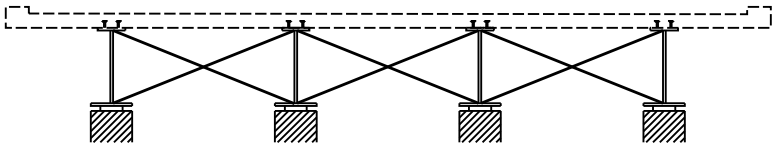


(b) Pandeo distosional

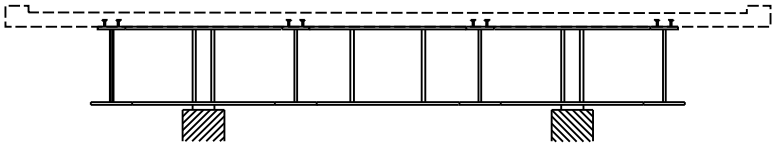
Figura 7 Modos de inestabilidad de las vigas de alma llena



(a) Arriostramiento dentro del tramo



(b) Arriostramiento sobre los estribos y el pilar



(c) Vigas transversales sobre pilas

Figura 8 Tipos de estructura transversal para puentes mixtos de vigas de alma llena

5.2 Puentes de vigas armadas mixtas

En la figura 8 se resumen los tipos de arriostramiento y otras formas de estructura transversal que frecuentemente tienen lugar en los puentes de vigas armadas mixtas. La figura 9 muestra algunas disposiciones típicas de sistemas de arriostramiento.

Dentro de un tramo, la forma más conveniente de estabilización del arriostramiento es el arriostramiento a torsión, figura 8a. Generalmente se colocan no menos de tres líneas de arriostramiento de este tipo en cada tramo, figuras 9a y b, que muestran disposiciones típicas. La conveniencia de este tipo de arriostramiento se debe principalmente a la forma sencilla en que une dos jácenas en una infraestructura estable. Con adecuados equipos de grúas, esta infraestructura puede ensamblarse sobre el suelo y elevarse hasta su posición mediante

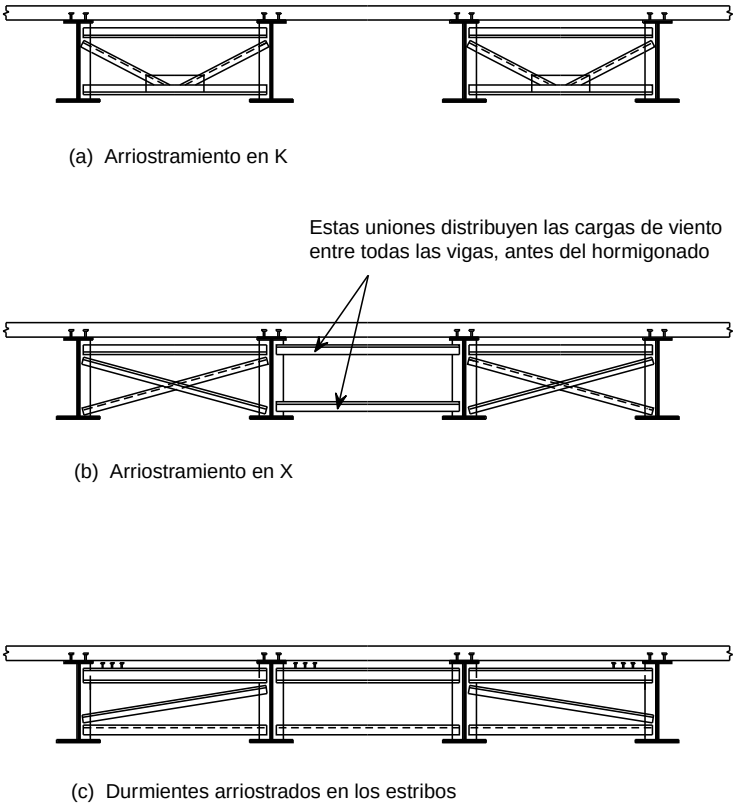


Figura 9 Formas comunes de arriostramientos

una operación sencilla. Si se unen pares de jácenas de este modo, sus desplazamientos torsionales se suprimen y, por lo tanto, siempre que el sistema sea lo suficientemente rígido, se impide durante la construcción el pandeo lateral-torsional de todas las jácenas. En la estructura completa, la losa de hormigón, que contiene el ala superior, impide cualquier inestabilidad por flexión positiva. Para las zonas próximas a las estructuras de apoyo interiores, que están sometidas a momentos negativos, el ala inferior sigue necesitando arriostramiento (ahora frente al pandeo distorsional en lugar del pandeo lateral-torsional). Este arriostramiento lo suministra eficazmente el arriostramiento contra la torsión. [Obsérvese que, para estructuras de luz más pequeña, cuando se tienen en cuenta correctamente los efectos de carga de cálculo, la longitud del ala inferior a compresión es generalmente tan corta que no se requiere un arriostramiento de este tipo para la estructura finalizada. Cuando el alma es una estructura en U invertida, de poco canto pero rígida, se pueden llevar a cabo acciones para contribuir a una estabilidad de momento negativo]. El método actual, por lo general consiste simplemente en unir pares de jácenas, como se muestra en la figura 9a. La discontinuidad en el arriostramiento transversal garantiza que posee una baja distribución de flexión transversal global en la estructura finalizada. Cuando se suministra un arriostramiento transversal completo, éste atrae cargas considerables, y totalmente opuestas, hacia sí mismo y hacia los rigidizadores a los que está unido. Dichos elementos son propensos, por lo tanto, a daños por fatiga. (En Norteamérica se han producido varios fallos de este tipo). Cuando se emplea el arriostramiento temporal discontinuo, se puede dejar tal como está sin peligro para la vida útil de la estructura; si se adopta el arriostramiento continuo, debe admitirse que tomará parte de forma significativa en el comportamiento estructural del puente acabado. Por lo tanto, debería diseñarse teniendo en cuenta la fatiga o bien se debería eliminar después de la construcción.

También se puede suministrar el arriostramiento del proyecto cerca del ala superior para la condición de montaje, figura 7a. No obstante, es probable que dificulte la construcción de la losa y presenta unas ventajas insignificantes a la hora de estabilizar las zonas de momentos negativos.

El arriostramiento del proyecto a veces puede ser necesario, en la estructura finalizada, cerca del ala inferior, figura 8a. Se puede utilizar cerca de las estructuras de apoyo intermedias para estabilizar el ala inferior a compresión. Quizás también sea necesario en estructuras más importantes que puedan tener tendencia a inestabilidad aerodinámica. Una forma de impedir dicha inestabilidad (oscilación) es separar las frecuencias propias verticales y torsionales de la estructura. El arriostramiento del ala inferior, transformando eficazmente los pares de vigas armadas en celdas, incrementa la resistencia a la torsión de manera suficiente como para lograr el efecto deseado.

En muchas estructuras de apoyo existen pilares independientes para cada jácena, figura 8b, o todas las jácenas se asientan sobre una cruceta de la infraestructura. En dichos casos, se requiere el arriostramiento de la estructura de apoyo para:

- proporcionar sujeción torsional a las jácenas
- transferir la fuerza del viento y otras fuerzas transversales a las estructuras de apoyo y desde ahí a la infraestructura.

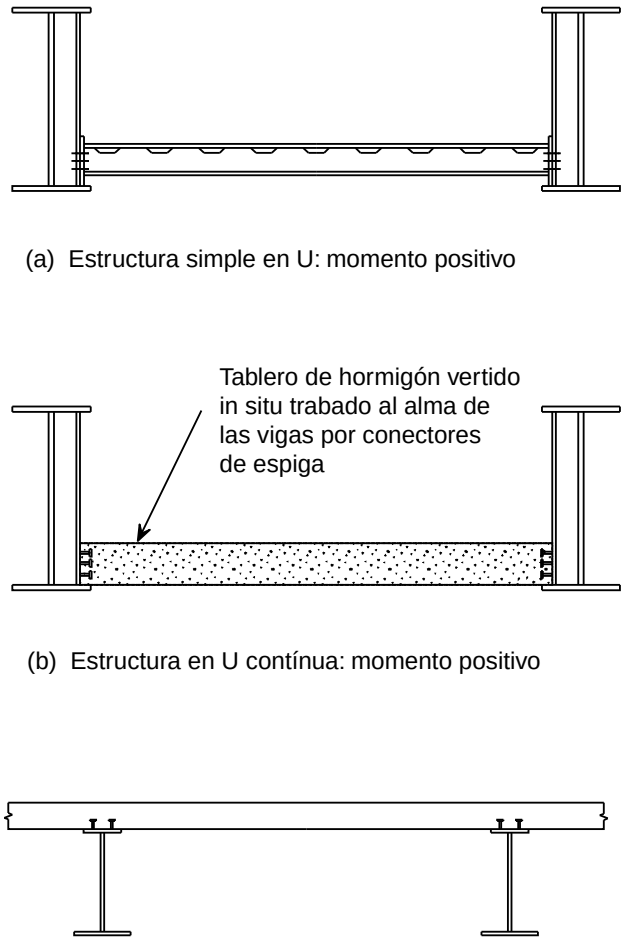
Cuando no sea posible proporcionar un apoyo directo a cada jácena longitudinal, como se muestra en la figura 8c, se requiere un travesaño para transferir las reacciones verticales de las jácenas a las estructuras de apoyo. Eso desde luego también proporcionará las funciones de arriostramiento descritas anteriormente.

5.3 Vigas armadas no mixtas

Cuando las vigas armadas soportan el tablero en o cerca del ala superior, como se indica en las figuras 6c, d y e, las consideraciones son, en líneas generales, similares a las jácenas mixtas descritas en el apartado 5.2.

Sin embargo, las disposiciones de viga de tablero inferior o de tablero intermedio de las figuras 6a, b y f no pueden adoptar ninguna forma de arriostramiento triangulado, puesto que eso obstaculizaría la función de los puentes. El tablero generalmente puede diseñarse como una viga laminada horizontal y proporciona embridado de traslación en su nivel, pero el ala alejada del tablero sólo puede estabilizarse mediante la acción de una estructura en U.

El tipo de acción de la estructura en U puede ser continuo o puntual, dependiendo de la forma de la estructura del tablero y de la esbeltez de las almas, como se muestra en la figura 10. El grado de arriostramiento suministrado al ala de compresión depende directamente de los tres componentes principales de la estructura en U: la barra transversal, las dos almas de la viga principal (incluido cualquier rigidizador vertical asociado) y sus uniones. La longitud de pandeo de un ala de compresión arriostrada por la acción de una estructura en U se calcula generalmente recurriendo a la teoría de las vigas sobre cimientos elásticos [6], proporcionando las estructuras en U los apoyos de separación.



(a) Estructura simple en U: momento positivo

(b) Estructura en U contínua: momento positivo

(c) Estructura en U contínua: momento negativo

Figura 10 Tipos de estructura en U restringiendo el ala a compresión

6. DISEÑO DE DETALLE

La etapa del diseño de detalle confirma o perfecciona el esbozo del proyecto realizado en la etapa inicial del proyecto. Se trata esencialmente de un proceso de comprobación, en el que se aplica una gama completa de condiciones de carga a un modelo matemático, para generar un cálculo de fuerzas y tensiones en las ubicaciones críticas de la estructura. A continuación, estas fuerzas y tensiones se comprueban para ver si cumplen los "buenos métodos" expresados en la normativa. El detalle del proceso de comprobación es lo bastante minucioso como para permitir que se preparen planos de ejecución, conjuntamente con un pliego de condiciones sobre la mano de obra y los materiales, así como del puente que se va a construir.

6.1 Análisis global

Se requiere un análisis global para establecer las fuerzas y momentos máximos en las partes críticas del puente, en las diversas condiciones de carga posibles. El análisis local de la losa del tablero por lo general se trata de forma independiente del análisis global; esto se describe en la lección 18.3.

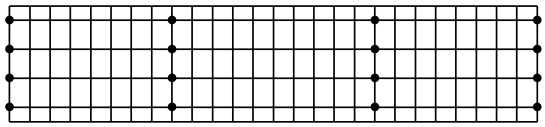
Es ahora una práctica frecuente utilizar un análisis por ordenador y se da por sentado que esta prestación esté a disposición del proyectista. Se dispone de programas de una amplia gama de sofisticación y capacidades. La selección del programa generalmente dependerá de los medios informáticos disponibles en la empresa del proyectista. No obstante, para una estructura tan esencialmente sencilla como un puente de vigas y losas, por lo general serán suficientes programas bastante sencillos.

La base de los modelos informáticos más frecuentemente usados es la analogía del emparrillado. En este modelo, la estructura es idealizada como cierto número de elementos de vigas longitudinales y transversales en un único plano, conectados entre sí rígidamente en los nudos. Las vigas transversales pueden ser ortogonales u oblicuas respecto a las vigas longitudinales.

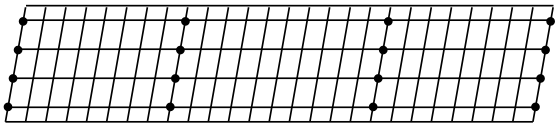
Cada elemento de viga representa una sección mixta (p. ej., una viga principal con una losa asociada) o bien una anchura de losa (p. ej., un elemento transversal puede representar una anchura de losa equivalente a la separación de los elementos transversales). La figura 11 muestra ejemplos de emparrillados típicos.

6.2 Acciones y combinaciones

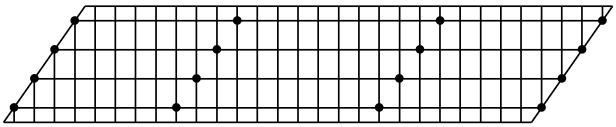
Debido a que se utilizan muchas combinaciones y coeficientes de ponderación en la valoración de las cargas del cálculo en varias secciones principales, es habitual que cada carga se analice por separado y sin coeficientes de ponderación. Entonces, se realiza manualmente la



(a) Emparrillado ortogonal



(b) Emparrillado para tramos algo oblicuos (< 20º)



(c) Emparrillado para tramos muy oblicuos (>20º)

Figura 11 Emparrillados comunes

combinación de casos apropiados de carga ponderada -generalmente mediante la presentación en forma de tabla- o, si el programa lo permite, como una presentación independiente de fuerzas ponderadas combinadas. Puesto que se usan muchos casos y coeficientes de carga independientes para incrementar las cifras totales, se aconseja que el proyectista incluya comprobaciones rutinarias (tales como totalizar las reacciones) y que use una presentación en forma de tabla de los resultados, con el fin de evitar errores. Las presentaciones gráficas y copias impresas facilitadas actualmente por el software de análisis y de hoja de cálculo pueden recomendarse también para comprobar los resultados.

El objeto del análisis es alcanzar efectos de cargas previstas para los diversos elementos de la estructura. Es necesario determinar la selección más rigurosa de cargas y combinaciones para cada elemento crítico. Los principales efectos de cargas previstas que se deben calcular incluyen los siguientes:

- Momento máximo con cizallamiento coexistente en la viga principal de mayor carga: en el centro del vano; sobre el apoyo intermedio; y en las ubicaciones de juntas.
- Cizallamiento máximo con momento coexistente en la viga principal de mayor carga: en los apoyos; y en las juntas.
- Fuerzas máximas en el arriostramiento transversal en los apoyos (y en el arriostramiento intermedio, si interviene).
- Reacciones máximas y mínimas en las estructuras de apoyo.
- Momentos transversales en la losa (que se han de combinar con los momentos locales en la losa para el cálculo de la armadura de la losa).
- Campo de fuerzas y momentos debidos a la carga de fatiga (para conectores y cualquier otro detalle soldado que se necesite comprobar).

Además, será necesario calcular los desplazamientos y las rotaciones en las estructuras de apoyo.

Las flechas totales bajo cargas permanentes y superpuestas se deben calcular de forma que el proyectista pueda indicar las flechas de cargas en sus planos.

La selección de la jácena con mayor carga puede realizarse generalmente mediante la inspección, al igual que la selección de los apoyos intermedios de mayor carga. Pueden usarse líneas de influencia para identificar los tramos cargados adecuados de máxima eficacia. Si las secciones transversales varían dentro de los tramos, o si los tramos son desiguales, entonces será necesario analizar más casos para determinar los efectos de las cargas en los puntos de cambio o en cada tramo.

Los efectos de la temperatura diferencial y la retracción modificados por la fluencia se calculan en dos partes. La primera es una distribución de las tensiones internas, asumiendo que la viga puede adoptar cualquier curvatura que ésta produzca (efectos primarios). La segunda es un conjunto de momentos y cizallamientos necesarios para lograr la continuidad en diversos apoyos empotrados. Estos momentos y cizallamientos dan lugar a más tensiones tangenciales y longitudinales (efectos secundarios).

6.3 Diseño de elementos y uniones

En las lecciones 10.4 se habla del diseño detallado de las vigas armadas.

En la lección 18.11 y en las lecciones 13 se expone el diseño detallado de las juntas y otras uniones.

6.4 Efectos característicos de las configuraciones de tablero abierto de emparrillado de acero

En los apartados 6.4.1 y 6.4.2 se describen situaciones en las que surgen tensiones

adicionales en los largueros longitudinales y travesaños, en las disposiciones de tablero abierto de emparrillado de acero. Mientras que el uso de este tipo de tablero ahora es poco frecuente en Europa por las razones expuestas en el apartado 4.1, no obstante esta forma de construcción pone de manifiesto dos aspectos que tienen importancia estructural y que además sirven para ilustrar un principio estructural más amplio.

Se supone que las vigas principales longitudinales gemelas están conectadas por travesaños relativamente rígidos a intervalos apropiados; se da por sentado también que los largueros longitudinales están conectados rígidamente a estos travesaños. Para estructuras de ferrocarriles de tipo tablero, los largueros estarían situados en la parte superior de la sección para actuar como traviesas. Esto entonces da lugar a un desequilibrio en los niveles de la línea neutra entre las vigas principales y los largueros, figura 12.

6.4.1 Flexión de los largueros

En la sección transversal del tablero que aparece en la figura 12, Δh representa la diferencia de nivel entre las líneas neutras de las vigas principales y los largueros longitudinales. Las conexiones rígidas entre los largueros y los travesaños garantizan que la curvatura de las vigas principales también se impone sobre los largueros. Si se expresan las curvaturas en términos de M/EI para cada elemento y se pone en forma de ecuación, se obtiene:

$$M_{st} = \frac{I_{st}}{I_{mg}} M_{mg}$$

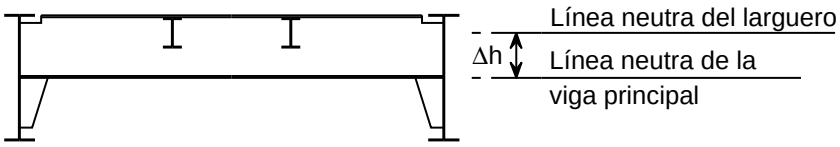


Figura 12 Tablero abierto de emparrillado de acero. Diferencia de nivel entre las líneas neutras de los largueros y de las vigas principales

donde

M_{st} es el momento flector en el larguero

M_{mg} es el momento flector en la viga principal

I_{st} es el momento de inercia del larguero

I_{mg} es el momento de inercia de la viga principal

M_{st} puede reducirse haciendo la unión final del larguero al travesaño después de que el puente soporte su propia carga permanente, garantizando así que M_{st} surge simplemente de los efectos de las cargas no permanentes.

6.4.2 Flexión alrededor del eje menor del travesaño de borde

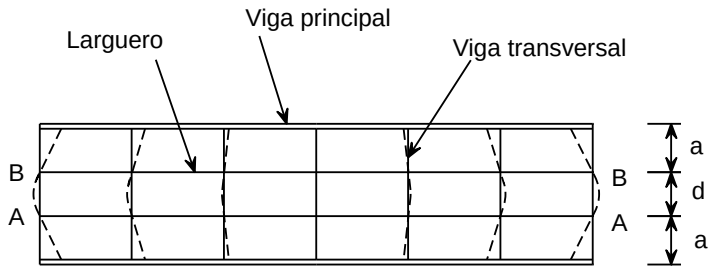
Supongamos que ϕ es el valor absoluto de la rotación (en el plano de carga) de los extremos de las vigas principales en las estructuras de apoyo y que I_y es el momento de inercia de un ala del travesaño con respecto al eje menor de la sección. Ignorando los efectos de segundo orden, las longitudes de la línea neutra de los largueros no cambian (es decir, su acortamiento se considera insignificante). Entonces, la disposición desplazada es como la que aparece en la figura 13.

Este desplazamiento del extremo del ala superior del travesaño, figura 13b, es aproximadamente:

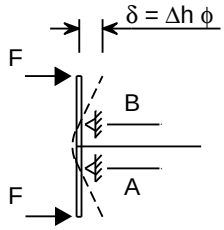
$$\delta = \Delta h \, \phi$$

Ya que los largueros no experimentan acortamiento alguno, actúan como apoyos fijos del ala del travesaño y como consecuencia de esto, este ala se deforma en su disposición.

El desplazamiento δ puede considerarse como el resultado de la aplicación de una fuerza periférica F al ala, siendo la relación fuerza-desplazamiento:



(a) Dimensiones en planta y deformación bajo una distribución uniforme de cargas



(b) Deformación del extremo de una viga transversal

Figura 13 Tablero abierto de emparrillado de acero. Esquema general y deformaciones

$$\delta = F\left[\frac{a^3}{3EI_y} + \frac{a^2 d}{2EI_y}\right]$$

en la que a, d son las dimensiones indicadas en la figura 13a e I_y es el momento de inercia de un ala del travesaño con respecto al eje menor de la sección del travesaño.

La tensión de flexión máxima en el ala del travesaño que se deriva del efecto anterior es, por lo tanto:

$$\sigma_f = \frac{3\,\Delta h\,\phi\,b\,E}{a\,[2a + 3d]}$$

donde b es la anchura de ala del travesaño.

Las tensiones de flexión resultantes en el ala no son insignificantes. Este hecho se demuestra mediante un ejemplo en el que se consideran los siguientes valores:

$\Delta h = 600$ mm

$\phi = 0{,}003$ rad

$b = 300$ mm

$a = 1000$ mm

$d = 1500$ mm

lo que da

$$\sigma = 52\,N/mm^2$$

Evidentemente, la tensión adicional desaparece cuando $\Delta h = 0$ y, aunque la reducción de b es beneficiosa, un espesor de ala variable en teoría no surte ningún efecto. Las reducciones de las dimensiones a y d tienen un efecto adverso.

7. RESUMEN FINAL

- Las vigas laminadas y armadas se utilizan ampliamente para vanos de puentes entre 20 y 100 m.
- Se han desarrollado varias formas de construcción para satisfacer las necesidades específicas de los puentes de carreteras, ferrocarriles y peatones. Las más frecuentes son:

  Puentes de jácenas múltiples mixtas

  Puentes de vigas gemelas mixtas con losas o travesaños reforzados

  Puentes de vigas de tablero inferior o de tablero intermedio.
- La experiencia ha definido campos limitados de planes de conjunto eficaces y económicos para cada uno de estos puentes.
- Se pueden utilizar reglas sencillas para el predimensionado de la mayoría de los puentes de vigas de alma llena.
- Las vigas armadas tienen tendencia al pandeo lateral-torsional. Es necesario estabilizarlas mediante la losa del tablero y/o el arriostramiento y/o el embridado de estructuras en U.
- Generalmente, el cálculo del puente se realiza como un emparrillado para el análisis global, con un análisis independiente de los momentos locales del tablero.
- Se pueden definir detalles sencillos y prácticos para todas las partes de los puentes de vigas armadas, aumentando al máximo su economía y, por consiguiente, justificando su popularidad.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Iles, D. C., Design Guide for Simply Supported Composite Bridges, SCI Publication P084, 1991.

[2] Iles, D. C., Design Guide for Continuous Composite Bridges 1: Compact Sections, 2nd Edition, SCI Publication P065, 1993.

[3] Iles, D. C., Design Guide for Continuous Composite Bridges 2: Non-Compact Sections, 2nd Edition, SCI Publication P066, 1993.

[4] Foucriat, J. C., Actual Trends in French Road Bridge Design, Int Symp. Bridges in Steel, ECCS, Paris 1992.

[5] Owens, G. W. and Knowles, P. R. (ed) The Steel Designers Manual, 5th Edition 1992, Blackwell Scientific Publications, London.

[6] Hetényi, M., Beams of Elastic Foundations, University of Michigan Press 1946.

[7] Hambly, E. C., Bridge Deck Behaviour, Spon, London 1991.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. International Symposium on Steel Bridges, ECCS 1988, London.

2. International Symposium Bridge Steel ECCS 1992 Paris.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.5: Puentes de Celosías

OBJETIVOS/CONTENIDO

Esta lección proporciona información sobre el diseño y los detalles de los puentes de celosías. Está destinada a ingenieros con cierta experiencia.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 18.2: Acciones en Puentes

LECCIONES AFINES

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.3: Tableros de Puentes

RESUMEN

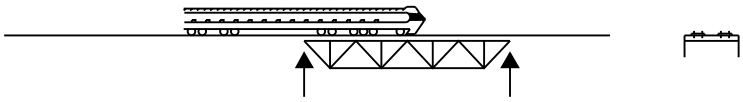
Se analiza la historia de los puentes de celosías y se describen diferentes configuraciones. Se presentan los principios de diseño, p. ej., intervalos de los tramos, relaciones entre tramos y canto y disposición de las diagonales. Se muestran diferentes soluciones para cordones y diagonales. El análisis de los puentes de celosía se aborda de forma general y se ofrecen recomendaciones sobre lo que se debe tener en cuenta y lo que puede ignorarse.

1. INTRODUCCIÓN

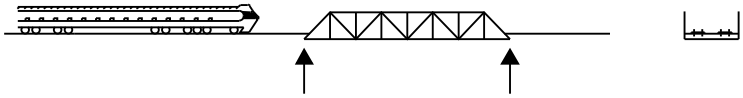
Las configuraciones de los puentes de vigas de celosía se muestran en la figura 1. En la construcción actual casi nunca se utilizan vigas de celosía descolgada.

Los puentes de celosía de tablero inferior se utilizan cuando el galibo de construcción está establecido y es limitado, por ejemplo, cruces de líneas férreas.

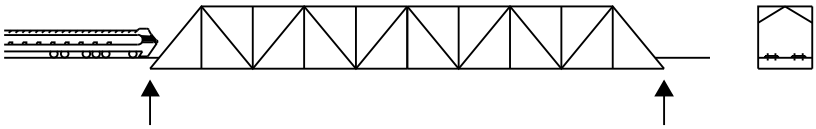
Es inusual que las vigas de celosía de tablero inferior sean rentables para los puentes de carreteras, salvo en tramos muy largos. Con restricciones menos rigurosas en carreteras es mucho más fácil alcanzar la altura necesaria para un puente de tablero superior que en un ferrocarril.



(a) Viga de celosía colgante



(b) Viga de celosía de tablero intermedio (sección en U)



(c) Viga de celosía de tablero inferior

Figura 1 Configuraciones de puentes de vigas de celosías

Por lo tanto, las vigas de celosía de tablero superior tienden a usarse para carreteras, mientras que las vigas de celosías de tablero inferior se emplean aún para los ferrocarriles.

El principio de una viga de celosía es sencillo. La estructura se compone de cordones superiores e inferiores triangulados con diagonales y/o montantes, de forma que cada barra soporta una carga puramente axial. Se producen efectos adicionales, pero en una viga de celosía bien concebida tendrán un carácter secundario.

El momento global en una viga de celosía se soporta como compresión y tracción en los cordones, como se indica en la figura 2a. El cizallamiento global se soporta como tracción o compresión en las barras diagonales y montantes. En el caso simplificado, cuando las uniones se consideran como articuladas y las cargas se aplican en los nudos, la carga no crea ningún momento de flexión, cizallamiento ni torsión en ninguna barra. Las cargas aplicadas que produzcan flexión, cizallamiento o torsión generalmente dan como resultado un uso ineficaz del material.

El ahorro de material en comparación con una viga armada es evidente. En una viga de celosía, las almas son fundamentalmente "aire", por lo tanto, menos peso y menos presión del viento.

Una viga de celosía puede ensamblarse a partir de pequeñas piezas de fácil manejo y transporte y las uniones en la obra pueden atornillarse. Las vigas de celosía pueden presentar una ventaja particular en aquellas regiones donde el acceso a la obra es difícil o el suministro de mano de obra cualificada es limitado. Las piezas en buen estado de un puente de celosía pueden reutilizarse fácilmente después de un accidente o de los efectos de una guerra.

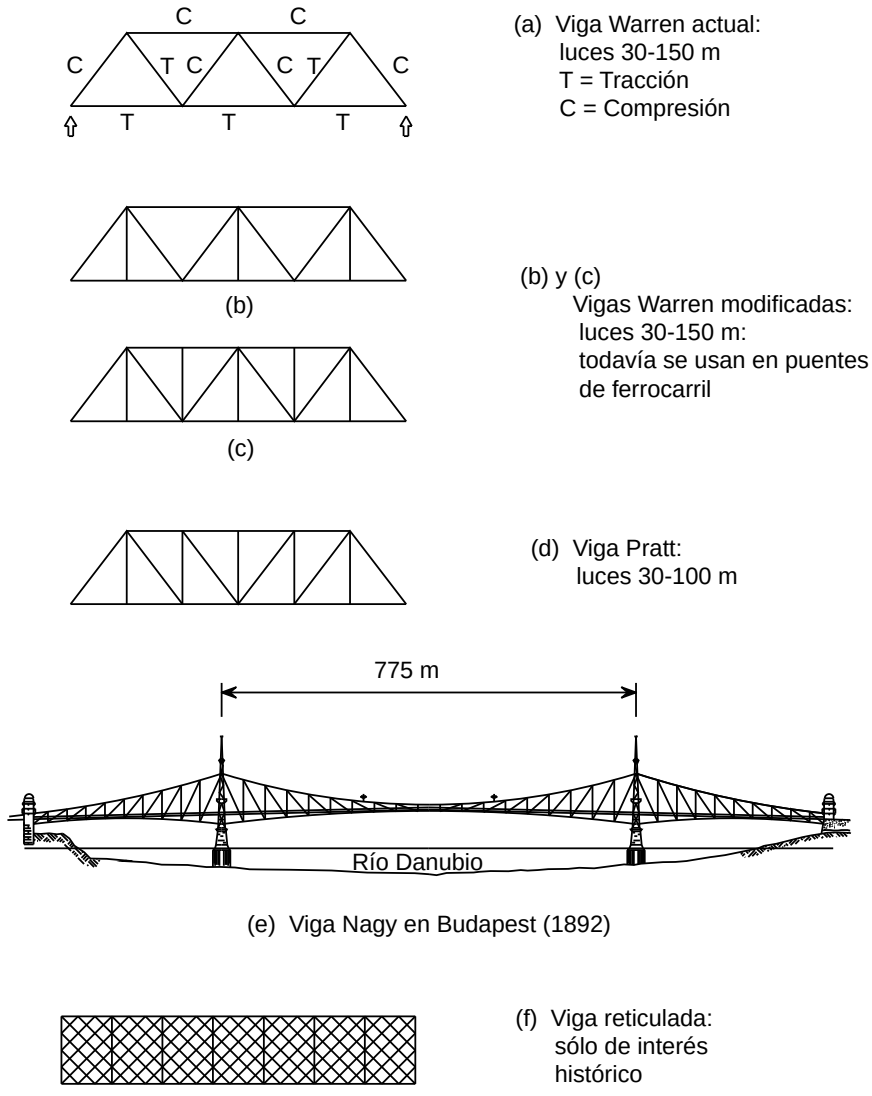


Figura 2 Tipos principales de vigas de celosía

2. DIFERENTES TIPOS DE VIGAS DE CELOSÍA

2.1 Antecedentes históricos

La viga de celosía como forma estructural se remonta a la época romana. En el Panteón se utilizó una viga de celosía de bronce.

Estados Unidos puede reivindicar que en el siglo XIX creó la mayor cantidad de tipos de vigas de celosía. El uso de madera y su entusiasta espíritu de iniciativa dieron lugar a estructuras de aspecto insólito, pero, sin embargo, consolidaron firmemente la viga de celosía como la forma ideal de puente de media luz en aquella época.

Eiffel construyó cerchas de celosía en Francia (figura 2f). Sin embargo, Fowler y Baker introdujeron una importante innovación al adoptar secciones tubulares de acero como las principales piezas comprimidas del puente Forth, que es muy conocido en todo el mundo por su grandiosidad. Los modernos puentes de celosía también emplean perfiles tubulares para las piezas comprimidas.

El arquitecto húngaro Virgil Nagy construyó el muy estético puente de vigas de alma llena de celosía Ferenc Jozsef en Budapest sobre el Danubio en 1892. El puente está sustentado por vigas de celosía tipo Pratt de canto variable (figura 2e). El tramo central tiene una longitud de 175 m, con una parte central isostática de 47 m.

En la mayoría de los puentes, la viga Warren (con sus modificaciones) es quizás el tipo usado con más frecuencia debido a su sencillez. Los actuales costes de mano de obra imponen un mínimo de barras y uniones.

2.2 Puentes de celosía para carreteras

Generalmente, se elige la configuración Warren, que se muestra en la figura 2. Cuando la longitud del espacio que se va a cruzar hace inevitable el uso de un puente de tramos múltiples, es más barato y factible elevar el trazado de la carretera y construir otro tipo de puente que requiera un mayor canto bajo el tablero.

Por esta razón, los puentes de celosía para carreteras generalmente tienen sólo un tramo (figura 3). Su aspecto se adapta muy bien desde el punto de vista estético para cruzar canales en paisajes llanos.

Los tramos están, por lo general, entre 60 y 120 m, que es el rango económico normal. El tramo más largo era el del antiguo puente

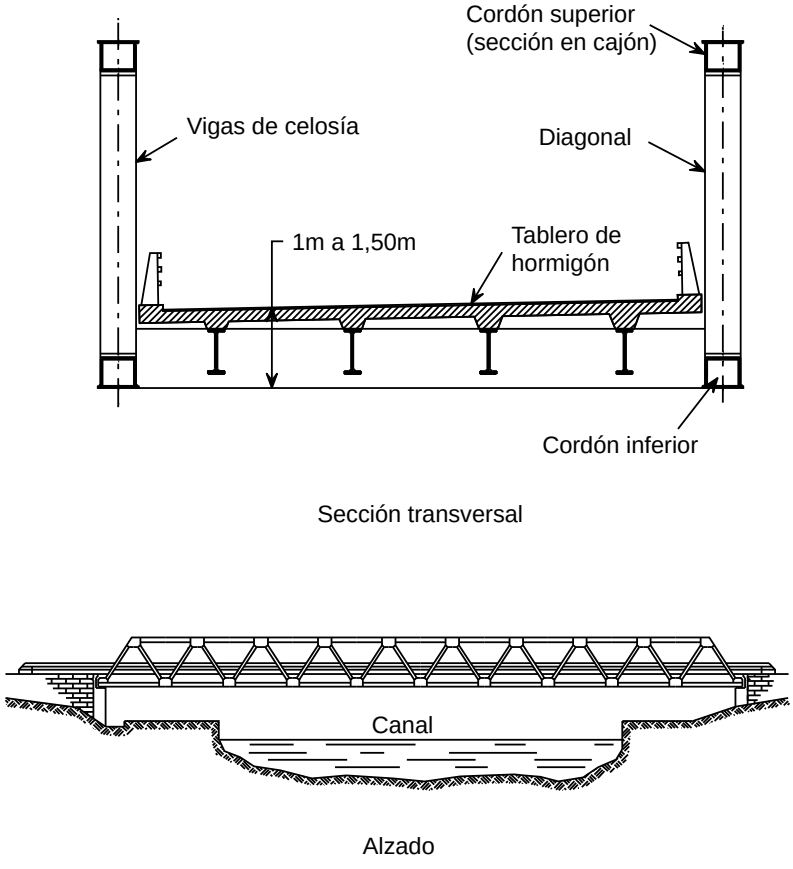


Figura 3 Puente de carretera de vigas de celosía

Neuwied sobre el Rin (212 m), que fue sustituido por un puente de cables inclinados.

Normalmente, la relación entre tramo y canto es de aproximadamente 15.

2.3 Elección de configuración de viga de celosía para puentes de ferrocarril

En la figura 1 se indican tres configuraciones básicas de puentes de celosía.

La configuración más económica de puente de celosía, especialmente para puentes de ferrocarriles, es la viga de celosía colgante, en la que la carga no permanente se produce al nivel del cordón superior. El cordón superior entonces ejerce la doble función de apoyo para la carga no permanente (ya que las traviesas se asientan directamente sobre el cordón) y de pieza comprimida principal. No obstante, existe la desventaja de que se reduce el espacio libre bajo el puente. Así, es frecuente que los tramos de acceso al puente sobre una planicie de inundación, o sobre partes navegables del río, estén suspendidos, mientras que los canales de navegación se crucen mediante vigas de celosía de tablero inferior.

Cuando los tramos son cortos, y no es posible el uso de vigas de celosía colgantes, quizás sea rentable colocar el cordón superior por debajo del nivel del gálibo de carga utilizando vigas de celosías de tablero inferior-parcial. El arriostramiento entre los cordones superiores no es posible y el embridado a las piezas comprimidas tiene que realizarse mediante estructuras en U. Sin embargo, para tramos en los que en otros tiempos se han utilizado vigas de celosía, los puentes de vigas armadas son ahora muy competitivos, y actualmente las vigas de celosías de tablero inferior parcial casi nunca se usan para puentes de ferrocarriles.

Cuando los tramos de los puentes de ferrocarriles son largos, el canto es generalmente lo bastante grande como para permitir que se proporcione arriostramiento sobre el nivel del gálibo de carga. Dichas vigas de celosías se denominan "vigas de celosía de tablero inferior". El uso del material para arriostramiento, en lugar de para pórticos en U, es considerablemente más eficaz.

Para tramos más cortos, las opciones son las configuraciones Warren y Pratt. En la viga Warren simple, las diagonales actúan alternativamente a compresión y tracción, mientras que en la viga Pratt, todas las diagonales están a tracción y los montantes adoptan la compresión.

Para ocuparse de la pesada carga de los puentes de ferrocarriles, los travesaños deben estar bastante juntos. Este requisito da lugar a las péndolas de la viga Warren modificada, que subdividen el cordón inferior. El diseño económico del cordón comprimido superior da como resultado una subdivisión con un pilar.

La mayoría de los puentes de celosía constan de un tramo, pero existen muchos ejemplos de vigas de celosía continuas. La ventaja inmediata sobre los esfuerzos de las barras cuando se emplea una estructura continua es contrarrestada hasta cierto punto por el aumento de los efectos de fatiga. En una viga de celosía simple, es frecuente que la fatiga sólo ejerza influencia sobre algunas de las diagonales. Generalmente, estas diagonales son las situadas en el centro del vano, donde, en todo caso, se debe utilizar la sección más pequeña disponible. Por contraste, la mayoría de las diagonales de una viga de celosía continua y algunas de las barras de cordón pueden experimentar la fatiga, especialmente cuando se utiliza una estructura soldada.

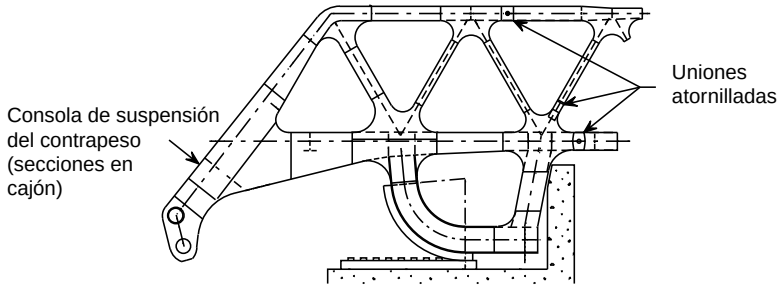
Incluso cuando las vigas de celosía continuas demuestran ahorros en el uso de acero, quizás no sean económicas. En un puente de 1700 m en India, el diseño alternativo de viga de celosía continua era aproximadamente un 5% más ligero que los tramos simples que se consideraban más económicos debido a la estandarización del detalle del trabajo de taller y el procedimiento de montaje.

Debe advertirse aquí que la hipótesis de carga tiene un efecto considerable en la configuración de la viga de celosía. Por ejemplo, con una carga combinada de carretera y raíles, las vigas de celosías de dos tableros pueden ser muy rentables.

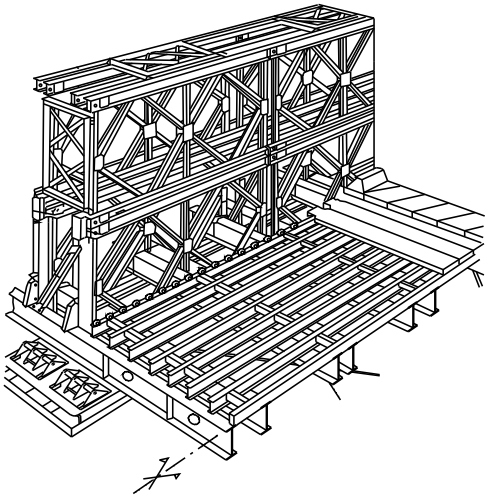
2.4 Aplicaciones particulares

- Como la carga permanente es un factor dominante en los puentes móviles, a menudo se construyen tramos articulados utilizando vigas de alma llena de celosías de acero. La figura 4a muestra un ejemplo de una pieza posterior de un puente de celosía móvil. La mayoría de las uniones están soldadas a tope y regidas por consideraciones de fatiga. De este tipo de puente ya no se hablará más en esta lección. Para obtener más información, véase la lección 2.6.2.

- Los puentes temporales para soluciones de emergencia son casi siempre puentes de celosía, debido a su adaptabilidad a diversos tramos y condiciones de apoyo, p. ej., Eiffel, Bailey, Arromanches, Callender-Hamilton, (véase la figura 4b).



(a) Ejemplo de puente móvil de celosía. Parte posterior del puente



(b) Puente temporal con fines de emergencia

Figura 4 Aplicaciones particulares de las vigas de celosía en la construcción de puentes

3. PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO

3.1 Intervalo de tramos

En tramos de 60 m a 120 m para carreteras y de 30 m a 150 m para ferrocarriles, los tramos simples pueden resultar rentables cuando existen condiciones favorables.

Los tramos grandes que utilizan vigas de celosía en voladizo han alcanzado un tramo principal de 550 m. Las vigas de celosía tienen que competir con las vigas armadas en tramos más cortos, con las vigas en cajón en tramos medios y con los puentes atirantados en tramos más largos.

3.2 Relación entre tramo y canto

El valor óptimo de esta relación depende de la magnitud de la carga no permanente que debe soportarse. Debería ser de alrededor de 10, siendo mayor para el tráfico de carreteras que para el tráfico de ferrocarriles. Para una carga de dos raíles la relación puede descender hasta aproximadamente 7,5. Siempre se debería hacer una comprobación del canto económico de un puente determinado.

3.3 Geometría

Para tramos cortos y medios, generalmente se considerará rentable utilizar cordones paralelos para no aumentar los costes de trabajo de taller y montaje. Sin embargo, para tramos continuos largos, a menudo se requiere una mayor altura en las pilas, figura 2e.

Los puentes de celosías oblicuos deberían evitarse en la medida de lo posible.

Se debe elegir un número par de divisiones para adaptarse a la configuración de diagonales de una viga Pratt. Si se elige un número impar, existirá una división central con diagonales cruzadas. Esta disposición generalmente no es conveniente, excepto quizás en el centro de un puente giratorio. Las diagonales deben estar en un ángulo entre 50° y 60° en relación con la horizontal.

Las tensiones secundarias deben evitarse en la medida de lo posible, garantizando que las líneas neutras de todas las barras que se cruzan se encuentran en un único punto, en los planos tanto horizontal como vertical. Esto no siempre será posible, p. ej., los travesaños serán de mayor canto que el cordón inferior y las barras de arriostramiento pueden estar unidas sólo a un ala de los cordones.

3.4 Calidad del acero

Se debe utilizar acero de calidad Fe 510 para las barras principales, usándose calidad Fe 430 o 360 únicamente para las barras que soportan una carga insignificante, a menos que la viga de celosía tenga que fabricarse en un país donde no exista un suministro disponible de mejor calidad. Para una viga de celosía diseñada mediante el uso de acero de calidad Fe 510, la cantidad de acero de calidad Fe 430 o 360 usada sería normalmente de un 7% mayor aproximadamente. Para tramos muy largos, las calidades superiores serán rentables, p. ej., el acero calmado y templado o el acero procesado termomecánicamente, con un límite elástico de 500 - 600 MPa, siempre que no predomine la fatiga.

3.5 Elementos de los cordones comprimidos

Estas barras deben ser tan cortas como sea posible y se debe tener en cuenta un arriostramiento adicional si es rentable.

La longitud de pandeo para el pandeo en el plano de la viga de celosía normalmente no es la misma que para el pandeo fuera del plano de esta viga. Este efecto puede complicarse aún más en las vigas de celosías de tablero inferior, en las que se puede utilizar arriostramiento horizontal en los nudos centrales, así como en los nudos principales. Al formar la sección del cor-

dón comprimido, la disposición ideal del material será aquélla que presente una sección con un radio de giro tal que la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro sea la misma en ambos planos. En otras palabras, es igual de probable que la barra tienda a pandear tanto horizontal como verticalmente.

El Eurocódigo 3: Parte 1.1 [1] permite determinar mediante un análisis los coeficientes de longitud de pandeo de las barras del reticulado. De lo contrario, se ofrecen valores moderados de 1,0 y 0,9. Sin embargo, ya que el Eurocódigo 3: Parte 1 se aplica a edificios, que poseen vigas de celosías relativamente pequeñas, en las que la economía absoluta de peso de acero no es esencial, se considera que esta cláusula no es apropiada para puentes. La longitud de pandeo de las barras de las vigas de celosía de los puentes se trata en la Parte 2 del Eurocódigo 3 [2]. Como ejemplo práctico, véase la tabla II de BS5400 Parte 3 [3].

En el caso de puentes de tablero inferior parcial, el cordón superior está sustentado lateralmente en las diagonales y se comporta como una barra comprimida apoyada sobre resortes. El método de determinación de su longitud de pandeo se proporciona en los reglamentos apropiados sobre puentes.

Es necesario elegir el canto de la barra de forma que las dimensiones de la chapa sean razonables. Si son demasiado gruesas, el radio de giro será más pequeño de lo que sería si la misma superficie de acero se usara para formar una barra más grande empleando chapas más delgadas. Las chapas deben ser tan delgadas como sea posible, sin perder demasiada superficie cuando se obtiene la sección eficaz.

Las vigas de celosía con tramos de hasta 100 m aproximadamente poseen a menudo cordones de sección abierta, generalmente de sección en forma de “omega”, (véase la figura 5). Aquí a menudo es conveniente disponer los pilares verticales y las barras comprimidas de forma que se introduzcan en la barra del cordón superior, proporcionando así un diafragma natural y además, por lo general, evitando la necesidad de cartelas en los nudos alternos, aunque se necesitarán rellenos.

Para vigas de celosía con tramos superiores a unos 100 m, los cordones generalmente serán elementos cerrados en cajón, permitiendo así obtener un buen rendimiento del material desde los puntos de vista económico y de conservación.

Para tramos más cortos, se pueden usar ocasionalmente perfiles laminados o perfiles laminados huecos.

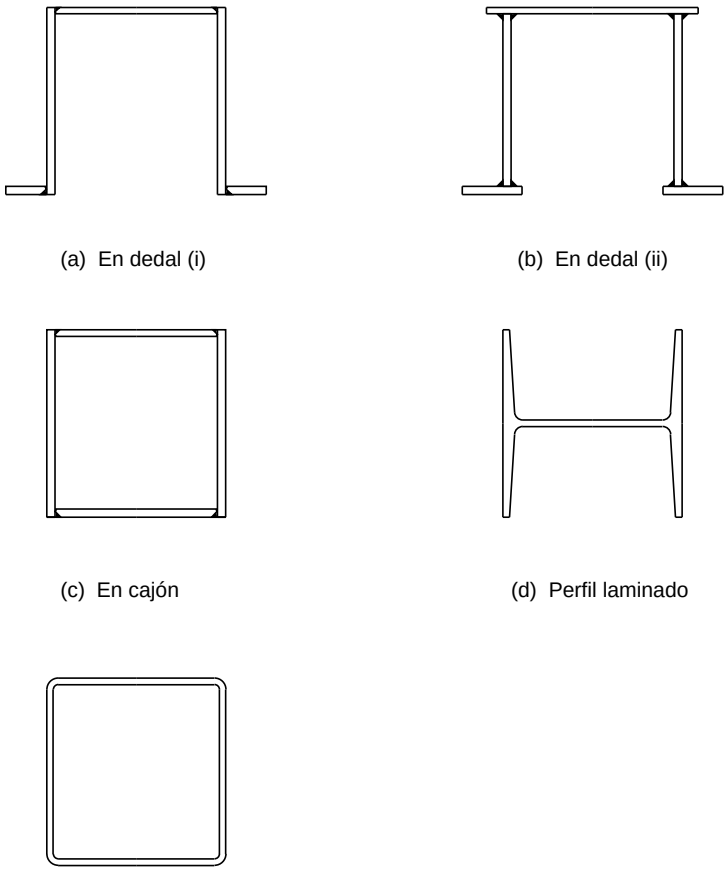


Figura 5 Barras de cordones a compresión

Las ventajas y desventajas, así como las observaciones sobre el trabajo de taller, de las cinco configuraciones alternativas que se muestran en la figura 5 son:

a. Omega (i)

La distorsión por el soldeo puede constituir un problema, aunque la situación puede mejorarse en el ala inferior mediante la adición de un cordón en ángulo de sellado. Se recomienda realizar esto así para evitar la corrosión.

Las soldaduras necesitan estar rebajadas a paño en las posiciones de las cartelas.

Se requieren presillas o riostras horizontales como arriostramientos locales.

b. Omega (ii)

Más apropiada para la soldadura automática que Omega (i). Requiere labra en los nudos para permitir la entrada de montantes y cartelas.

Por motivos de fatiga, mantenga los bordes de soldadura de los cordones de sección triangular al menos a 10 mm de los bordes de las chapas.

Se necesitan presillas o riostras horizontales.

Procurar que la parte saliente del ala inferior sea lo bastante ancha como para permitir el acoplamiento directo del sistema lateral superior.

c. Cajón

Proporciona una óptima resistencia al pandeo.

Proporciona un perfil bien definido y un fácil mantenimiento.

No se requieren riostras horizontales.

El acceso para el montaje de diafragmas internos es difícil.

Se requieren cartelas adicionales para la sujeción de laterales superiores.

d. Perfiles Laminados

Propensos a retener polvo y desechos.

Se necesita relleno en las uniones, ya que los cantos de sección nominal varían ligeramente.

e. Perfiles Laminados Huecos

En las cartelas se forman fisuras a menos que se tomen precauciones especiales.

3.6 Elementos de cordón a tracción

Las barras traccionadas deben ser tan compactas como sea posible, pero los cantos tienen que ser lo bastante grandes como para proporcionar un espacio adecuado a los tornillos en las posiciones de las cartelas. La anchura fuera del plano de la viga de celosía debe ser la misma que la de los montantes y las diagonales, de forma que se puedan suministrar cartelas de recubrimiento simple sin necesidad de relleno.

Debería ser posible obtener una sección neta de aproximadamente el 85% de la sección bruta mediante una minuciosa disposición de los tornillos en las uniones. Esto significa que la rotura en la sección neta no determinará las calidades de acero frecuentes.

Al igual que las barras comprimidas, los perfiles tubulares son preferibles para la facilidad de mantenimiento, pero las secciones abiertas pueden resultar más baratas.

En la figura 6 se muestran cuatro configuraciones alternativas. Sus ventajas y desventajas son:

a. Cajón Abierto

La distorsión por el soldeo quizás sea un problema, pero

		podría solucionarse añadiendo cordones de sección triangular de sellado en las esquinas. Las soldaduras necesitan estar rebajadas a paño en las posiciones de las cartelas. Se necesitan presillas o riostras horizontales.
b.	Cajón cerrado	Proporciona un perfil bien definido y una fácil conservación. No se requieren chapas de fondo. El acceso para el montaje de diafragmas internos es difícil.
c.	Perfil Laminado	Propensos a retener polvo y desechos. Se necesita relleno en las uniones.
d.	Perfiles Laminados Huecos	En las cartelas se forman fisuras a menos que se tomen precauciones especiales.

3.7 Elementos verticales y diagonales

Estas barras deben tener todas la misma anchura normal al plano de la viga de celosía, para permitir que se adapten al ras de, o se acanalen dentro, del cordón superior (donde se utiliza la sección en forma de omega) y que se adapten al ras del cordón inferior. No obstante, la anchura de las diagonales en el plano de la viga de celosía debe reducirse fuera de las estructuras de apoyo en unos 75 mm por panel. Esta reducción puede significar que algunas barras soportan una tensión inferior. Con frecuencia es posible usar perfiles laminados, especialmente en las barras ligeramente cargadas, pero probablemente se necesitarán rellenos para admitir los márgenes de laminación. Este hecho puede hacer que las barras soldadas sean más económicas, especialmente en las vigas de celosías más largas, donde la operación de relleno podría añadir una cantidad significativa al coste de montaje.

Desde el punto de vista estético, es conveniente disponer todas las diagonales con el mismo ángulo, aun cuando los cordones no sean paralelos. Esta disposición impide que la viga de celosía tenga un aspecto excesivamente complejo cuando se observa desde un ángulo. No obstante, en la práctica esto se invalida debido a la economía de la estructura del tablero, donde se prefiere una longitud constante en cada segmento.

En la figura 7 aparecen cinco configuraciones alternativas. Sus ventajas y desventajas son:

a.	Cajón Abierto (i)	Las soldaduras de penetración parcial son caras y la alternativa (ii) podría resultar más barata. Se necesitan presillas o riostras horizontales.
b.	Cajón Abierto (ii)	Las soldaduras en ángulo continuas o por puntos pueden realizarse simultáneamente. Las soldaduras por puntos sólo deberían usarse en los puentes cuando la corrosión no es un problema significativo.

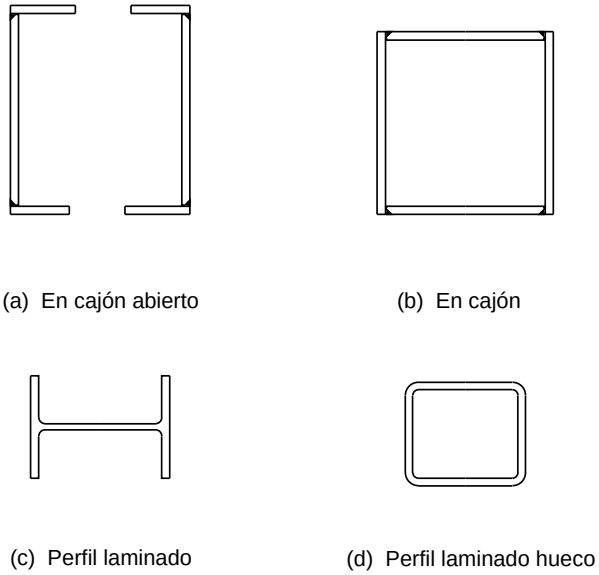


Figura 6 Barras de cordones a tracción

	Se necesitan presillas o riostras horizontales.
c. Perfil armado I	No se recomienda para diagonales de extremo, ya que actúa como un conducto de agua hacia las estructuras de apoyo.
d. Perfiles Laminados	Se necesita relleno en las uniones, ya que los cantos de sección nominal varían ligeramente.
e. Perfiles Laminados Huecos	En las cartelas se forman fisuras a menos que se tomen precauciones especiales.

3.8 Conservación

Al igual que en cualquier diseño estructural, los problemas que puede afrontar el equipo de mantenimiento deben valorarse completamente. Los problemas pueden ser numerosos, pero un buen diseño evitará la mayoría de las dificultades frecuentes. Por ejemplo:

Agua	Procurar que no entre agua, pero siempre téngase en cuenta que va a entrar y hay que buscar la forma de darle salida. Deberían utilizarse secciones “herméticas”, con un orificio de drenaje en el punto más bajo.
Suciedad y desechos	Procure no permitir la entrada de suciedad y desechos, recordando que el viento y la lluvia los introducirán.
Pintura	Recuerde que, si el acceso es difícil, no se pintará el puente o al menos sólo un poco y probablemente no se inspeccionará. Los perfiles tubulares facilitan el pintado, pero los perfiles laminados huecos dejan fisuras desagradables en las posiciones de las cartelas, a menos que se suelden las uniones.
Aves	¡Las aves anidarán y se posarán en los lugares más insólitos!

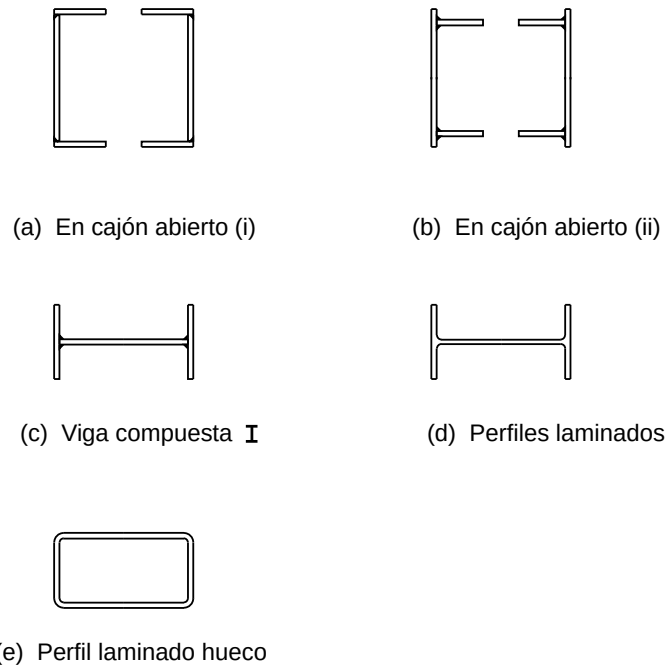


Figura 7 Barras verticales y diagonales

4. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

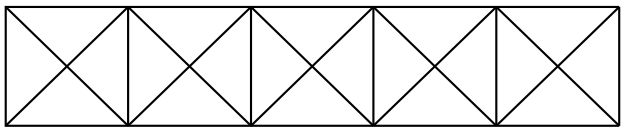
A menos que se proporcione un tablero ortotrópico o de hormigón, el arriostramiento de los largueros, las jácenas de frenado y el arriostramiento lateral de los cordones son necesarios para transmitir las cargas no permanentes longitudinales y las cargas del viento y/o los terremotos a las estructuras de apoyo y también para impedir el pandeo de los cordones comprimidos. Cuando se utiliza un tablero macizo, se debe tener en cuenta la interacción entre el tablero y las vigas de celosía.

En cuanto al arriostramiento lateral de los cordones, cuando se adopte un sistema del tipo "cruz de San Andrés", como se muestra en la figura 8a, los nudos del sistema lateral coincidirán con los nudos de las vigas principales. Tendrá lugar una interacción que se debe tener en cuenta. Como resultado de esta interacción, el sistema lateral puede soportar hasta el 6% de la carga axial total de los cordones.

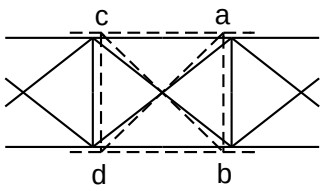
En la figura 8b se puede ver el sistema lateral en su forma original y en su modo deformado después de que se aplican cargas de compresión axial a los cordones. Debido al acortamiento de las barras de cordón ac y bd, el rectángulo se deforma como se indica mediante las líneas de puntos, provocando tensiones de compresión en las diagonales y tensiones de tracción en las barras transversales. Las barras de presillas transversales son indispensables para el correcto rendimiento del sistema de arriostramiento transversal en cruz de San Andrés.

La interacción puede reducirse significativamente mediante el uso de un sistema de "diamante" de arriostramiento lateral, en el que los nudos del sistema lateral tienen lugar a mitad de camino entre los nudos de las vigas principales, figura 8c. Con esta disposición, se produce una "acción de tijera" cuando los cordones reciben tensión, y los cordones se desvían lateralmente un poco en los nudos del sistema lateral.

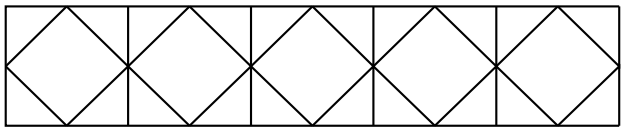
En el modo de pandeo principal de un sistema de arriostramiento lateral de "diamante",



(a) Sistema de cruz de S. Andrés



(b) Modo deformado de (a)



(c) Sistema de diamante

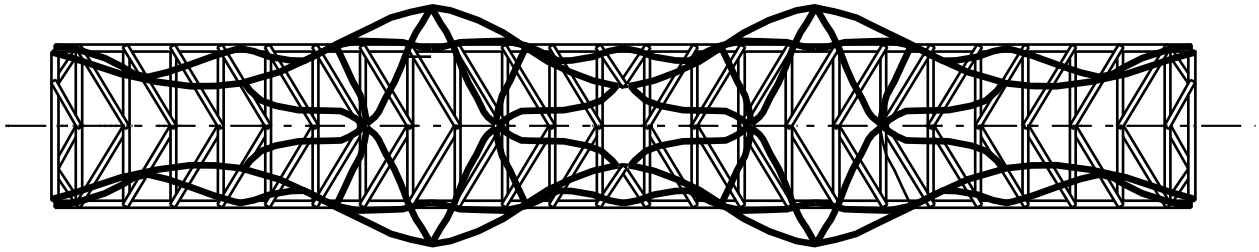
Figura 8 Arriostramiento lateral de los cordones superiores

una mitad de los diamantes poseen sus propias barras a tracción (véase la figura 9).

Para los puentes de ferrocarriles, la figura 10 ilustra un sistema lateral económico a nivel del tablero, que consta de una única barra simple que funciona también como parte de la jácena de frenado. Las jácenas adicionales contribuyen a resistir los esfuerzos de frenado procedentes de los trenes.

Las cargas del viento sobre las diagonales y los montantes pueden dividirse equitativamente entre los sistemas laterales superior e inferior. Los pórticos del extremo (ya sean diagonales o montantes) entonces tienen que soportar la carga aplicada al cordón superior y que se dirige hacia abajo, al cordón inferior.

Evidentemente, cuando sólo existe un sistema lateral (como en las vigas de celosía col-



Planta: cordones superiores
Nota: Por razones de claridad, las almas y los cordones superiores con su arriostramiento lateral se presentan con líneas sólidas

Figura 9 Modo de pandeo de un "sistema de diamante" usado como arriostramiento lateral de los cordones posteriores

gantes o de tablero inferior parcial), entonces este único sistema debe soportar toda la carga del viento.

Además de resistir las cargas transversales aplicadas externamente, debidas al viento, etc., el arriostramiento lateral estabiliza el cordón comprimido. El arriostramiento lateral garantiza que se obtienen longitudes de pandeo relativamente pequeñas para las barras del reticulado. También se requiere arriostramiento lateral local en todos los "retorcimientos" de los cordones cuando se inducen cargas de compresión hacia las barras del alma con independencia de si el cordón está a tracción o compresión debido al cambio de dirección angular del cordón.

5. ANÁLISIS

5.1 Efectos de las cargas globales

Generalmente, las vigas de celosía tienen uniones rígidas. Las tensiones secundarias debidas a la rigidez de las uniones y a la deformación de las vigas de celosía pueden ignorarse en la comprobación de estado límite último. Deben tenerse en cuenta cuando se requiere la comprobación para el estado límite de servicio y en cuanto a la fatiga. Sin embargo, estos efectos secundarios son generalmente insignificantes.

La comprobación para el estado límite de servicio no es necesaria para las barras a tracción o para algunas barras comprimidas esbeltas. Cuando no es necesaria, el método manual tradicional de análisis de vigas de celosía que tiene en cuenta articulaciones de pivote es adecuado para el análisis global.

Los análisis por ordenador pueden tener en cuenta la rigidez de las uniones y entonces los momentos secundarios se determinan automáticamente. Los efectos de las cargas axiales primarias y los momentos secundarios se combinan mediante el uso de fórmulas de interacción apropiadas.

En una viga de celosía hiperestática, tienen que considerarse los efectos de la temperatura. Generalmente no son significativos.

5.2 Efectos de las cargas locales

i. Cargas no aplicadas en las uniones de las vigas de celosía

Se deben tener en cuenta dos tipos de efectos de cargas locales:

a. Aquéllos debidos a cargas aplicadas en el plano de la viga de celosía, lejos de una unión. Un ejemplo típico de este tipo de carga es el cordón superior de un puente de ferrocarril suspendido, donde las traviesas descansan directamente sobre el ala superior del cordón.

b. Cargas excéntricas que no estén en el plano de la viga de celosía, tales como cargas procedentes de travesaños.

ii. Excentricidades en las uniones

Deben tenerse en cuenta las tensiones de flexión debidas a cualquier excentricidad en las uniones, compartiendo los momentos debidos a excentricidad entre las barras que confluyen en las uniones en proporción a su resistencia a la rotación. En cuanto a las vigas principales, los ejes baricéntricos de todas las barras deben encontrarse en un punto cuando sea posible. El único caso en el que es inevitable un pequeño grado de excentricidad es cuando se utilizan secciones en forma de “omega” asimétricas y entonces no es posible que los ejes baricéntricos de barras adyacentes de diferentes magnitudes sean colineales.

Donde sea posible, los ejes de los sistemas laterales deben estar en los mismos planos que los de los cordones de la viga de celosía. No obstante, algunas veces los laterales superiores de una viga de celosía de tablero inferior tienen que conectarse al ala superior del cordón superior, siendo inevitable la excentricidad. Puesto que las cargas en los sistemas laterales superiores son generalmente pequeñas, las tensiones resultantes adicionales son insignificantes. De modo similar, en algunos puentes de tablero inferior, los laterales inferiores tienen que conectarse al ala inferior del cordón inferior para evitar los travesaños y largueros.

6. UNIONES

6.1 Generalidades

Las principales uniones de las vigas de un puente tienen lugar en los nudos de las vigas de celosía, donde las barras de alma se conectan a las barras de cordón. Por lo general, esta conexión incorpora un empalme en la barra de cordón y a veces también en una o ambas conexiones secundarias de las vigas de celosía que la unen al travesaño y al sistema lateral.

Por motivos de economía y rapidez de montaje, las uniones en la obra se pueden realizar mediante tornillos de apriete por fricción de alta resistencia. Es difícil conseguir unas buenas soldaduras en obra cuando el acceso es complicado y la durabilidad a la fatiga de las uniones soldadas es inferior a la de las uniones atornilladas.

Sin embargo, en varios países, ahora las conexiones suelen soldarse a tope en la obra. La figura 11 muestra diferentes formas geométricas de cartelas que se utilizan para obtener durabilidad en vista de los efectos predominantes de la fatiga.

Cuando se coloca una losa de hormigón que sirve de apoyo a la carretera o a la vía férrea, las fuerzas horizontales originadas por la retracción del hormigón deben tenerse en cuenta en el cálculo de las uniones de unión de los cordones inferiores.

6.2 Uniones de vigas de celosía

En los nudos de una viga de celosía, donde las barras de alma están conectadas a los cordones, existe un cambio de carga en el cordón que requiere un cambio en el área de su sección-transversal. El nudo es, por consiguiente, el punto en el que existe una unión en el cordón, además de ser el punto de unión de las barras de alma.

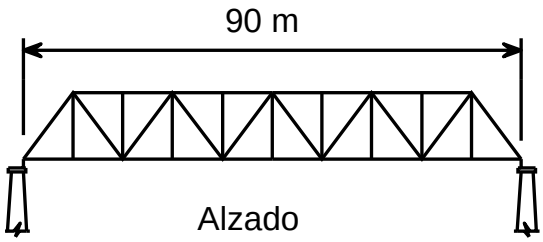
Las barras de alma están conectadas a los cordones por medio de chapas de unión verticales. Generalmente, se atornillan a las almas de los cordones y las barras de alma se adaptan entre ellas (figura 12a).

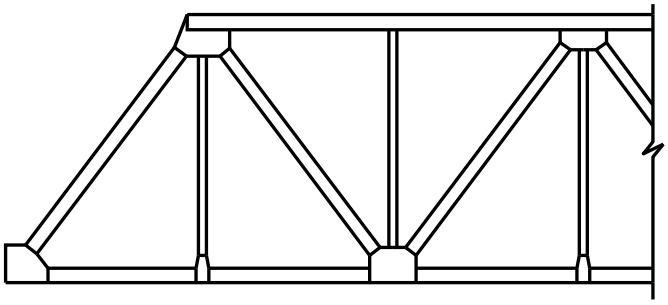
La unión de los cordones se efectúa mediante el uso de platabandas. Deberían estar dispuestas, respecto a la sección transversal de la barra, de tal forma que transfieran la carga proporcionalmente a las partes respectivas de la sección (figura 12b). Las chapas de unión forman las platabandas del alma externas. Puesto que actúan con la doble función de cubrejuntas y conector del alma, esto se tiene en cuenta en su espesor. La unión se ha calculado para soportar la carga coexistente en el cordón de menor carga más la componente horizontal de la carga en la diagonal adyacente. La carga de la otra diagonal se transfiere al cordón de mayor carga únicamente a través de las cartelas. En los cordones comprimidos que tienen en contacto los extremos colindantes de ajuste, la carga de compresión que se va a soportar mediante los extremos colindantes del empalme se ha diseñado para una menor cantidad de compresión.

Algunas veces la cartela se forma soldando en el taller una chapa de figura más gruesa al cordón en lugar de al alma del cordón. Las barras de alma son todas más estrechas que los cordones y el empalme de los cordones se rebaja del nudo. Se produce una ventaja en el montaje, ya que las conexiones del alma se pueden realizar antes de que se monte el siguiente cordón.

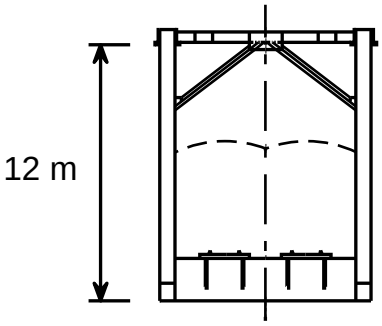
En las uniones de todas las barras y elementos traccionados, se debe tener cuidado en la disposición de los taladros de tornillos, para garantizar que el área de sección neta crítica de la sección no sea tan pequeña que predomine la rotura. Si es necesario, la alternancia de las líneas de tornillos contribuye a aumentar el área neta efectiva. Recuerde que la sección neta crítica está generalmente en los extremos de la sección o el centro de los cubrejuntas y que en otro lugar una cantidad de la carga se ha transferido a las demás partes de la unión y se pueden añadir más taladros para tornillos.

Las uniones de las barras de alma a las cartelas son bastante sencillas y raramente se requiere un tratamiento especial, tal como el uso

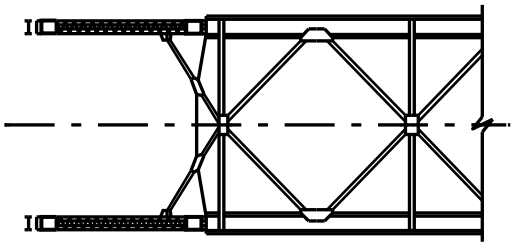




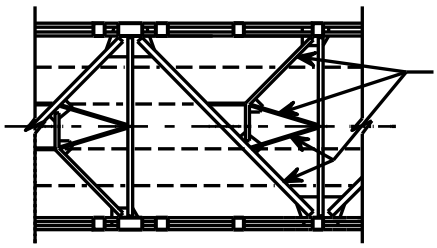
Alzado parcial del tramo



Sección



Planta de arriostramiento lateral superior



Planta de arriostramiento lateral inferior

Figura 10 Disposición general de un puente de tablero inferior para ferrocarril

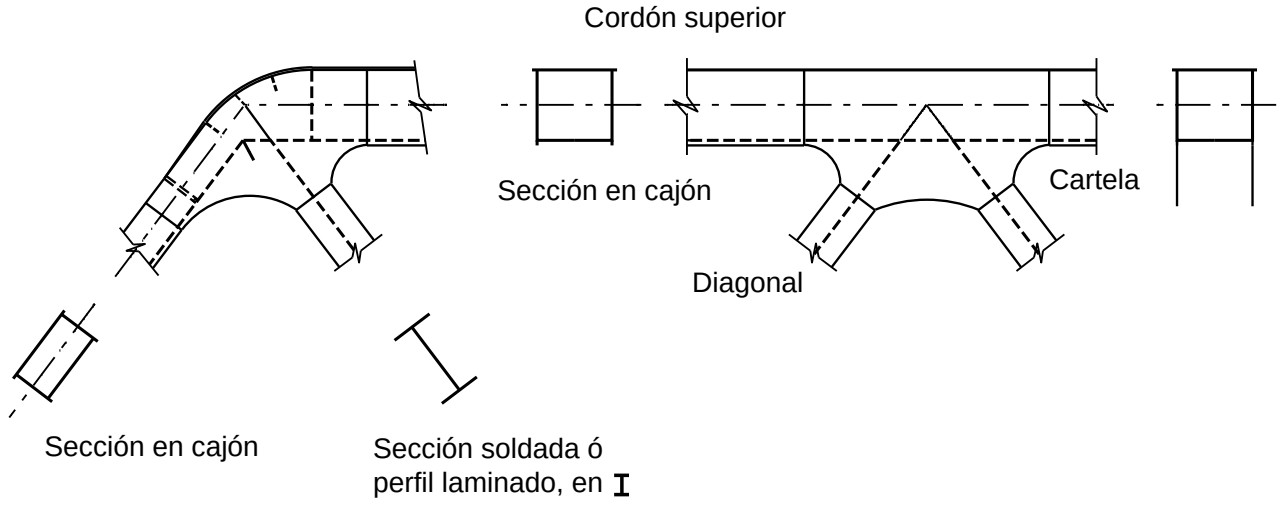


Figura 11 Uniones soldadas a tope y geometría adecuada de las cartelas para evitar la fatiga

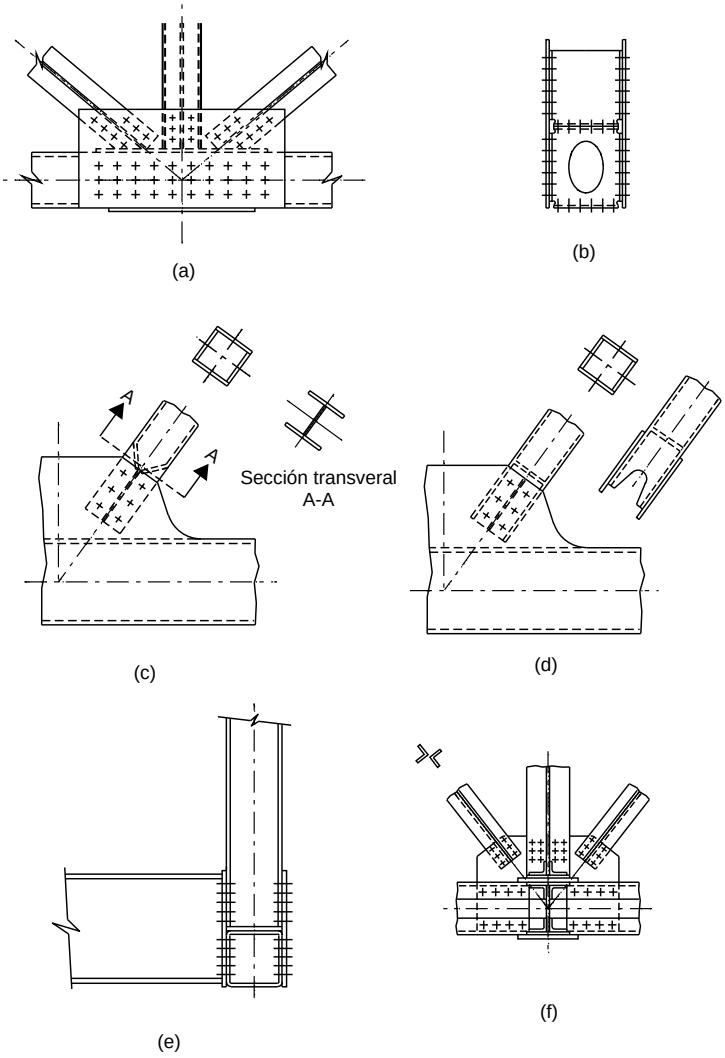


Figura 12 Uniones atornilladas

de angulares de unión. A la hora de conectar secciones huecas rectangulares, el método mostrado en la figura 12d es preferible al de la figura 12c.

Los bordes sin apoyo de las cartelas deben ser de tal forma que la distancia entre las uniones no exceda unas 50 veces el espesor de la chapa de unión (figura 12a). Si esto es inevitable, el borde debe rigidizarse.

6.3 Uniones de los travesaños

Son bastante sencillas. Las 2 o 4 filas de tornillos en la placa del extremo de los travesaños se hacen de tal forma que se correspondan con las filas centrales equivalentes de tornillos de la cartela. Se requieren forros de chapas de relleno que tengan en cuenta la diferencia de canto de las cartelas y los travesaños (figura 12e).

6.4 Uniones de arriostramiento lateral

Como se recomienda en 5.2(ii), los ejes de los sistemas laterales deben

estar en los mismos planos que los de los cordones de las vigas de celosía. Este requisito se cumple en 2 de los 3 tipos de barras y uniones laterales que se describen a continuación:

i. Para tramos largos y medios, las barras laterales con frecuencia se hacen de dos perfiles laminados en U, conectados mediante riostra horizontal para ofrecer un canto global, igual que los cordones. Se conectan a los cordones mediante cartelas atornilladas a las alas de los cordones, exactamente de la misma forma que las barras de alma principales se conectan a las cartelas de unión principales.

ii. Para los tramos medios, con frecuencia son ideales los laterales que están formados por dos perfiles angulares laminados, dispuestos vértice a vértice en forma de “estrella” y con presillas intermedias. Están conectados a los cordones mediante cartelas situadas en el eje de los cordones (figura 12f). Obsérvese que los perfiles angulares “ala contra ala”, pero separados por un pequeño espacio, no se deberían usar nunca, debido a los problemas de conservación.

iii. En los tramos cortos los laterales sencillos a menudo son suficientes. Pueden estar conectados por medio de una cartela al ala del cordón superior o inferior, ya que los momentos debidos a excentricidad son pequeños.

7. RESUMEN FINAL

- Las vigas de celosía se pueden ensamblar a partir de pequeñas piezas y son especialmente ventajosas cuando el acceso a la obra es difícil.
- Haga que la configuración sea simple, utilizando un mínimo de barras y uniones.
- Para puentes largos, las vigas de celosía continuas pueden ser la solución económica, pero recuerde que un menor peso del acero no significa necesariamente un menor coste.
- Deben considerarse los efectos de la fatiga, especialmente en vigas de celosía continuas.
- Las vigas de celosía pueden ser rentables para tramos de 30 m a 200 m.
- Evite la excentricidad de la carga y las uniones para reducir las tensiones secundarias.
- La configuración de las barras y una cuidadosa disposición de los tornillos en los empalmes son especialmente importantes.
- En caso de uniones soldadas, utilice solamente uniones soldadas a tope, con el fin de evitar los efectos de la fatiga. La penetración de la soldadura debe ser completa.
- Evite las áreas de corrosión potenciales. ¡Recuerde que las aves anidarán y se posarán en los lugares más insólitos!
- Seleccione un sistema lateral no participante.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1 General Principles and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[2] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: Part 2: Bridges and Plated Structures.

[3] BS5400: “Steel, Concrete and Composite Bridges”, Part 3: 1982: Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institute, London.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Roberts, G., Kerensky, O.A., “Auckland Harbour Bridge, New Zealand Design”, Paper 6528, ICE Proc., Vol 18, April 1961, pp. 423-458.

2. Turley, S., Savarkar, S.G., Williams, J., Tweed, R.J.C., “Design, Fabrication and Erection of Ganja Bridge, Mokameh, India”, Paper 6425, Proc. ICE, Vol. 15, March 1960, pp. 231-254.

3. ayfield, P., Taylor, G., McIlroy, P., King, C., Casebourne, M., “Tyne and Wear Metro: Bridge N106 over the River Tyne”. Paper 8205, ICE Proc, Vol. 66, Part 1, May 1979, pp. 169-189.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.6: Puentes de Vigas Cajón

OBJETIVOS/CONTENIDO

Esta lección proporciona información sobre detalles y características específicas de los puentes de vigas en cajón. La lección está destinada a ingenieros con cierta capacitación.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 10.5.1:	Diseño de Vigas Cajón
Lección 10.5.2:	Métodos Avanzados para Puentes de Vigas Cajón

LECCIONES AFINES

Lección 18.1:	Elección Conceptual
Lección 18.2:	Acciones en Puentes
Lección 18.3:	Tableros de Puentes
Lección 18.10:	Equipamiento del Puente
Lección 18.12:	Introducción a la Construcción de Puentes

RESUMEN

Se expone brevemente la historia de los puentes de vigas en cajón. Se habla de su concepción general, examinando el intervalo de tramos para el que resulta económico, la relación entre tramo y canto, el diseño de la sección transversal y la selección de la clase de acero. Se estudian los detalles críticos. Se resumen los métodos de cálculo, en relación con los tratamientos más detallados de las lecciones 10. Se exponen métodos de montaje y la lección concluye con un resumen de lo que es necesario aprender de los fallos de los cajones de la década de los años 70.

1. HISTORIA

La nomenclatura de los elementos estructurales de una viga en cajón de acero se ofrece en la figura 1, que muestra, por ejemplo, una viga en cajón monocelular con un tablero de hormigón compuesto.

Hasta 1940 las posibilidades estructurales de las vigas en cajón eran limitadas; las estructuras tenían que ensamblarse a partir de perfiles laminados, chapas y uniones roblonadas.

A pesar de estas limitaciones, la primera viga en cajón, la del puente Britania (1850), con

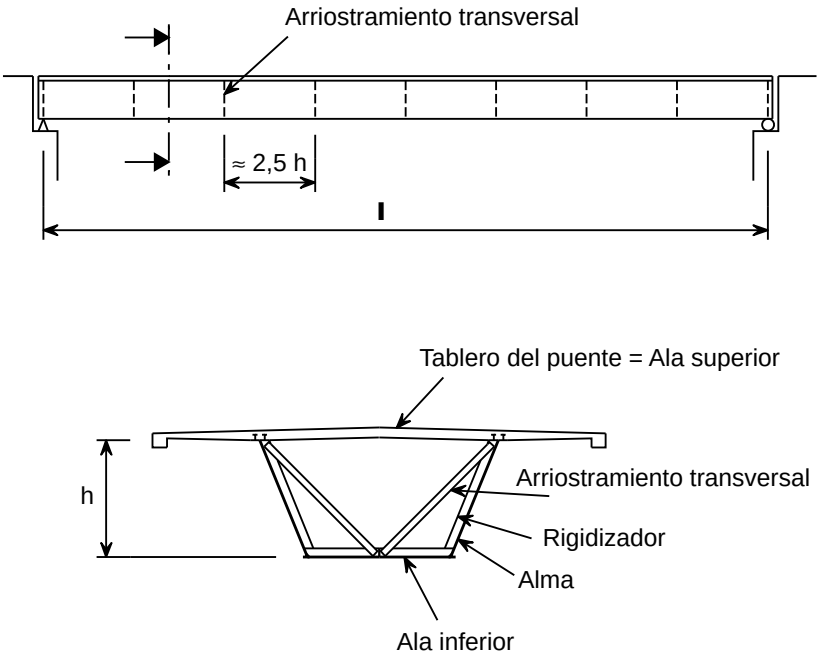


Figura 1 Puente de viga en cajón con tablero mixto de hormigón: nomenclatura

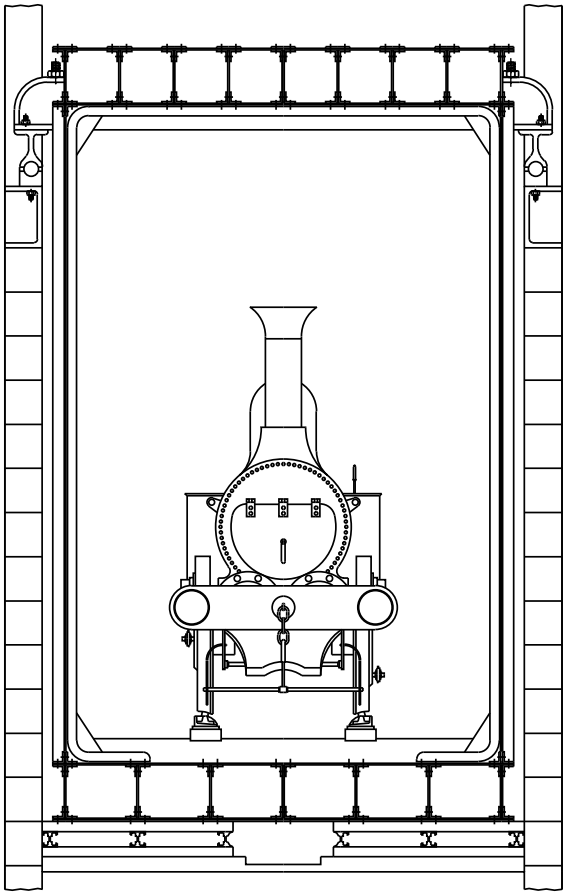


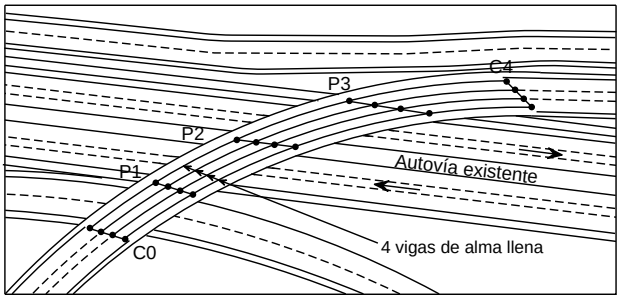
Figura 2 Puente Britannia, 1850

tramos principales de 152 m, figura 2, sirvió como modelo de lo que se podía conseguir con un diseño innovador.

El concepto básico del uso de secciones huecas sólo se repitió alguna que otra vez con la construcción roblonada.

- El puente Britania se imitó solamente una vez; en América. Una viga en cajón utiliza más material que una viga de celosía y en aquella época el material era mucho más caro que la mano de obra.
- Las barras tubulares del puente del Estuario de Forth (1890) constituyeron una segunda excepción.
- El puente de ferrocarril que cruza el Oude Maas, Dordrecht, en los Países Bajos, posee diagonales tubulares roblonadas. Aquí surgió un problema de corrosión. Los cajones roblonados no son completamente estancos al agua. Se condensó aire húmedo, absorbido, y se acumuló agua en la parte inferior.

Nota: Un mecanismo similar podría pro-



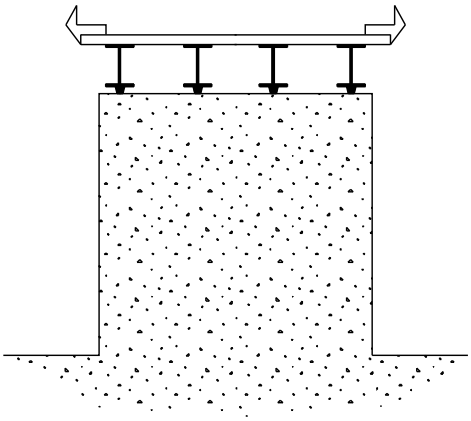


Figura 3a Puentes de vigas de alma llena

ducirse debido a la porosidad de las soldaduras de un solo cordón, p. ej., en los tableros inferiores de los tableros ortotrópicos. No obstante, no se suele utilizar un cordón doble. La porosidad se admite como tal.

Con el desarrollo de la soldadura eléctrica y la precisión del oxicorte, las posibilidades estructurales aumentaron enormemente. Ahora es posible diseñar grandes unidades soldadas de forma más económica, p. ej., vigas en cajón, utilizando técnicas similares a las de la construcción naval.

Una viga en cajón consta de:

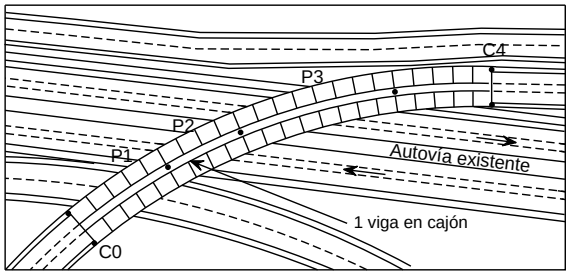
- un tablero de hormigón o de acero ortotrópico como ala superior y, algunas veces, una combinación de los dos,
- una chapa rigidizada o un arriostramiento como ala inferior,
- almas, verticales o inclinadas,
- diafragmas o arriostramientos poco flexibles en los apoyos, así como arriostramientos transversales más ligeros entre los apoyos, a distancias de aproximadamente 2,5 veces el canto de construcción, (figura 1).

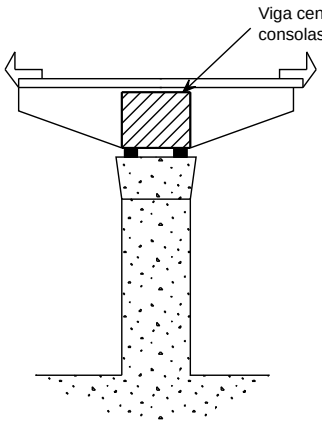
Esta sección transversal básica puede encontrarse actualmente en muchos puentes:

Su gran resistencia a la torsión hace que una viga en cajón sea una solución especialmente apropiada cuando el puente es curvo en el plano horizontal, (figuras 3a y 3b). Muchos puentes de carreteras europeas pueden servir como ejemplos. Entonces es posible el lanzamiento como método de montaje siempre que la curvatura sea constante.

En las secciones transversales amplias, el cajón a veces se subdivide en celdas, (figura 4a). En dichas estructuras el ala inferior no es muy eficaz.

Las alternativas son:





El puente de viga en cajón es, en este caso, menos caro y de mejor apariencia que un puente de vigas de alma llena y se evitan los alineamientos oblicuos de los arriostramientos

Figura 3b Puentes de viga en cajón

- El cajón de tres celdas se sustituye por: dos celdas en la parte exterior, una “celda” central, formada por riostras que conectan dos celdas exteriores y emparrillados como chapa de tablero, (figura 4b).
- Varios cajones más pequeños independientes, (figura 4c). La ventaja es el ala inferior más pequeña; una desventaja es un mayor número de almas menos eficaces y la pérdida de una gran cantidad de resistencia a la torsión.
- El último paso es obvio. la sustitución de estos cajones independientes por vigas I soldadas, (figura 4d).

El refuerzo y ensanchamiento de los puentes existentes es un problema que siempre se repite. Debido a su naturaleza, una viga en cajón ofrece excelentes oportunidades de armadura mediante el pretensado o por medio de chapas adicionales soldadas a las alas inferiores.

Hasta ahora sólo se ha hablado de vigas en cajón “cerradas”. No obstante, durante mucho tiempo se ha conocido una forma de estructura de gran resistencia a la torsión: la viga de celosía tridimensional. Las vigas de rigidez de muchos puentes colgantes primitivos a veces se hacían con una “viga en cajón”, en la que dos, tres o todos los muros estaban formados por vigas de celosía planas.

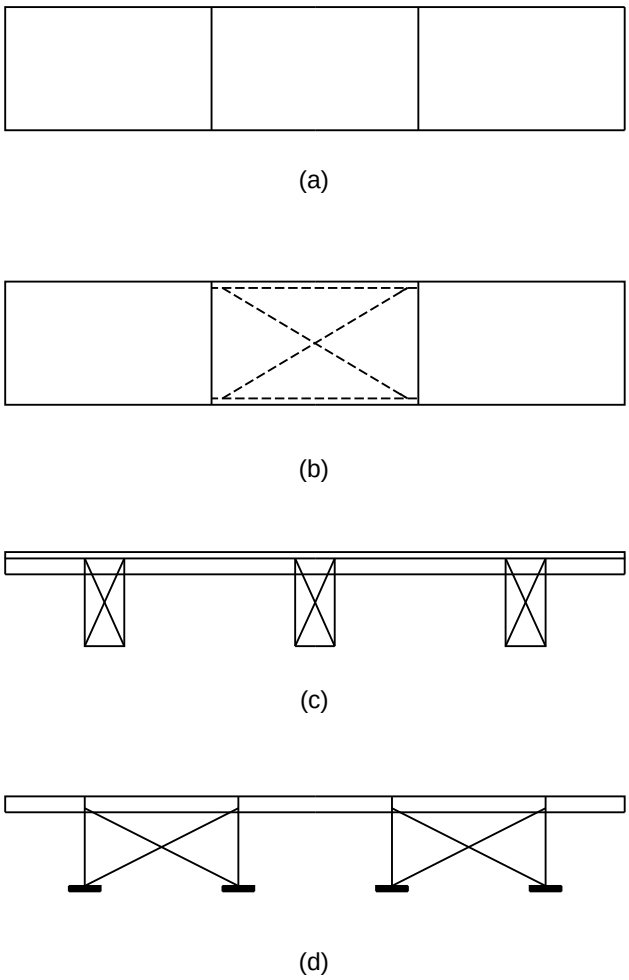


Figura 4 Tipos de sección transversal

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Tramo

Las vigas en cajón son apropiadas para tramos más largos que las jácenas en I y permiten mayores relaciones entre tramo y canto. Los límites de competitividad pueden variar debido a las condiciones locales del mercado.

Las vigas en cajón de acero o mixtas de acero-hormigón generalmente son más caras que las vigas armadas, puesto que requieren más tiempo de trabajo de taller. Sin embargo, presentan varias ventajas sobre las vigas armadas que hacen que su uso sea interesante:

- elevada resistencia a la torsión: En las vigas en cajón cerradas, el momento de torsión es soportado principalmente por tensiones tangenciales de Saint Venant, porque la resistencia a la torsión de Saint Venant es normalmente mucho mayor que la resistencia al alabeo por torsión. Para tramos muy curvos, esta resistencia de las vigas en cajón es prácticamente esencial durante su construcción, así como bajo cargas de servicio. Todas las vigas en cajón de acero proporcionan resistencia a la torsión durante su montaje. Las vigas en cajón mixtas sólo alcanzan su resistencia a la torsión después del hormigonado. Durante el montaje y el hormigonado, quizás requieran un arriostramiento temporal caro, que además puede obstaculizar la colocación de la losa de hormigón.
- unas alas muy anchas permiten mayores relaciones entre tramo y canto.
- un aspecto más atractivo, ya que la rigidización puede permanecer invisible en el cajón.
- perfil aerodinámico muy bueno, que es tan importante para los grandes puentes colgantes o de cables atirantados como lo es la resistencia a la torsión.
- una adaptabilidad muy buena a las condiciones más difíciles. Con las vigas en cajón, se pueden obtener luces mayores considerando la torsión que la flexión utilizando pilas como única estructura de apoyo, como se indica en la figura 3.

La tabla 1 indica tramos límite económicos para puentes de carreteras.

Hasta ahora, el tramo más largo tiene 300 m y se logró en 1.974 en el puente Costa e Silva de Río de Janeiro. Siempre es probable que el tramo más largo existente haya superado el límite del rendimiento económico.

Tabla 1 Intervalo de tramos para puentes de vigas en cajón

	Tablero mixto de hormigón (m)	Tablero ortotrópico (m)
Tramo único	20 - 100	70 - 120
Tramo interior de jácena continua	30 - 140	100 - 250

2.2 Relación entre luz y canto

La relación entre luz y canto normalmente estará comprendida entre 20 y 25 aproximadamente para jácenas simples y entre 25 y 35 aproximadamente para jácenas continuas. Es posible reducir el canto, si es necesario, sin quebrantar las limitaciones de flechas, acosta de acero adicional. Las relaciones anteriores son válidas para puentes de carreteras. Para puentes de ferrocarriles, las relaciones deben ser más pequeñas, pongamos por caso 15 y 20. Es aconsejable comprobar la relación más favorable entre luz y canto mediante modelos de prueba.

2.3 Sección transversal

Una viga en cajón puede tener almas verticales o inclinadas. Es más

barato fabricar una jácena con almas verticales. El perfil de esta sección puede ser la mejor solución para una carretera estrecha o para una línea de ferrocarril de vía única.

Se puede colocar una única viga en cajón cerrada y estrecha en el eje central del puente y puede completarse con consolas de apoyo en voladizo (figura 3b).

Una combinación de un tablero ancho sobre un puente de pequeña o mediana luz favorece las almas inclinadas, (figura 1). Por ejemplo, un tablero de hormigón de 13 m de ancho sin pretensado transversal requiere una anchura del cajón de 6 m en la parte superior. Si se hiciera con almas verticales, el ala inferior sería demasiado ancha para que fuera eficaz. Las almas inclinadas reducen la anchura de forma favorable. Normalmente, las almas están inclinadas 20 - 35 grados en relación con la vertical. En muchos casos, se eligen las almas inclinadas por motivos estéticos.

Existen varios efectos que hacen que las alas anchas sean ineficaces. Uno es el desfase de cortante y otro es la abolladura de las superficies a compresión. Además, el espesor mínimo especificado en los reglamentos puede hacer que la superficie del ala sea excesiva.

Las anchuras de las chapas de 3,3 m están fácilmente disponibles. Si se necesitan chapas aún más anchas, se añade a los costes una soldadura longitudinal. En este caso, no es necesario que la soldadura longitudinal sea una soldadura a tope de penetración total. Generalmente, es preferible adoptar la máxima anchura disponible y evitar la soldadura longitudinal, aun cuando una chapa ligeramente más gruesa diera lugar a menos rigidización. Este consejo es válido para la chapa inferior, así como para las almas.

Se obtiene un rendimiento económico si las secciones se pueden elaborar en toda su anchura en el taller. Si las secciones pueden transportarse en barco, la única limitación es el equipo de manejo. Con frecuencia, las vigas en cajón mixtas serán lo bastante pequeñas como para transportarse en una pieza, también por carretera. Deben verificarse las restricciones locales del transporte por carretera. Puede superarse el límite normal de anchura, 2,5 m, si se solicitan permisos especiales, p. ej., en Suecia se permite un máximo de 4,5 m. Deben verificarse también los costes de los vehículos acompañantes.

2.4 Calidad del acero

La calidad del acero habitual para las vigas en cajón es Fe 510, con un límite elástico f_y = 360 MPa en la estructura principal y Fe 360 o Fe 430 para los arriostramientos. Para los tramos largos es rentable utilizar calidades más altas, p. ej., f_y = 460 MPa.

Puesto que los aceros de clase superior actualmente se procesan termomecánicamente, su uso puede ser atractivo desde un punto de vista económico siempre que la fatiga no sea un factor predominante.

3. DETALLES ESTRUCTURALES

Esta sección trata únicamente de los detalles característicos de las vigas en cajón, excluido el tablero. En cuanto a los tableros, véase la lección 18.3 y para las chapas en general, véase la lección 10.5.2.

3.1 Rigidizadores longitudinales

Los rigidizadores son necesarios en el ala inferior, al menos en las pilas, donde está a compresión y, algunas veces, también en las almas. A la hora de proyectar una jácena económica, debe tenerse en cuenta el coste del manejo y la soldadura de los rigidizadores. Con el aumento de los costes de mano de obra, la tendencia es tener menos rigidizadores y chapas más gruesas. Por ejemplo, en Suecia es frecuente no utilizar rigidizadores en las almas hasta que el canto supere los 2,5 - 2,8 m (1 hora de mano de obra equivale a 60 kg de acero). La práctica nacional varía en este sentido. Los fabricantes también tienen sus propias preferencias.

En muchos casos, el ala inferior tendrá un área efectiva muy pequeña si no se rigidiza en la estructura de apoyo. Un perfil eficaz es el rigidizador trapezoidal conformado en frío. Serán suficientes de uno a dos si se fabrican lo suficientemente grandes.

Si el puente se va a montar mediante lanzamiento o montaje en voladizo, a menudo es necesario rigidizar el ala inferior a lo largo de toda la jácena, con el fin de resistir los momentos negativos durante el montaje.

3.2 Diafragmas de las pilas y pórticos transversales intermedios

En los apoyos, se tienen que transmitir unas importantes fuerzas del momento de torsión y del cizallamiento a las estructuras de apoyo. La solución recomendada en las pilas es un diafragma, es decir, una chapa de acero transversal a la jácena. La chapa se ha proyectado para soportar el cizallamiento del momento de torsión y se refuerza localmente para soportar las reacciones en el apoyo. El diafragma en las secciones de las pilas impide la deformación de la sección (distorsión de la sección transversal del cajón). Si el ala inferior es estrecha, quizás sea necesario colocar las estructuras de apoyo fuera del ala y proporcionar rigidizadores externos a las almas.

Con el fin de impedir la deformación de la sección transversal, la jácena está provista de arriostramientos transversales intermedios (véase la figura 1). Las almas y el ala inferior poseen rigidizadores transversales en estas secciones. Los rigidizadores transversales intermedios están hechos de llantas o flejes de chapa de acero cuando se utilizan arriostramientos transversales. Para los pórticos intermedios, los arriostramientos pueden omitirse si la rigidez de los pórticos transversales, constituidos por rigidizadores de alma y ala, es suficiente. Los rigidizadores transversales intermedios están formados por un perfil T cuando no se usan arriostramientos.

3.3 Elementos transversales intermedios entre cajones

El diseño de los elementos transversales entre dos vigas longitudinales en cajón generalmente está sujeto a importantes variaciones de tensión bajo cargas no permanentes excéntricas. Su diseño generalmente se rige por consideraciones de fatiga. Se pueden adaptar diafragmas grandes y muy separados, (figura 5a). Por otra parte, se pueden adoptar travesaños a distancias de 3 a 4 m, que soporten un tablero de hormigón o de acero ortotrópico, como se muestra en la figura 5b.

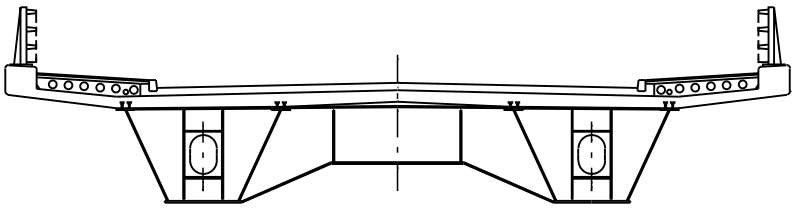
3.4 Estructuras de apoyo

Como una viga en cajón es resistente a la torsión, es posible utilizar una estructura de apoyo sencilla en uno o más apoyos y transmitir el momento de torsión allí donde los cimientos puedan resistirlo mejor. Esto es especialmente frecuente si el

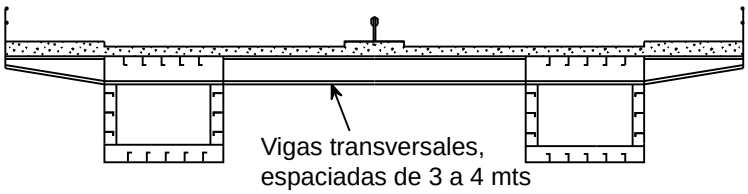
puente es muy curvo. Las estructuras de apoyo sencillas pueden estar soportadas por pilares esbeltos.

En cada extremo del puente, por lo general, existen dos estructuras de apoyo si el puente está formado por una única viga en cajón. En este caso, se debe prestar una especial atención para garantizar una distancia suficiente entre las dos estructuras.

Otra consecuencia de la resistencia a la torsión es que se debe tener un cuidado adicional para obtener las correctas reacciones en el apoyo cuando existen dos estructuras en cada apoyo. Una forma de conseguir esto es dejar que el cajón descanse sobre gatos con cargas predeterminadas y empotrar la estructura de apoyo permanente cuando las cargas del gato sean correctas.



(a) Ejemplo de diagrama donde el ancho de las vigas en cajón y la distancia entre ellas son parecidas



(b) Vigas transversales para grandes anchos entre las vigas en cajón

Figura 5 Elementos transversales intermedios entre cajones

Si las estructuras de apoyo de la pila están bajo el diafragma, se debe tener cuidado para asegurar que los momentos térmicos no den lugar a la excentricidad longitudinal que tiene lugar en las estructuras de apoyo. Quizás sea necesario suministrar rigidizadores adicionales.

3.5 Protección frente a la corrosión

El interior de una viga cajón está expuesto a mucho menos riesgo de corrosión que el exterior. Por lo tanto, la protección frente a la corrosión del interior puede simplificarse o incluso omitirse completamente. Existe siempre una posibilidad de fugas de agua hacia el cajón, especialmente si el tablero está fabricado en hormigón. Por esta razón, el cajón debería estar provisto de un deshumedecedor para mantener seco el aire. Esta es una precaución de precio reducido.

Se debe utilizar pintura blanca o colores muy claros para el interior, con el fin de facilitar inspecciones futuras.

4. ANÁLISIS

4.1 Generalidades

Una viga en cajón puede analizarse como una viga sometida a flexión, cizallamiento y torsión. Sin embargo, la teoría de la viga simplemente apoyada no constituye una herramienta adecuada, por lo que se requieren consideraciones adicionales, p. ej., desfase de cortante, alabeo y deformación de la sección transversal [1]. Para obtener más detalles, véase la lección 10.5.1.

Las tensiones adicionales provocadas por la deformación de la sección transversal dependen en gran medida de la distancia entre las riostras. Con una distancia suficientemente pequeña, estas tensiones se pueden ignorar. Los reglamentos nacionales varían en este sentido.

4.2 Torsión

Un momento de torsión es soportado principalmente por las tensiones tangenciales correspondientes a la teoría de la torsión pura. Estas tensiones se calculan fácilmente a partir de la hipótesis de un flujo de cizallamiento constante en un cajón monocelular. Además, el alabeo restringido cambia ligeramente la distribución de las tensiones tangenciales y, lo que es más importante, da lugar a tensiones longitudinales que se suman a la tensión de flexión. Las tensiones debidas al alabeo restringido no son muy grandes y es suficiente un cálculo aproximado, véase la lección 10.5.2.

4.3 Pórticos transversales intermedios arriostrados o no arriostrados

Los arriostramientos transversales sirven para restringir la deformación de la sección transversal. Las cargas en ellas surgen de la carga excéntrica, pudiéndose calcular fácilmente si se considera que la sección transversal posee una rigidez cero en cuanto a deformación en su propio plano o, como hipótesis equivalente, se da por sentado que existen rótulas en las esquinas. Se considera que las cargas son soportadas por las alas y las almas, que actúan como vigas laminadas con apoyos rígidos en las riostras. La reacción en el apoyo de estas vigas laminadas ficticias son las fuerzas que soportan las riostras. Para obtener más detalles, véase la lección 10.5.2.

Cuando se omiten los arriostramientos intermedios, se debe prestar una especial atención al diseño de las esquinas de los pórticos transversales no arriostrados, que deberían resistir el momento a flexión en el plano del pórtico transversal. (La viga en cajón de acero actúa de la misma forma que las vigas en cajón de hormigón pretensado). Para este caso, se han diseñado rigidizadores de perfil T de alas con este fin. El diseño de las esquinas generalmente se rige por consideraciones de fatiga.

Cuando los pórticos transversales intermedios no soportan directamente la carga debida al tráfico, en general están sometidos a poca tensión.

5. MÉTODOS DE MONTAJE

Las vigas en cajón pueden montarse con métodos normales tales como el lanzamiento o el montaje en voladizo. Si el puente está curvado formando una circunferencia, el lanzamiento funciona sin dificultad. Si el cajón posee un tablero ortotrópico, es lo bastante rígido incluso para puentes muy curvos. No obstante, los cajones con losas de hormigón mixtas normalmente se montan como un tablero inferior abierto. Esta forma abierta es muy flexible desde un punto de vista torsional. El centro de esfuerzos cortantes está excepcionalmente muy por debajo del centro de gravedad, de forma que la sección se flexionará sustancialmente, tanto vertical como horizontalmente, bajo el peso propio, lo que complica el lanzamiento. Además, la colocación de la losa de hormigón crea una carga excéntrica adicional y más deformaciones y tensiones si el cajón es curvo y abierto.

Una solución es proporcionar arriostramientos horizontales al cajón entre las alas superiores. Los arriostramientos deben preverse de forma que se evite la interferencia con la colocación de la losa de hormigón. Estas diagonales pueden ser temporales si se considera que vale la pena retirarlas después de la colocación de la losa. Otra posibilidad es utilizar encofrado perdido.

Para el montaje del Pont de Martigue se utilizó un sistema ingenioso (figura 6). La jácena se fabricó en tres piezas. Las dos piezas de los extremos se colocaron debajo de los estribos y la tercera pieza se montó en medio. A continuación, se elevó la viga de rigidez mediante dos grúas de pórtico, se montaron los puntales y se hicieron las uniones entre los puntales y la viga. Se cerraron las aberturas entre los puntales inclinados y la viga, utilizando balasto y las grúas de pórtico.

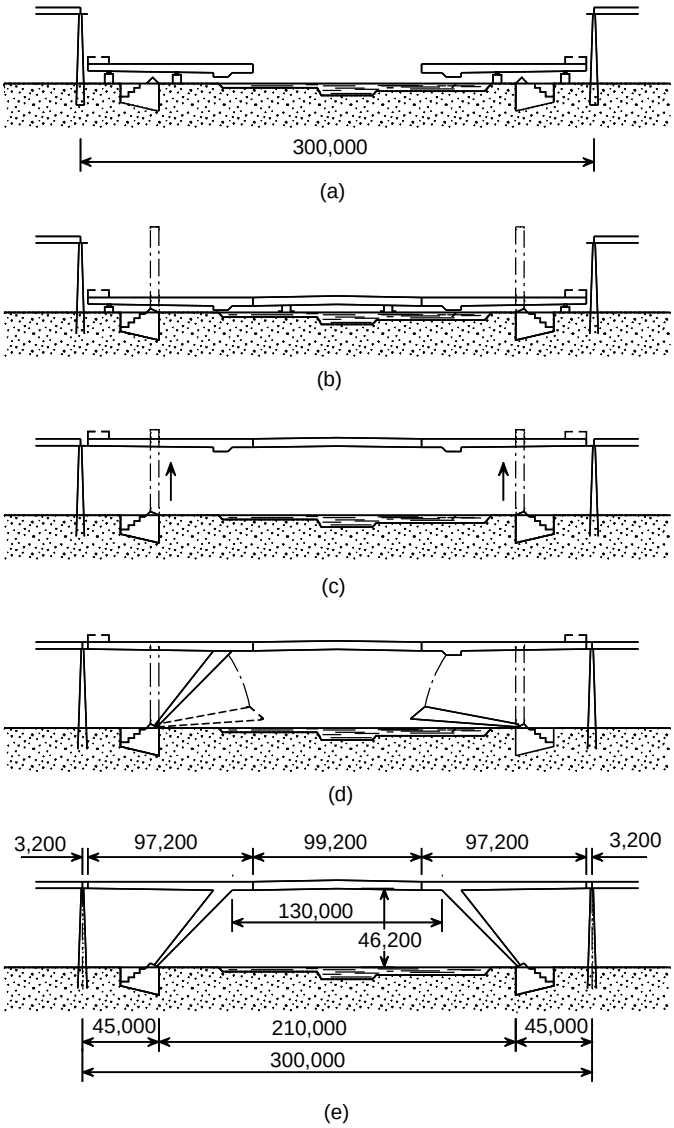


Figura 6 Montaje del puente de Martique

6. APRENDER DE LOS ERRORES

Los fallos estructurales ocurren como consecuencia de los fallos humanos. Además, los fallos humanos tienen tendencia a repetirse una y otra vez.

Durante el período 1969-1971, tuvieron lugar varios accidentes con los puentes de viga en cajón, todos ellos durante la etapa de montaje:

- 1969: puente sobre el Danubio, Viena
- 2 de junio 1970: puente sobre el Cleddau, Milford Haven, Gales
- 15 de oct.1970: puente sobre el Lower Yarra, Melbourne, Australia
- 10 de nov.1971: puente sobre el Rin, Coblenza, Alemania.

A continuación se exponen brevemente estos cuatro casos:

Viena

El montaje de este puente se realizó sin problemas mediante el montaje en voladizo desde ambos lados. La abertura final se cerró en un día caluroso de verano. Las deformaciones del puente debido a la dilatación por la temperatura se muestran en la figura 7. Durante la noche se restableció una temperatura uniformemente repartida. El puente se enderezó, lo que dio lugar al pandeo de la chapa. El pandeo se corrigió y no se produjo ningún colapso.

Milford Haven

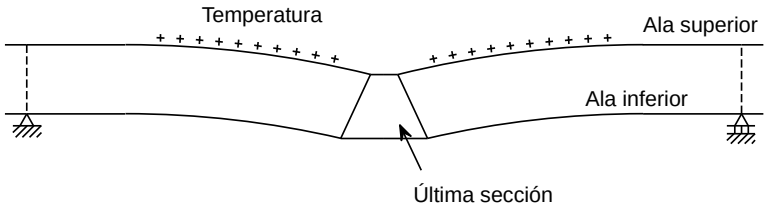
El centro del vano de este puente se construyó mediante montaje en voladizo. Con este método de montaje, el pórtico transversal sobre una pila experimenta una carga adicional debido a la parte del montaje en voladizo. Esta carga no ocasiona ningún problema siempre y cuando el diafragma se diseñe de forma que la soporte. Éste no era el caso. El puente se desplomó, (figura 8).

Melbourne

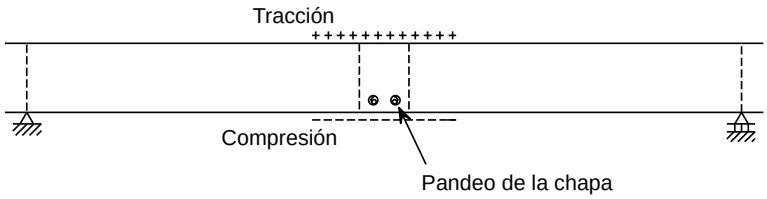
La viga de rigidez de este puente de cables inclinados estaba formada por tres celdas. Para el montaje, el cajón estaba dividido en dos partes longitudinalmente, (figura 9). En cada lado de una pila se ensambló una parte del cajón, se elevó al nivel correcto y se trasladó a la posición adecuada para su unión.

Algunas complicaciones:

- Ambas partes eran asimétricas. Se esperaban flechas verticales y horizontales debido a la carga permanente.



(a) Cerramiento en presencia de temperatura diferencial



(b) Estado bajo una temperatura uniforme

Figura 7 Puente sobre el Danubio, Viena

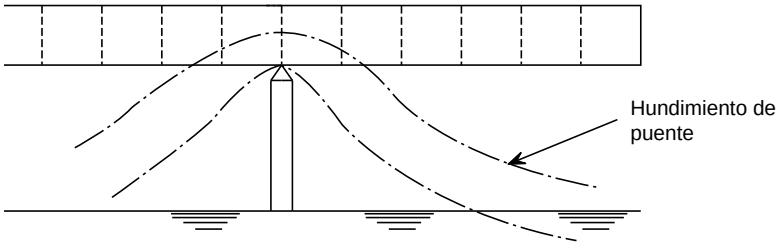


Figura 8 Puente Milford Haven

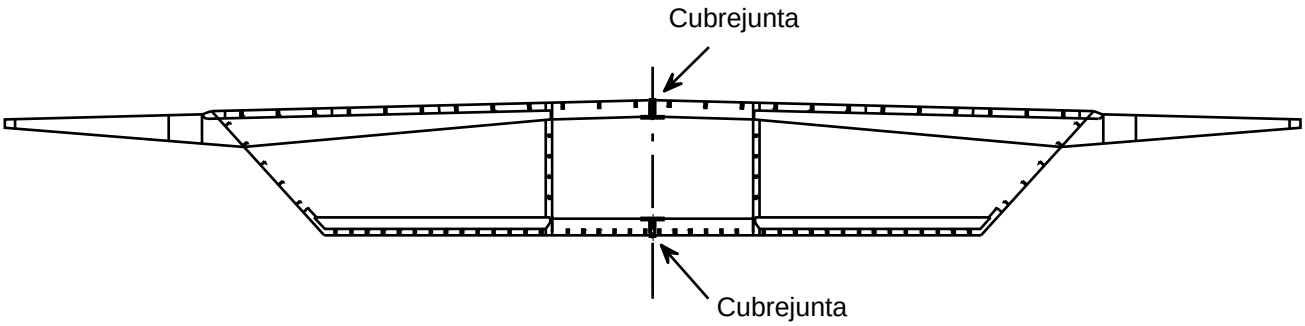


Figura 9 Sección transversal tipo del puente de Melbourne

- Es prácticamente imposible montar ambas partes de manera independiente de tal forma que la flecha de viga sea exactamente la misma. Se midió una diferencia real de 120 mm.

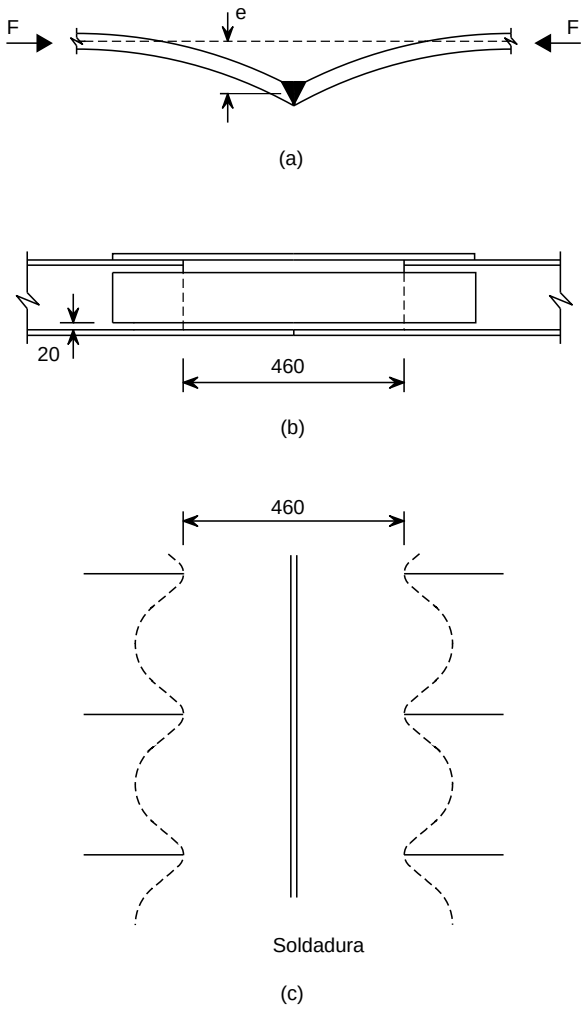


Figura 10 Detalle del puente de Coblenza

- El ala superior del voladizo lateral tiene una fuerte tendencia a pandear.

Los dos últimos problemas se resolvieron colocando balasto en la parte superior del puente. La diferencia en la flecha global desapareció, pero el pandeo del ala superior del montaje en voladizo aumentó. Para solucionar el problema del pandeo final, se quitaron algunos tornillos de apriete por fricción de alta resistencia, con el fin de eliminar la incompatibilidad de la longitud del ala, con el desastroso resultado de sobrepasar la resistencia sustentadora de carga de rotura. El puente cedió y se vino abajo 50 minutos más tarde [2].

Coblenza

Como método de montaje se utilizó el voladizo y de nuevo tuvo lugar un colapso. El fallo se debió a la coincidencia de tres aspectos desfavorables, cada uno de los cuales por separado, muy probablemente, no habría provocado este colapso.

- debido al soldeo de la soldadura transversal, se inició una deformación, aumentando así la excentricidad de la tensión a compresión, figura 10a.
- se dejó libre una separación de aproximadamente 460 mm entre los rigidizadores longitudinales, de forma que el equipo de soldeo automático pudiera sobrepasar los rigidizadores sin detenerse, (figura 10b). Se consideró que la longitud de pandeo era de 460 mm. La longitud de pandeo efectiva era mayor, figura 10c.

- no se tuvo en cuenta el efecto de la anchura útil en la chapa no rigidizada localmente.

Los accidentes, en el Reino Unido especialmente, dieron lugar a un riguroso programa de investigación [3]. En 1974, se promulgaron las "Reglas Merrison", un reglamento que ofrecía recomendaciones sobre el cálculo y el montaje de las vigas en cajón [4].

7. RESUMEN FINAL

- Los puentes de vigas en cajón son apropiados para tramos más largos que los de los puentes de jácenas en I y son especialmente eficaces para puentes curvos.
- Los puentes de vigas en cajón pueden tener tramos más grandes considerando la torsión que la flexión, usando pilas con un único soporte intermedio.
- El tablero puede ser una losa de hormigón mixta o de acero ortotrópico. Lo último es apropiado para tramos más largos que los del primero.
- El canto económico de una viga en cajón es más pequeño que el de una viga armada.
- Al diseñar la sección transversal, se deben tener en cuenta las anchuras de chapas disponibles, el transporte y el montaje.
- Los cajones son muy resistentes a la torsión cuando se completan. Si se montan como un tablero inferior abierto, son muy flexibles, lo que puede ocasionar problemas.
- En las pilas se deben utilizar fuertes diafragmas.
- No se deben interrumpir los rigidizadores longitudinales.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Stevin Reports 6-75-16 and 6-76-14: Stresses in box girders due to

– torsional warping (report 6-75-16)

– distortional warping (report 6-76-14).

[2] Report by the Royal Commission into the Failure of West Gate Bridge, 1971.

[3] Steel Box Girder Bridges. Institution of Civil Engineers, 1973, ISBN 9 901948 76 4.

[4] Merrison Report. Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges. Report of the Merrison Committee. HMSO, 1993.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.7: Puentes Arco

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar el diseño de puentes en arco para ferrocarriles y carreteras.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.2: Acciones en Puentes

Lección 183: Tableros de Puentes

Lección 18.10: Equipamiento del Puente

Lección 18.12: Introducción a la Construcción de Puentes

RESUMEN

Se describen los principales tipos de puentes en arco, destacando tanto sus diferencias como sus semejanzas. Después de una explicación de los principales elementos estructurales, se ofrece un resumen de los medios con los que se pueden dimensionar inicialmente mediante un sencillo análisis manual. Se identifican los aspectos secundarios importantes del comportamiento. Se describen en líneas generales varios métodos de montaje.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Un arco puede definirse como un elemento configurado y apoyado de tal forma que las cargas transversales intermedias se transmiten a los apoyos principalmente mediante esfuerzos de compresión axial en el arco. La forma del arco tiene la finalidad de reducir los momentos de flexión en la superestructura y debería ser económica en cuanto al material en comparación con una viga de celosía o jácena libremente apoyada y en línea recta. El empuje horizontal es resistido por el cimiento o por una jácena o viga de celosía que se extienden longitudinalmente debajo del tablero, en toda la longitud del tramo.

1.2 Desarrollo histórico

Desde hace mucho tiempo se ha reconocido que el arco es una forma estructural eficaz y agradable desde un punto de vista estético. (En la lección 18.1 se abordan con más detalle aspectos del diseño conceptual).

La tabla 1 ofrece un resumen de los puentes en arco más largos. Para obtener más información y ejemplos, véanse [1] y [2].

1.3 Tipos de aplicaciones

Los puentes en arco de acero generalmente se utilizan para soportar carreteras o ferrocarriles.

1.4 Campo de aplicación

Los tramos típicos para arcos de acero están comprendidos entre 50 y 500 metros.

Tabla 1 Los mayores Puentes en Arco

Puente	Tramo en metros	Año de finalización	Ubicación	Otros detalles
New River Gorge	518	1977	EE.UU.	Cuatro carriles; viga de celosía
Bayonne	510	1931	EE.UU.	Cuatro carriles, dos aceras; viga de celosía
Sydney Harbour	509	1932	Sidney, Australia	48,8 m de ancho; viga de celosía
Fremont	383	1971	Oregon, EE.UU.	Arco con tirantes; cuatro carriles; tablero ortotrópico; vigas en cajón soldadas
Zdakov	380	1967	Orlik, Checoslovaquia	Arco biarticulado
Port Mann	366	1964	Columbia Británica, Canadá	Arco similar al del puente Fremont
Runcorn	330	1961	Mersey, Inglaterra	
Birchenough	329	1935	Sabi, Rodesia	Acero aleado
Glen Canyon	313	1959	Glen Canyon, Arizona, EE.UU.	El tablero está a 213 m sobre el nivel del agua
Lewiston-Queenston	305	1962	Río Niágara, EE.UU.	
Hellgate	298	1916	Ciudad de Nueva York, EE.UU.	Puente de raíles

2. TIPOS DE PUENTES EN ARCO

2.1 Disposición de arcos

En la figura 1 se ofrece la nomenclatura de los elementos estructurales de un puente en arco.

Los puentes en arco se pueden distinguir por sus acciones estructurales. Por motivos de conveniencia, a cada tipo se le da una letra de código:

- **Tipo A:** El puente en arco básico

  El puente en arco básico, con un arco predominante y con el empuje transmitido directamente a la cimentación. El arco está sometido a flexión, cizallamiento y esfuerzos axiales.

- Puentes de arco con tirantes, de los que existen dos tipos:

  Tipo B: El puente de arco con tirante básico

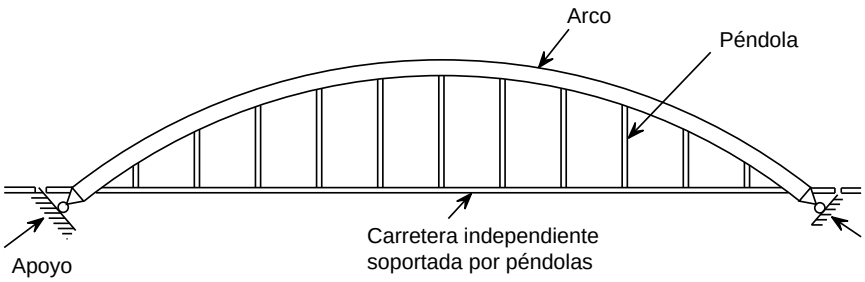
  Aún predomina el arco, pero se resiste el empuje uniendo los extremos del arco. El comportamiento es muy parecido al del Tipo A.

  Tipo C: El puente en arco con viga de rigidez

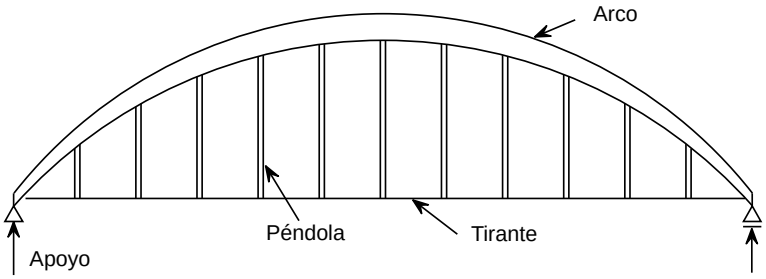
Una viga de rigidez predominante está sometida a momentos de flexión y a esfuerzos axiales producidos por el arco. El propio arco recibe carga principalmente a compresión.

Aunque existe una diferencia en cuanto al aspecto, el comportamiento mecánico de los tres tipos es en gran parte similar. En esta lección sólo se expone detalladamente el comportamiento mecánico del Tipo C.

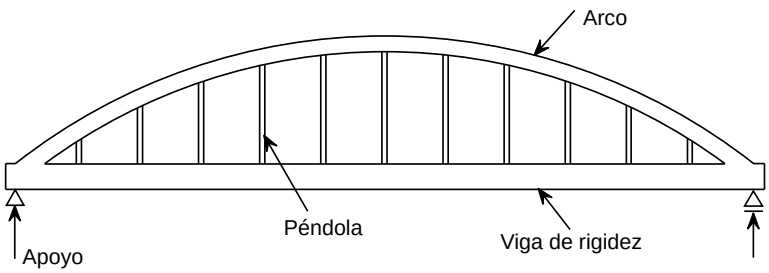
La figura 1 muestra tres situaciones en las que el arco está situado encima del tablero. Existen otras formas de arco igualmente válidas en las que el arco puede estar ubicado o bien totalmente debajo (figura 2a) o parcialmente debajo (figura 2b) del tablero. Siempre que el arco esté situado bajo el tablero, el tablero se apoya en puntales (es decir, elemento a compresión) en lugar de estar suspendido de péndolas.



Tipo A: Puente en arco básico



Tipo B: Puente en arco con tirante básico



Tipo C: Puente en arco con viga de rigidez

Figura 1 Tipos de puentes de arco

Una alternativa elegante la proporciona el uso de arcos inclinados unidos en la zona del centro del vano del arco.

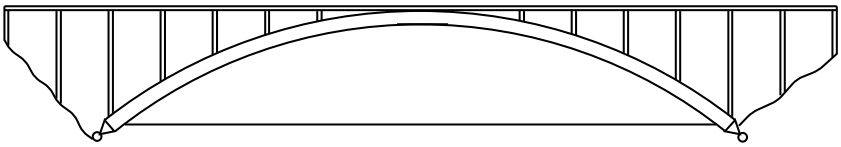
En las configuraciones básicas de arco y arco con tirante (figura 1), generalmente se utilizan péndolas verticales. Como estas péndolas están cargadas a tracción, se pueden emplear perfiles laminados o cables. Si las péndolas están inclinadas, se desarrolla un comportamiento de viga de celosía y la carga del viento ascendente puede cambiar la carga de tracción a una de compresión. Evidentemente, esto es inaceptable cuando se utilizan cables. La solución más satisfactoria a este problema es que la carga permanente del tablero debería proporcionar suficiente pretensado para garantizar que nunca se desarrolla compresión neta en las péndolas.

Aunque existen estructuras de puentes de arco con tirante en las que tanto la jácena como el arco están sometidos a importantes momentos de flexión, son relativamente poco frecuentes y de ellas no se habla más aquí.

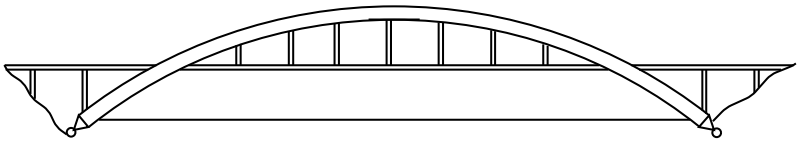
2.2 Disposición estructural

Cuando se debe cruzar un valle o cañón escarpados, el arco de la figura 2a ofrece una solución apropiada y sorprendente. En terreno llano o cuando se deben conseguir espacios libres para la navegación en proporciones significativas de la anchura del río, generalmente será preferible una de las disposiciones del arco básico o del arco con tirante de la figura 1.

Cuando se utilizan tramos múltiples, existe la opinión (expresada por Leonhardt [2]) de que, por razones estéticas, es preferible la repetición de la disposición del arco de la figura 2a, en lugar de la del arco con tirante (figura 1). Entonces se puede adoptar un arco con tirante único o un arco con tirante parcial en el tramo principal, como se utilizó con éxito en el puente del río Rogue en Oregon, Estados Unidos [2].



(a) Arco con tablero superior



(b) Arco con tirante parcial

Figura 2 Distintos niveles relativos del arco respecto de la viga en cajón

3. ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS

El puente de arco con tirante generalmente está formado por los siguientes elementos estructurales:

- el arco
- las vigas de rigidez
- las péndolas
- los pórticos de los extremos

3.1 El Arco

El arco puede ser una viga de celosía, una viga en cajón, una viga armada o algún tipo de sección hueca (p. ej., circular). De muchos de estos elementos se habla en otras lecciones. No se espera que surjan diferencias esenciales de su uso como un arco.

Lo ideal sería que, por motivos estéticos, el arco siguiera un perfil curvo continuo y suave. No obstante, la curvatura global de la barra del arco también puede obtenerse por medio de una serie de cordones rectos cortos, como se indica en la figura 3a. Las péndolas se sujetan en los cambios de pendiente del arco. En este tipo de arco, se generan fuerzas fuera del plano en las alas superior e inferior de la barra del arco, siendo necesarios un pórtico transversal o un diafragma internos (figura 3a).

Cuando se utilizan perfiles laminados o soldados, en lugar de cables, para las péndolas, la unión de las péndolas al arco puede realizarse mediante un detalle en el que se formen empalmes con pletinas de alma prolongadas de la barra del arco (figura 3).

Aún cuando exista arriostramiento entre arcos en la parte central del tramo, quizás se tenga que suprimir cerca de los extremos del arco, con el fin de proporcionar espacio libre para el tráfico, (véase la figura 4).

Cuando no se proporciona arriostramiento contraviento, la estabilidad lateral del arco es algo más complicada de valorar que en una viga de celosía, por dos razones:

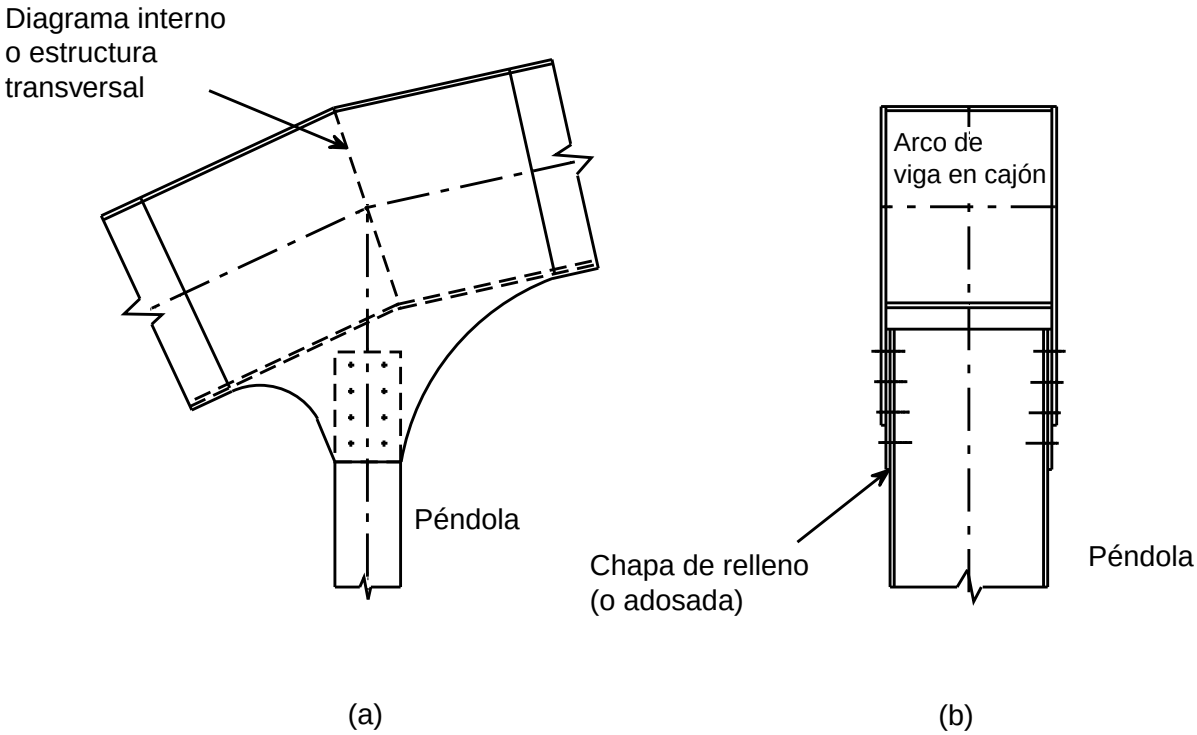


Figura 3 Detalles de la unión arco/péndola para arcos de viga en cajón

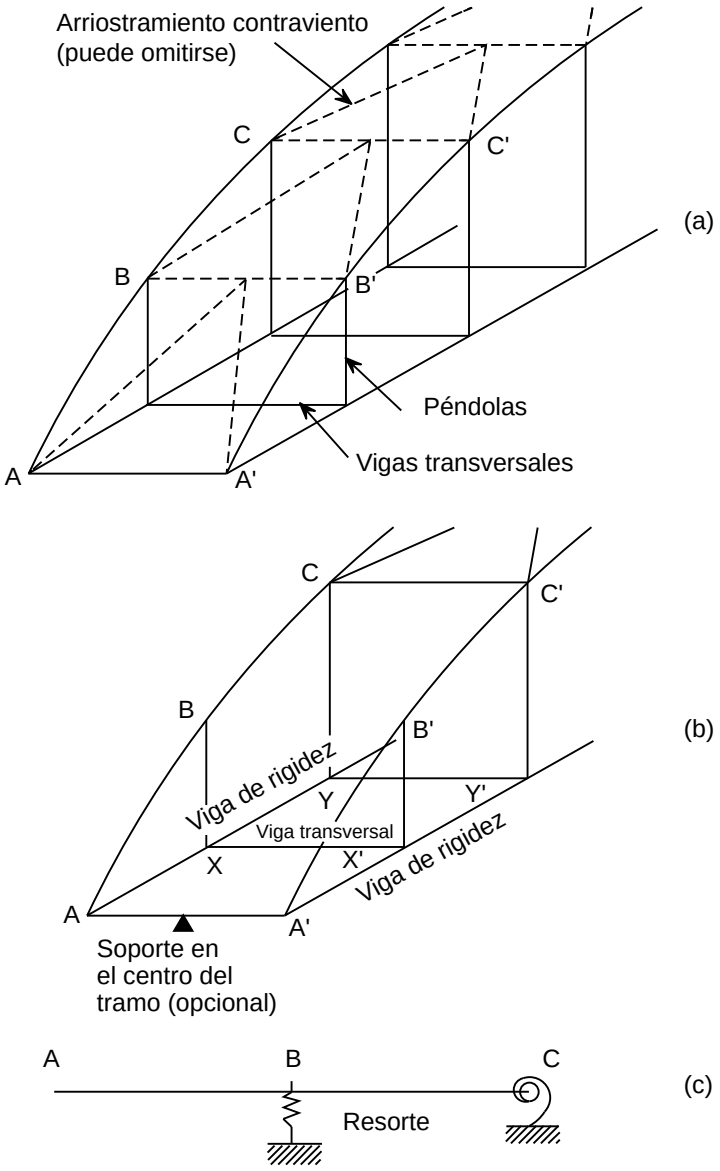


Figura 4 Estabilidad lateral de los puentes en arco

- Se suministra atado intermedio puntual al arco mediante estructuras en U (tales como BXX'B'), que se componen de dos péndolas unidas a un travesaño en la figura 4b. La rigidez de estas estructuras varía en toda la longitud del arco, debido a los cambios en la longitud de las péndolas;

- Las longitudes de las barras del arco también cambian continuamente, siendo constante la longitud de los segmentos horizontales, por lo general, con la consiguiente variación de la longitud de las barras.

La ecuación de energía que rige este problema y el método de resolverlo son similares al enfoque de una viga de celosía. El análisis por ordenador ofrece una solución alternativa. En la práctica, la acción de las estructuras en CYY'C' y el arriostramiento sobre CC', junto con el atado que suministra el pórtico extremo CAA'C' (explicado en 3.4), normalmente garantizarán la estabilidad de puntos tales como B, B'.

La rotación de la viga de rigidez sobre su eje longitudinal reduce eficazmente la rigidez de la estructura en U (p. ej., BXX'X' en la figura 4b). Para atenuar este efecto perjudicial, la riostra de borde a veces está apoyada en el centro del vano (figura 4b).

3.2 La viga de rigidez

La viga puede estar hecha de:

- una viga I.
- una viga en cajón o cualquier otro tipo de sección hueca.
- una sección abierta en forma de “omega”, un tipo de sección transversal que pertenece principalmente a la época del roblonado.

Si se examina más detenidamente el arco con tirante, se advertirá que el arco y la viga a menudo están en planos verticales separados; por lo tanto, el arco está unido excéntricamente a la viga. Cualquier excentricidad de este tipo debe tenerse en cuenta en el proyecto.

En cuanto a una viga de rigidez, o una sección abierta en forma de “omega”, se obtiene una excelente conexión entre el arco y la viga utilizando dos cubrejuntas, que coincidan con las paredes de la viga de rigidez (figura 5). Cada chapa de unión recibe la carga de:

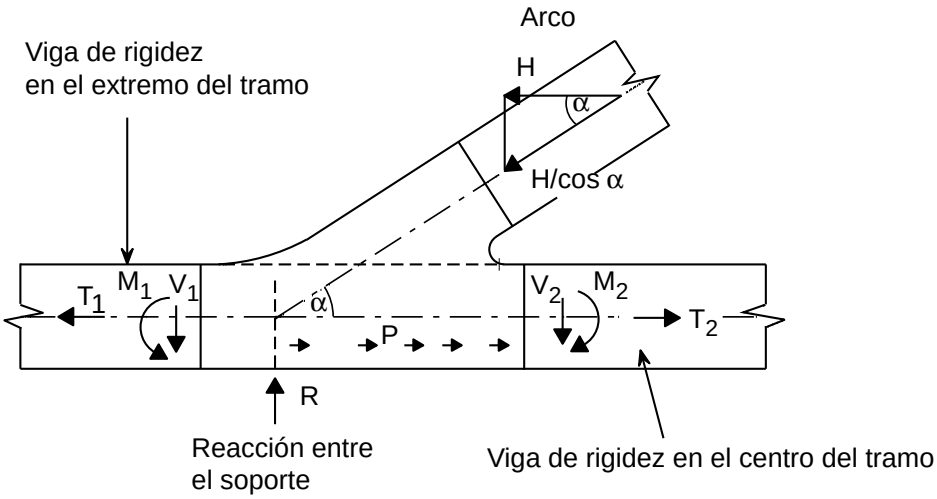


Figura 5 Fuerzas que actúan sobre las cubrejuntas en la unión entre el arco y la viga de rigidez

- H/cos α del empuje horizontal.
- la reacción en el apoyo R.
- momentos de flexión, esfuerzos axiales y de cizallamiento en los límites M, T, V.
- fuerzas adicionales, por ejemplo, debidas a un tablero participante, P.

La distribución de las tensiones en la chapa es complicada. Puede obtenerse usando métodos de elementos finitos.

3.3 Las péndolas

Para las péndolas pueden utilizarse vigas I (soldadas o laminadas), secciones huecas circulares o cables. Las opiniones difieren en cuanto a la elección óptima de la sección. Los cables están fabricados en acero de alta resistencia, p. ej., Fe 1800. Debido a los altos niveles de tensión que tienen lugar y a los efectos de la fluencia, se produce un alargamiento que es parcialmente elástico (es decir, recuperable) y parcialmente permanente. No obstante, para puentes de carreteras y puentes de ferrocarriles con o sin balastro continuo, se han usado cables con éxito.

Las péndolas de las vigas en I pueden ser sensibles respecto a la oscilación, mientras que las secciones huecas y los cables pueden vibrar como resultado del estiramiento vertical. El Apéndice A ofrece un método para garantizar que no se produzcan vibraciones no deseadas. A menudo es más fácil reducir el efecto de las vibraciones que suprimirlas. Las vibraciones más peligrosas son aquéllas de gran energía cinética, es decir, aquéllas de corta longitud de onda que tienen lugar a una gran velocidad del viento. Dichas vibraciones pueden reducirse mediante el uso de amortiguadores (figura 6).

3.4 Los pórticos de los extremos

Para soportar el arco lateralmente y para reducir la longitud del pandeo de las barras del arco, generalmente se utiliza el arriostramiento para la zona central de los arcos. Las fuerzas del viento y los efectos de la estabilidad se transmiten a los apoyos mediante pórticos rígidos en los extremos (figura 7a).

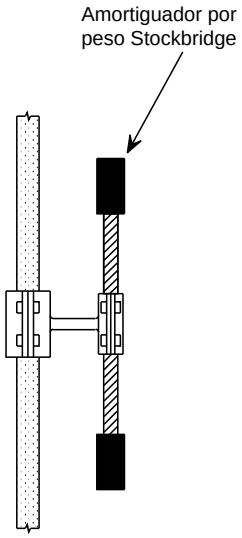


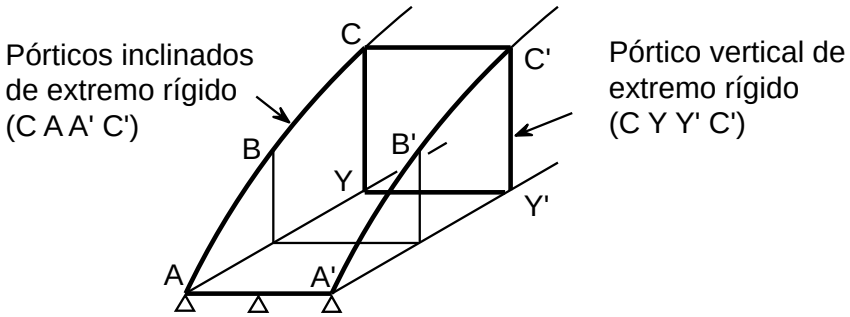
Figura 6 Amortiguador de péndola

Aunque generalmente no se especifican requisitos de rigidez, se considera una buena práctica limitar la deformación máxima de un pórtico del extremo a h/1500 (figura 7b).

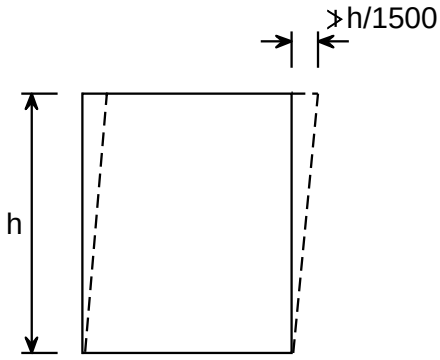
Pueden adoptarse diferentes métodos para volver a transmitir estas fuerzas a los apoyos.

- Los pórticos rígidos en los extremos verticales transmiten sus fuerzas de nuevo a los apoyos a través del tablero o el arriostramiento contraviento al nivel del tablero.

- El pórtico rígido en el extremo inclinado se compone de las dos últimas barras de cada arco, la última barra reforzada del arriostramiento contraviento y la riostra de borde. Este pórtico transmite directamente las fuerzas otra vez a los apoyos.



(a) Pórticos de extremo rígido



(b) Criterios de la flecha

Figura 7 Trayectorias de las cargas laterales hacia los soportes

4. ASPECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS

4.1 Efectos primarios

El puente en arco generalmente es indeterminado. No obstante, se pueden utilizar cálculos manuales sencillos para el cálculo inicial.

Aquí se elige como ejemplo el arco con tirante. El razonamiento se puede aplicar a otros muchos tipos de puentes en arco.

Considere el arco con tirante que se muestra en la figura 8a. La línea de influencia del componente horizontal del empuje del centro del vano, símbolo H, aparece en la figura 8b. La línea es simétrica hacia el centro del vano y su signo no cambia. El mayor empuje claramente se desarrolla cuando todo el tramo está cargado.

A continuación, tenga en cuenta el comportamiento del puente cuando está sujeto a cuatro importantes modelos de carga (figura 9):

a. carga máxima en todo el tablero
b. arga máxima en la mitad de la longitud del puente
c. un lado del puente a carga máxima
d. carga máxima alternada en la mitad de la longitud del puente.

4.1.1 Carga máxima

En este caso, el empuje H alcanza un máximo. A partir de cálculos con ordenador, se descubrirá que la viga de rigidez que actúa en flexión contribuye sólo a un 5% aproximadamente de la resistencia sustentadora de carga del puente. Como resultado, se puede obtener un cálculo muy bueno del empuje a partir de:

$$H = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot F} \qquad (1)$$

donde:

q es la carga repartida uniformemente

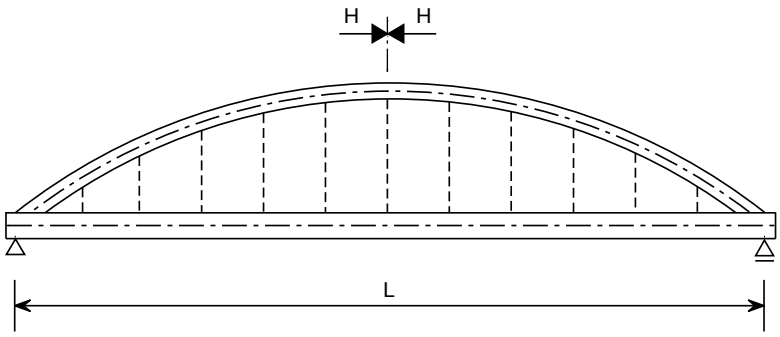
L es el vano del puente

F es la flecha del arco, generalmente alrededor de L/7.

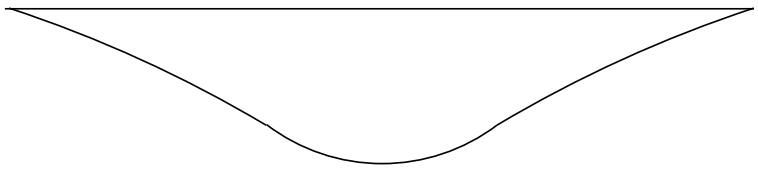
4.1.2 Carga máxima en la mitad de la longitud del puente

La mitad del tramo de carga repartida uniformemente 2q es equivalente a dos cargas superpuestas (figura 10):

- carga máxima en todo el tablero: +q
- carga antisimétrica de la manera siguiente:

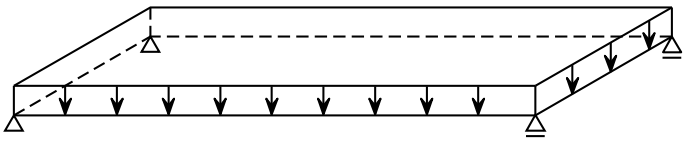


(a) Un puente en arco con tirante

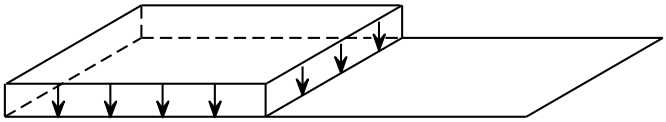


(b) Línea de influencia del empuje en el centro del vano

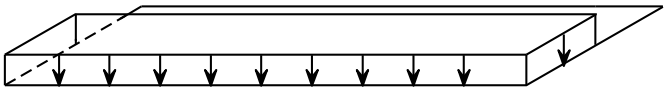
Figura 8 Empuje del arco



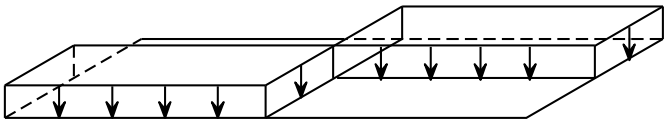
(a) Carga máxima



(b) Carga máxima en la mitad de la longitud del puente



(c) Carga máxima a una lado del puente



(d) Carga máxima alternada en la mitad de longitud del puente

Figura 9 Modelos de carga crítica para puentes en arco

a la izquierda: carga positiva +q;

a la derecha: carga negativa -q.

La carga máxima principalmente genera un empuje en el arco y una fuerza de tracción compensadora en la viga.

Debido a la simetría de la línea de influencia, la segunda carga no genera ningún empuje. Como la flecha bajo esta segunda carga se compone de dos semiondas, se puede considerar que la viga se compone de dos partes, con una "rótula" en el centro del vano. Por lo tanto, el momento flector máximo es aproximadamente:

$$M_{máx} = \frac{q \cdot L^2}{32} \qquad (2)$$

Este momento flector máximo tiene lugar a L/4.

4.1.3 Carga máxima un lado del puente

De nuevo, se puede considerar que la carga repartida uniformemente 2q se compone de dos cargas superpuestas:

- carga máxima +q
- carga máxima en un lado del puente: +q

  carga máxima en el otro lado del puente: -q

De nuevo, la carga máxima genera principalmente un empuje, lo que provoca una fuerza a tracción en la viga, que se calcula a partir de la ecuación (1).

Las cargas unilaterales tienden a deformar la sección transversal del puente, provocando esfuerzos transversales longitudinales en el arco y el tablero. Estos esfuerzos crean momentos flectores horizontales en las vigas y el tablero. En un tablero ortotrópico, el momento flector puede dar lugar a tensiones mayores que la tensión admisible.

4.1.4 Carga máxima alterna en la mitad de la longitud del puente

De nuevo, se puede considerar que la carga repartida uniformemente 2q se compone de dos cargas superpuestas:

- carga máxima: +q
- carga máxima en un lado de la mitad de la longitud del puente:

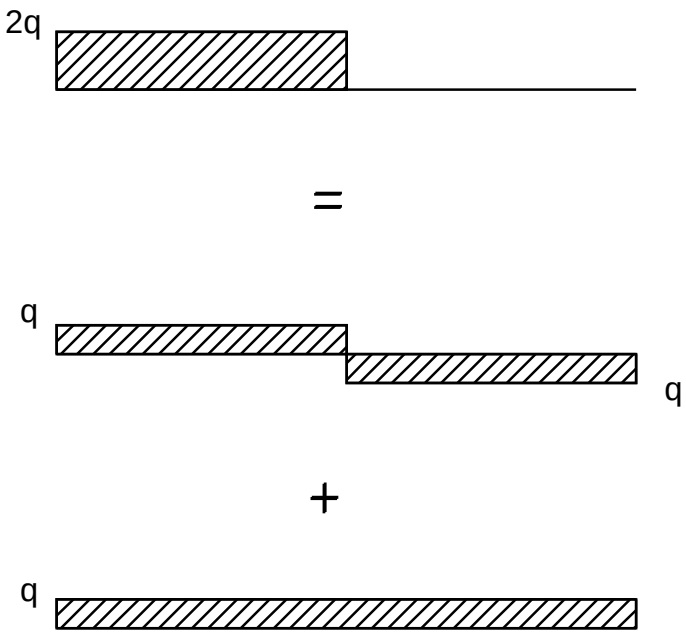


Figura 10 Carga sobre la mitad del tiempo como combinación de los casos de carga simétrica y asimétrica

a la izquierda: carga positiva +q

a la derecha: carga negativa -q

- en el otro lado del puente, de nuevo una plena carga en la mitad de la longitud del puente, pero ahora:

  a la izquierda: carga negativa -q

  a la derecha: carga positiva +q

De nuevo, la carga máxima principalmente genera un empuje, lo que provoca una fuerza a tracción en la viga, que se calcula a partir de la ecuación (1).

Considerando las deformaciones debidas a la segunda carga, en una de las vigas principales:

- no existe empuje
- la unión entre el arco y la viga está sujeta a rotación solamente
- el arco se mueve verticalmente, pero también horizontalmente
- los movimientos de ambas vigas principales están en la dirección opuesta.

Si se introduce un arriostramiento, entonces los desplazamientos horizontales imponen al arco un perfil en S, con el punto de inflexión en el centro del vano. Como consecuencia de esto, existe un esfuerzo de cizallamiento en el plano del arriostramiento.

Este esfuerzo de cizallamiento es bastante moderado, incluso en puentes grandes. En el puente de ferrocarril de doble vía que cruza el canal Amsterdam-Rin, de un tramo de 114 m, el esfuerzo de cizallamiento en el centro del vano es de aproximadamente 100 kN.

Esto demuestra que es necesario considerar el puente como una estructura tridimensional en el proyecto final.

4.2 Efectos secundarios

La explicación de la sección anterior sólo se aplica a los modos primarios de comportamiento del puente en arco. Existen varias acciones secundarias que es necesario tener en cuenta en el proyecto.

4.2.1 Flexión de las péndolas

El análisis inicial ha asumido que las uniones entre las péndolas y el arco y la viga son articuladas. En la práctica, estas uniones son rígidas y los desplazamientos de la estructura dan lugar a momentos flectores en las péndolas. La figura 11(a) muestra líneas de influencia típicas. Puede verse que los mayores momentos flectores surgen cuando el arco esta parcialmente cargado. Los peores casos de este ejemplo son las péndolas más cortas y más largas. La figura 11(b) indica el desplazamiento del perfil y la distribución de los momentos flectores en la péndola más corta. Los momentos de las

péndolas en el centro del vano están sujetos a inversión completa y, por lo tanto, es muy probable que influyan en la vida a la fatiga. No obstante, su valor absoluto es bajo, justificándose su inobservancia en el análisis global inicial. (En el puente de ferrocarril Amsterdam-Rin, la tensión máxima a flexión era de 80 N/mm^2).

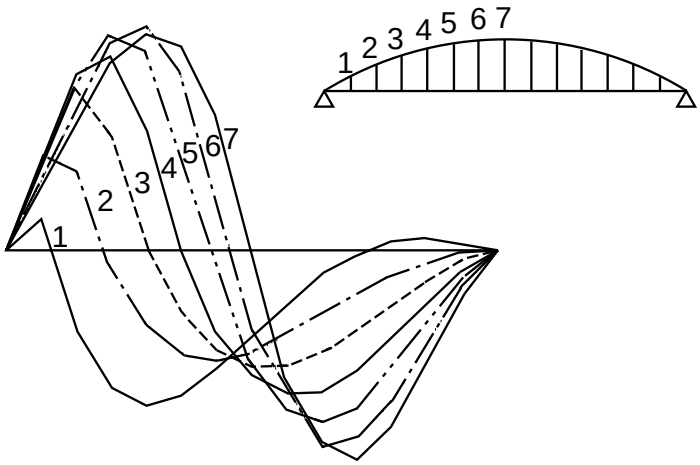
Con el fin de reducir la magnitud de estas fluctuantes tensiones, es posible reducir el momento de inercia mínimo de las péndolas mediante la reducción del ancho de ala.

4.2.2 Efectos locales en el tablero

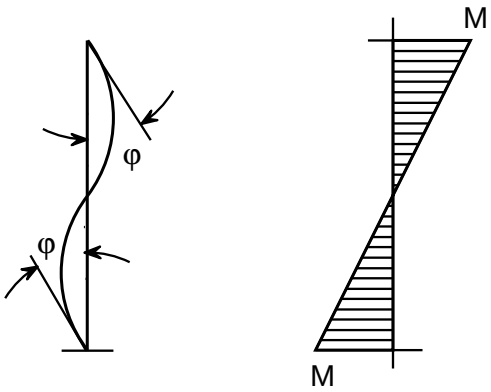
El uso de tableros de acero de emparrillado abierto en los puentes de ferrocarriles es ahora muy raro, dada la demanda actual de suministro de balasto. En las pocas situaciones en las que se podría considerar una disposición del tablero de este tipo, es importante tener en cuenta y combinar con los efectos globales cualquier efecto local adverso en el tablero que surja de una falta de coincidencia de los niveles de la línea neutra de las vigas de rigidez y de cualquier larguero longitudinal o traviesa. Aquí no se da una explicación detallada de dichos efectos; sin embargo, se ofrece una descripción en la lección 18.5.

4.2.3 Vibraciones de las péndolas

Las péndolas y las barras largas y esbeltas están sujetas a oscilaciones producidas por el viento. En el Apéndice A se resumen los métodos aproximados para garantizar que no ocurran vibraciones de magnitud no deseada.



(a) Líneas de influencia típicas de los momentos flectores en las péndolas



(b) Desplazamiento del perfil por flexión y distribución de los momentos flectores en la péndola más corta

Figura 11 Flexión (secundaria) de las péndolas

5. COMPARACIÓN ENTRE LOS TIPOS DE PUENTES EN ARCO

En secciones anteriores se han descrito las principales características del comportamiento de los puentes en arco. Por consiguiente, resulta útil destacar las diferencias y semejanzas entre los diferentes tipos.

Tipos A y B: Las péndolas reciben carga a tracción mediante carga no permanente local y, por supuesto, carga permanente.

Tipos B y C: La fuerza a tracción en los tirantes provoca un alargamiento que afecta a los momentos flectores del arco. Puesto que un tirante posee una sección transversal más pequeña que una viga de rigidez, el efecto del alargamiento es mayor para el tipo B.

Tipo A: Se considera que no se produce el efecto de alargamiento si el estribo soporta el empuje.

Tipos A y B: Es imposible suprimir el arriostramiento entre los dos arcos: los pórticos formados por la conexión de las péndolas a los travesaños ofrecen muy poco embridado al arco para impedir la inestabilidad.

6. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN

El método de montaje adoptado depende en gran parte de las circunstancias locales. Como no se puede dar una solución universal, a continuación se exponen algunos ejemplos.

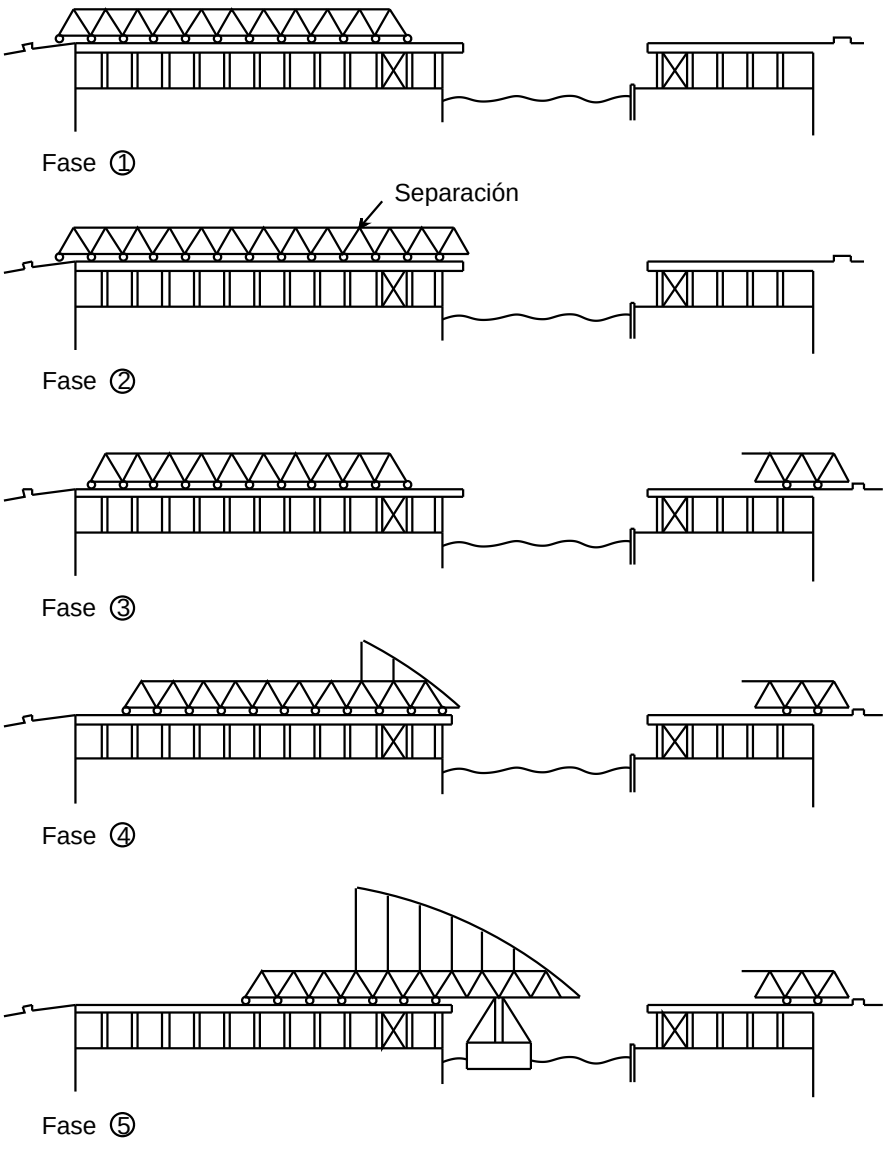


Figura 12a Montaje del puente arco (Tipo C) sobre el canal del Rin en Amsterdam (Fases 1-5)

En la figura 12 se muestra la secuencia de montaje del puente de ferrocarril de arco con tirante que cruza el Canal Amsterdam-Rin; y en la figura 13a la planta del tablero, en la 13b la deformación de las vigas.

Se considera ventajoso utilizar un puente en arco de Tipo C, con una jácena rígida, para un puente de ferrocarril. La jácena, incluido el tablero, a menudo puede servir como área de trabajo para el montaje del arco.

En cuanto a un arco con tirante, a veces es posible preensamblar completamente el puente y montar la estructura usando pontones. Un ejemplo de esto es el puente Van Brienenoord, que cruza el Mosa, en Rotterdam.

Un arco sin tirantes se puede montar de la misma forma quitando los tirantes después del montaje del puente. No obstante, el empuje horizontal provoca cierto alargamiento de los tirantes, un efecto que debe tenerse en cuenta durante el trabajo de taller y el montaje.

Durante el montaje del puente que cruza el Waal, Nimega, se utilizó como área de trabajo temporal un puente que se montó posteriormente en Dordrecht a través del Mosa.

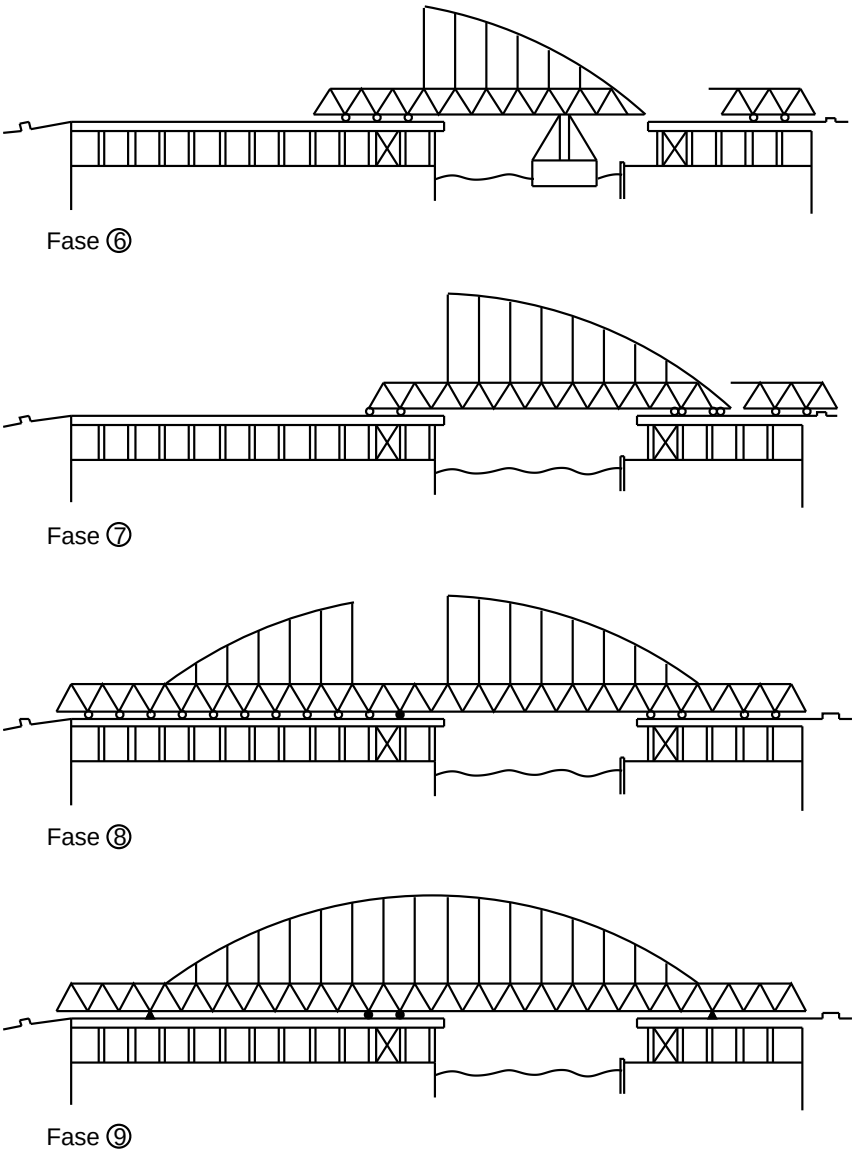


Figura 12b Montaje del puente arco (Tipo C) sobre el canal del Rin en Amsterdam (Fases 6-9)

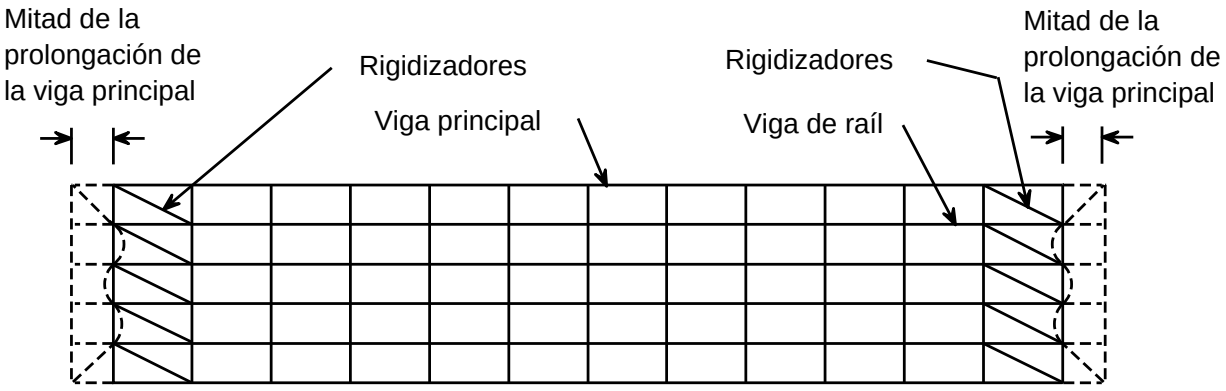
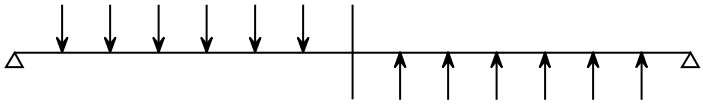
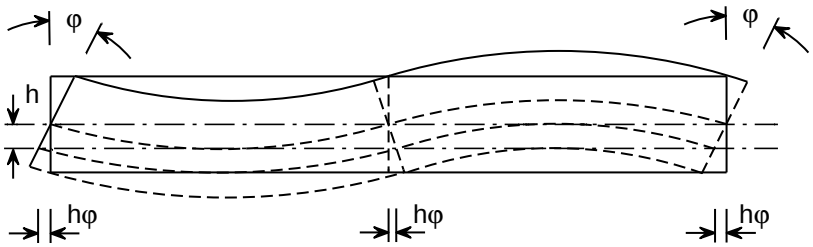


Figura 13a Planta del tablero de un puente en arco para ferrocarril, tipo C



(a) Modelo de carga



(b) Perfil deformado

Figura 13b Deformación vertical de las vigas principales de un puente en arco para ferrocarril: Tipo C

7. RESUMEN FINAL

- Los puentes en arco pueden utilizarse para puentes de ferrocarriles y de carreteras.
- El comportamiento de todos los tipos de puentes en arco es, en líneas generales, similar, pero recibe la influencia de la relativa rigidez a la flexión del arco y la jácena horizontal principal.
- Los estribos (un arco puro) o la jácena horizontal (un arco con tirante) pueden soportar el empuje horizontal del arco.
- Es necesaria la acción estructural del arriostramiento o bien del pórtico para estabilizar los arcos y resistir la carga del viento; muchas estructuras usan una combinación de ambas soluciones estructurales.
- El proyecto inicial se puede realizar eficazmente contando con uniones articuladas con pernos.
- El análisis final debe tener en cuenta la fijación de las uniones y el comportamiento tridimensional de la estructura.
- Los casos de cargas deben incluir las situaciones de carga parcial que controlan el comportamiento transversal, la flexión de las jácenas, la flexión de las péndolas y la deformación de la sección transversal.
- Se pueden adoptar varios métodos de montaje para los puentes en arco.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] O'Connor, Colin: Design of Bridge Superstructures, Wiley, New York 1971.

[2] Leonhardt, F.: “Brucken/Bridges”, The Architectural Press, London, 1982.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Hartwig, H. J. and Hafke, B.: Die BogenBrücke über den Asker_fjord. Stahlbau 30 (1960) 289-303, 365-377.

2. Stein, P., and Wild, H.: Das Bogentragwerk des Fehmarnsundbrücke. Stahlbau 34 (1965) 171-186.

3. Wittfoht, H.: “Building Bridges”, Beton-Verlag, Dusseldorf, 1984.

APÉNDICE A: FORMAS PRÁCTICAS DE GARANTIZAR QUE LAS VIBRACIONES DE LAS PÉNDOLAS SE REDUCEN AL MÍNIMO

Vibraciones de las péndolas en las vigas I

La posibilidad de vibraciones no deseadas se reduce en gran parte si se cumple la siguente condición, en parte empírica y en parte teórica:

$$\omega \cdot b \geq 8 \text{ m/s} \qquad \text{(A1)}$$

donde:

ω es la frecuencia debida a la vibración de flexión o rotacional.

b es la dimensión de la péndola en la dirección del viento.

Nota: “En gran parte” significa que la posibilidad de vibración no se excluye completamente. Es un buen método tomar medidas preventivas para suprimir las vibraciones visualmente desagradables si aún se producen.

El requisito proporcionado por la ecuación (A1) es bastante oneroso para las péndolas muy largas.

Para emplear la ecuación (A1), es necesario calcular las frecuencias propias de flexión ($\dot{\omega}_b$) y torsionales ($\dot{\omega}_r$).

$$\dot{\omega}_b = \frac{\pi}{L}\sqrt{\frac{F + \frac{\pi^2 E I_y}{L^2}}{m}} \qquad \text{(A2)}$$

$$\dot{\omega}_r = \frac{\pi}{L}\sqrt{\frac{GI_t + \frac{\pi E C_w}{L^2}}{I_m}} \qquad \text{(A3)}$$

I_m es el momento de inercia másico

I_y es el momento de inercia del área con respecto al eje de flexión

I_t es la constante de torsión

A es el área de la sección transversal

Cw es la constante de alabeo, $\int_A y^2 z^2 \, dy \, dz$

F es el esfuerzo axial en la péndola

m es la masa de la péndola por unidad de longitud

L es la longitud de la péndola

Una forma importante de evitar la oscilación es garantizar una diferencia suficiente entre las dos frecuencias. La diferencia de frecuencias se puede obtener:

- usando una sección hueca circular o en forma de cajón como péndola, aumentando así las constantes de torsión y alabeo en toda la longitud de la péndola.
- utilizando perfiles tubulares localmente, por ejemplo, añadiendo chapas entre las alas de la viga I en parte de su longitud. Sin embargo, una disposición de este tipo puede ocasionar dificultades de conservación.
- ajustando I_x e I_y.

Si se utilizan cables, no puede producirse oscilación, ya que no puede tener lugar el modo torsional de vibración.

Derramamiento Vorticial

Los cables y las secciones huecas circulares pueden desarrollar vibraciones significativas como consecuencia del derramamiento vorticial. Las turbulencia se generan a partir de los lados alternos del cable con una frecuencia F_W determinada por:

$$F_w = 0,2\frac{v}{D} \qquad \text{(A4)}$$

donde:

v es la velocidad del viento [m/s]

D es el diámetro del cable [m]

0,2 es el número de Strouhal

Para evitar la acción debida al derramamiento vorticial, la frecuencia del cable, F_C, debería evitar un dominio alrededor de:

$$F_c = 0,1\frac{v}{D}$$

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.8: Puentes Atirantados

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir las principales características de los actuales puentes de cables inclinados de acero y ofrecer pautas para su diseño y análisis.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.2: Acciones en Puentes

Lección 18.3: Tableros de Puentes

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas

Lección 18.6: Puentes de Vigas Cajón

Lección 18.9: Puentes Colgantes

RESUMEN

Se describe el continuo desarrollo de los puentes de cables atirantados desde la década de 1950 y se presenta la disposición de los cables de vientos, las condiciones de apoyo de la jácena, los planos de los cables y el tipo de jácena. Se habla sobre la elección de los elementos y se describen aspectos especiales del comportamiento y el análisis. También se describen las uniones especiales necesarias y se ofrecen las características especiales de construcción.

1. INTRODUCCIÓN

Durante siglos se han construido puentes de cables atirantados, pero hasta la década de los años 50 no se desarrollaron de forma equivalente a otros tipos de puentes, tales como los de celosías, los de arco y los colgantes.

Sin embargo, desde la finalización del puente Strömsund en 1955, el puente de cables atirantados se ha perfeccionado continuamente. Durante este período se ha presentado en muchas más variantes que cualquier otro tipo de puente.

El puente de cables atirantados se utiliza principalmente para puentes de carreteras, ya sea para carreteras estrechas de 2 carriles como para amplias autopistas de 6 u 8 carriles.

Otra aplicación se encuentra dentro del campo de los puentes para peatones, donde los puentes de cables atirantados resultan ventajosos también para tramos más pequeños.

Por último, en algunos casos, se han diseñado puentes de cables atirantados que soportan líneas de ferrocarril.

El puente de cables atirantados se ha empleado para un intervalo de luces comprendido entre 150 m y 400 m aproximadamente, donde ha resultado ser muy competitivo frente a los puentes de celosía, puentes en arco y puentes de vigas en cajón. Últimamente, el puente de cables atirantados ha comenzado a incrementar su intervalo de luces hasta casi los 900 m, es decir, entrando en un intervalo de luces que anteriormente ha formado parte exclusivamente del ámbito de los puentes colgantes.

El impresionante desarrollo de los puentes de cables atirantados se refleja en la tabla 1, que muestra los puentes de cables atirantados más grandes que se han construido de 1955 a 1993.

Tabla 1 Evolución de la longitud de los tramos en los puentes de cables atirantados

AÑO	TRAMO M	NOMBRE	PAÍS	MATERIALDE JÁCENA EN CENTRO DE VANO
1955	183	Puente Strömsund	Suecia	Acero
1957	260	Puente Theodor Heuss	Alemania	Acero
1961	302	Puente Severins	Alemania	Acero
1969	319	Puente Knie	Alemania	Acero
1970	350	Puente Duisburg-Neuenkamp	Alemania	Acero
1975	404	Puente St. Nazaire	Francia	Acero
1983	440	Puente Barrios de Luna	España	Hormigón
1986	465	Puente Alex Fraser	Canadá	Mixto
1991	490	Puente Iguchi	Japón	Acero
1992	530	Puente Kvarnsund	Noruega	Hormigón
1995	856	Puente Normandy	Francia	Acero
1999	890	Puente Tatara	Japón	Acero

2. TIPOS

El puente de cables atirantados está formado por la viga del puente, los cables de vientos y las torres (figura 1).

2.1 Disposición del cableado

En cuanto al sistema de cables, generalmente se pueden encontrar dos configuraciones principales: el sistema en abanico, figura 1a, y el sistema en arpa, figura 1c.

La configuración en abanico da lugar al sistema estructural más eficaz, ya que se compone en su totalidad de triángulos. Por contraste, el sistema en arpa contiene principalmente cuadriláteros, y, por consiguiente, se requiere una resistencia a la flexión adicional de la jácena o la torre, con el fin de soportar una carga no uniforme.

En el sistema en abanico puro, todos los cables salen en forma radial desde la parte superior de la torre, como se indica para el Sistema (a). No obstante, en muchos casos será complicado anclar todos los cables en un punto en la parte superior de la torre. Para evitar esta dificultad, el sistema en abanico a menudo se modifica de forma que los anclajes de los cables en la parte superior de la torre se extienden a una cierta altura, como se muestra para el Sistema (b).

Siempre que los anclajes de los cables se concentran en una zona relativamente reducida en la parte superior de la torre, no existe diferencia significativa entre el comportamiento de los puentes con abanico puro o con abanico modificado.

La eficacia del sistema en arpa puede aumentarse de manera significativa mediante la adición de apoyos intermedios en los tramos laterales, como se indica por medio de líneas de puntos en el Sistema c de la figura 1.

En los modernos puentes de cables atirantados, el sistema de cables posee general-

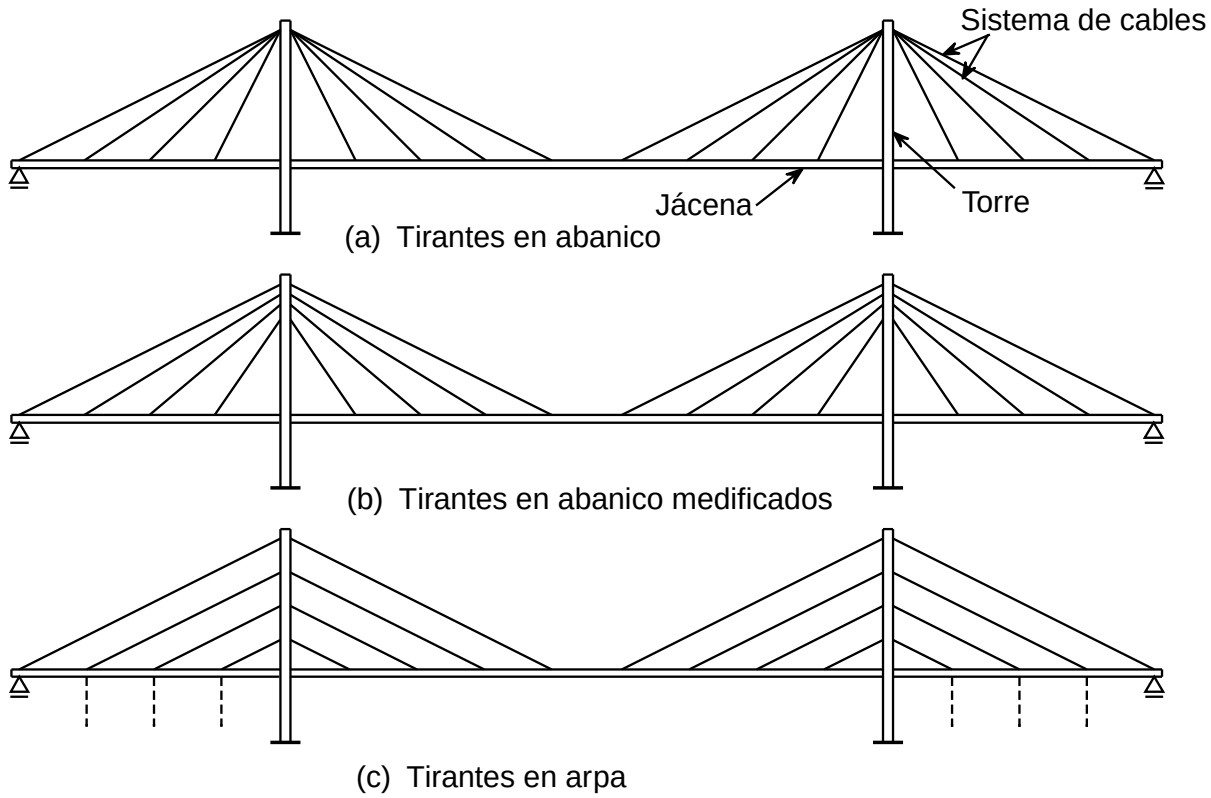


Figura 1 Tipos de puentes atirantados

mente la configuración de cables múltiples, en la que cada viento consta de un monofilamento prefabricado en longitud completa y sección transversal completa. Para obtener esta disposición, es necesario colocar los cables poco espaciados. Por lo tanto, se elige una distancia entre las sujeciones de los cables en la jácena de entre 10 y 20 m.

2.2 Condiciones de apoyo de la jácena

Los puentes de cables atirantados generalmente se construyen como sistemas autoanclados, en los que las condiciones de apoyo se eligen de forma que la carga vertical procedente del peso propio y del tráfico introduzca únicamente reacciones verticales.

Esta carga se puede obtener apoyando la viga de rigidez en una estructura de apoyo fija y en tres estructuras de apoyo móviles longitudinalmente, como se indica en la figura 2a para un sistema con las torres sujetas a la viga de rigidez.

Sin embargo, existen muchas variantes de este sistema básico y en algunos sistemas podrían producirse reacciones horizontales de magnitud media, debido a fenómenos de compatibilidad.

Por ejemplo, la figura 2b muestra un sistema con una estructura de apoyo empotrado en el extremo y torres que están unidas rígidamente a la infraestructura.

En cuanto a este sistema, el alargamiento del cable de anclaje izquierdo hará que la parte superior de la torre izquierda se desvíe en dirección longitudinal, introduciendo flexión y cizallamiento horizontal. Además, la contracción de la jácena, p. ej., bajo la carga debida al tráfico, dará como resultado un desplazamiento longitudinal de la estructura de apoyo del extremo móvil hacia la derecha y este desplazamiento se transmitirá parcialmente a la parte superior de la torre derecha mediante el cable de anclaje derecho.

También debe advertirse que los alargamientos o las contracciones de la jácena, debidos a los efectos de temperatura, introducirán desplazamientos de las partes superiores de las torres, y, por esa razón, cizallamiento horizontal en los pies de las torres.

En algunos puentes de cables atirantados, la jácena tendrá apoyos verticales directos sólo en las pilas extremas, mientras que podrá moverse verticalmente en las torres. Con este sistema, se puede lograr una total simetría con las variaciones de temperatura si ambas estructuras de apoyo de los extremos son móviles longitudinalmente, como se indica en la figura 2c. Además, con este sistema, los esfuerzos longitudinales, p. ej., procedentes del frenado, tendrán que transmitirse al suelo mediante la flexión de las torres. Por lo tanto, este sistema sólo se puede aplicar si los esfuerzos longitudinales son de intensidad media.

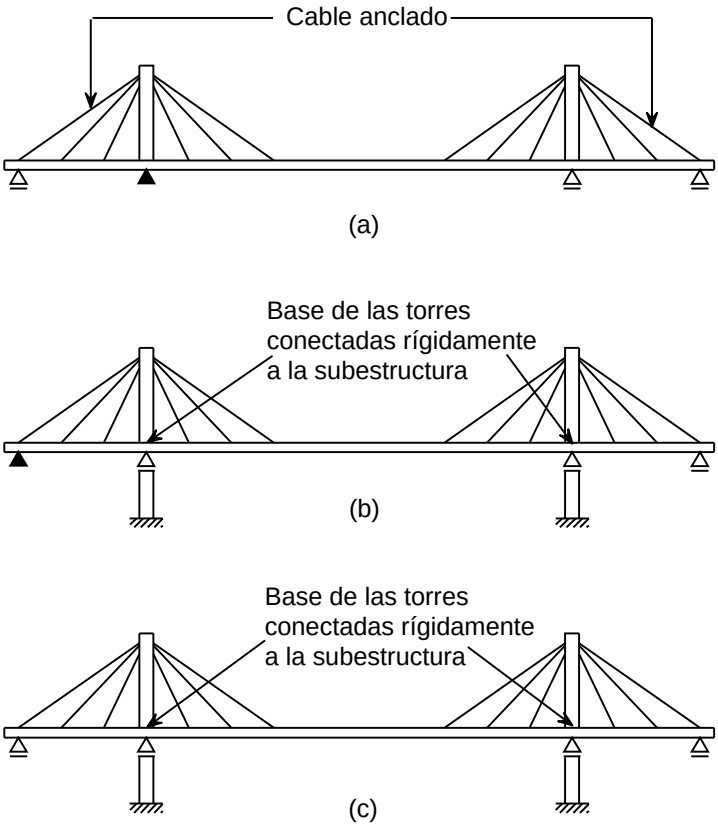


Figura 2 Condiciones de soporte de los puentes atirantados

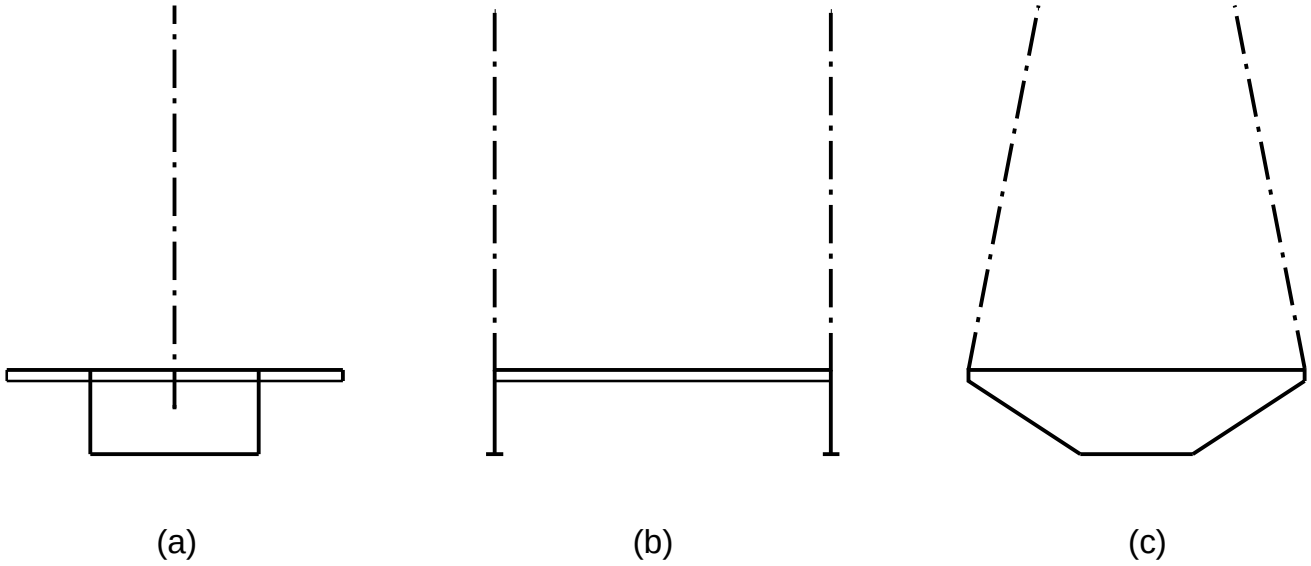


Figura 3 Posible ubicación de los planos de cables

2.3 Posición de los planos de los cables y tipos de jácena

En la sección transversal, el sistema de cables generalmente está dispuesto en un plano vertical sobre la línea media, en dos planos verticales en las aristas de la jácena o en dos planos de cables inclinados, como se muestra en la figura 3.

Un plano de cables centrales con los cables de vientos sujetos a lo largo del eje de la jácena proporcionan apoyo vertical (elástico) a la jácena, pero no apoyo torsional. Por consiguiente, es esencial que la jácena posea suficiente resistencia a la torsión para transmitir cualquier momento de torsión procedente de una carga con un resultante excéntrico, p. ej., la carga debida al tráfico en una sola calzada.

Para obtener la resistencia a la torsión requerida, la jácena tendrá que ser de tipo cajón, (figura 3a).

Con dos planos de cables verticales sujetos a lo largo de las aristas de la jácena, se proporciona apoyo tanto vertical como torsional mediante el sistema de cables y, por consiguiente, no es necesario que la jácena posea en sí misma resistencia a la torsión.

La jácena puede constar simplemente de dos vigas armadas en I situadas directamente bajo los planos de los cables, (figura 3b).

Con dos planos de cables inclinados que se crucen en la parte superior de la torre, la viga, en principio, obtiene el mismo apoyo de los cables que con dos planos de cables verticales. En este caso, tampoco se requiere una jácena con resistencia a la torsión.

En los puentes de cables atirantados de tramos muy largos, donde la resistencia a la torsión se hace esencial para conseguir estabilidad aerodinámica, con frecuencia es ventajoso combinar una viga en cajón con dos planos de cables y además proporcionar a la viga una forma aerodinámica favorable, como se ilustra en la figura 3c. Sin embargo, se debería subrayar que una disposición como la de la figura 3c sólo es necesaria para tramos muy largos (superiores a 500 m) o para relaciones pequeñas entre luz y canto (inferiores a 1/25).

3. ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS

3.1 Cableado

La ventaja principal de la aplicación de un sistema de apoyo por cables a los puentes se relaciona con el hecho de que el acero de los cables puede fabricarse con una resistencia mucho mayor que el acero de construcción.

En cuanto a los alambres de acero estirado en frío, de un diámetro de 5-7 mm, se obtiene fácilmente una resistencia a la rotura de 1600 MPa, mientras que el acero de construcción posee una resistencia a la rotura de 350-500 MPa. En otras palabras, el acero de cables es 3-4 veces más resistente que el acero de construcción normal. Esta diferencia implica que un elemento bajo tracción pura, si está fabricado en acero de cables, tendrá una sección transversal (y un peso) que es sólo el 25-33% de lo que se requiere con el acero de construcción.

Cada cable se compone de un gran número de alambres, o bien de forma circular y diámetros comprendidos entre 5 y 7 mm, o bien de una forma especial que proporciona un grado mayor de compacidad y una superficie más densa.

En el denominado cable cerrado, figura 4, las capas exteriores se componen de alambres en forma de Z que se unen apretadamente, mientras que las capas de alambres interiores son cilíndricas. Todas las capas son helicoidales y en ellas, la dirección de la hélice cambia de una capa a la siguiente.

Debido a la torsión de los alambres, el cable cerrado se hace autocompacto, de forma que no es necesaria una envoltura. Al mismo tiempo, los alambres en Z entrelazados de las capas exteriores garantizan una superficie compacta del cable bajo tracción y, por consiguiente, la resistencia a la corrosión necesaria a menudo puede obtenerse simplemente galvanizando los alambres.

En los cables helicoidales, la rigidez axial recibe la influencia de la torsión de los alambres y, por lo tanto, el módulo de elasticidad se reduce en un 15-25% hasta un valor típico de 170×10^3 MPa.

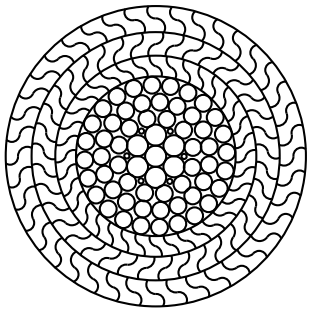


Figura 4 Cable cerrado

La torsión de los alambres también influye ligeramente en la resistencia a la fatiga, de forma que la variación del esfuerzo soportado por el cable es más pequeña que para los propios alambres.

En el otro tipo de cable, el torón de alambres paralelos (TAP), los inconvenientes del filamento helicoidal se eliminan al estar todos los alambres paralelos y rectos (o retorcidos con un colchado de paso muy largo correspondiente a un ángulo de torsión inferior a 3°).

Con los cables paralelos y rectos, el cable no posee un efecto autocompacto. Por consiguiente, se necesita una envoltura especial para mantener unido el mazo de alambres y establecer la necesaria protección frente a la corrosión.

En los primeros puentes de cables atirantados con torones de alambres paralelos (TAP), los alambres generalmente estaban sin tratar (no galvanizados) y la protección frente a la corrosión se creaba colocando los alambres dentro de un tubo de polietileno, en el que se inyectaba lechada de cemento después del montaje del cableado.

En las creaciones más recientes, el TAP se compone de alambres galvanizados y la lechada de cemento se sustituye por un compuesto anticorrosivo o el tubo se moldea a presión directamente en el mazo de alambres, figura 5.

3.2 Jácena

En los puentes de acero, la jácena se compone de paneles de acero rigidizados,

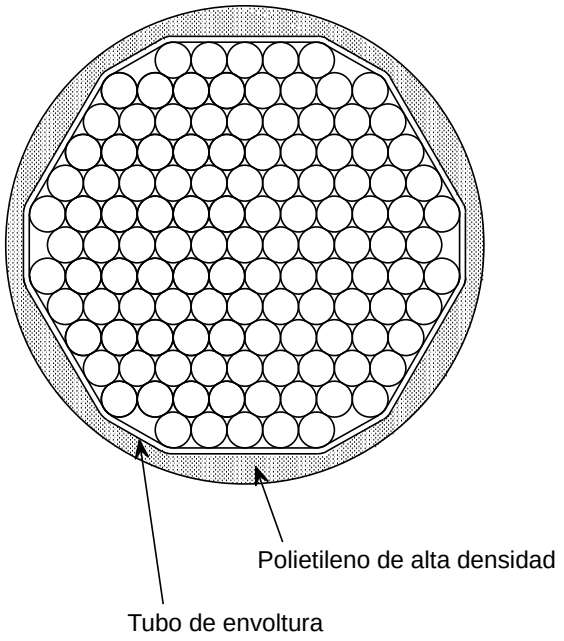


Figura 5 Cordón de alambres paralelos

como se ilustra para una viga en cajón en la figura 6.

La chapa del tablero generalmente tiene un espesor de 12-14 mm y está rigidizada mediante nervios longitudinales, que proporcionan apoyo a lo largo de líneas que están a una distancia de 300 mm, es decir, con nervios trapezoidales unidos cada uno a lo largo de dos líneas, la distancia entre los centros de los nervios es de 600 mm.

Los nervios longitudinales se apoyan en vigas transversales o diafragmas separados a una distancia de 2,5-4 m, y estos elementos transversales se unen finalmente a la viga principal. De este modo, la transferencia de cargas por rueda concentradas, que actúan en el tablero del puente, hacia la viga principal, provoca la flexión en la chapa del tablero, así como la flexión más el cizallamiento, tanto en los nervios longitudinales como en las vigas transversales o los diafragmas. Esto da lugar a una distribución bastante complicada de las tensiones biaxiales en la chapa del tablero. Para determinar esta distribución, el sistema estructural local debe modelarse como un emparrillado ortogonal de elementos de viga.

Las almas y la chapa inferior de la viga en cajón también tienen que rigidizarse mediante nervios longitudinales y transversales. En este caso, el objetivo principal de los rigidizadores es impedir el pandeo: un fenómeno cuya consideración es especialmente importante, ya que la jácena forma una parte importante del sistema estructural primario al transmitir a compresión los componentes horizontales de las fuerzas de los cables.

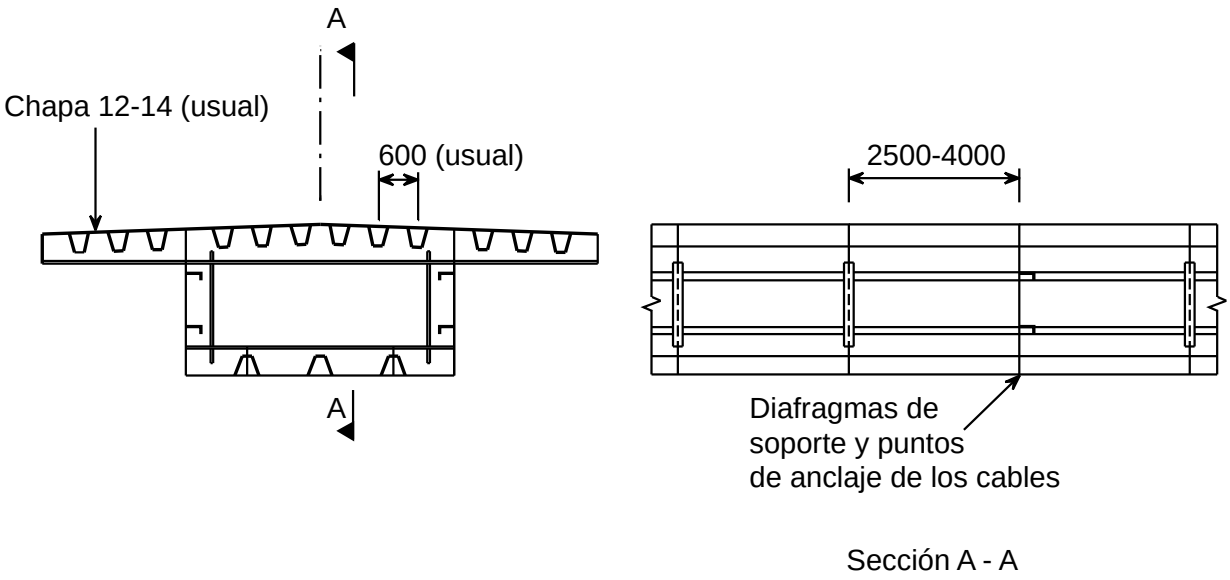


Figura 6 Montaje de una viga en cajón

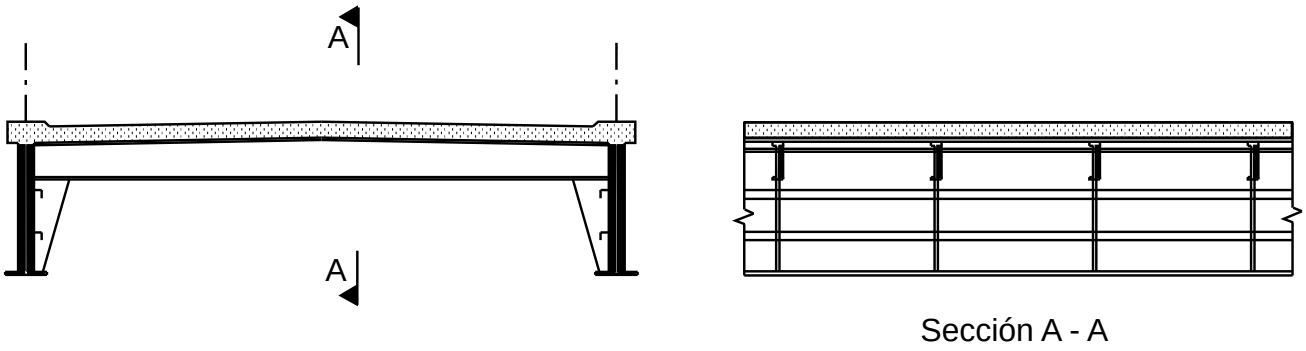


Figura 7 Montaje de una viga compuesta

Los diafragmas completos, ya estén cubiertos de chapa o arriostrados, se colocan generalmente en todos los puntos de anclaje de los cables y en las torres, mientras que los elementos transversales intermedios pueden estar formados por vigas armadas relativamente delgadas.

Para una jácena con una sección transversal abierta y un tablero de hormigón, se puede obtener un sistema estructural eficaz aplicando vigas armadas directamente bajo los planos de los cables e interconectando estas vigas principales por medio de jácenas transversales a intervalos de 3-5 m (figura 7).

Con este sistema, las jácenas transversales están sometidas a momentos positivos en su longitud completa, de forma que se pueden beneficiar totalmente de una actuación conjunta con la losa de hormigón. De modo parecido, la acción conjunta también es favorable para las jácenas longitudinales, que están sometidas a compresión por los componentes horizontales de la fuerza de los cables.

Por consiguiente, tanto las vigas principales como las jácenas transversales poseen espárragos de cizallamiento en sus alas superiores.

3.3 Torre

La configuración de la torre está estrechamente relacionada con la disposición del sistema de cables, ya que la función principal de la torre es soportar los cables.

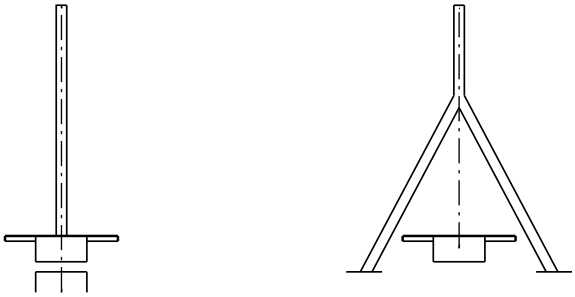
En los puentes con un plano de cable central, la torre se puede diseñar como un soporte aislado o como una estructura en forma de lambda, tal como se muestra en la figura 8a.

La torre vertical aislada en el centro del tablero del puente es muy apropiada para soportar un sistema de cables tanto en forma de arpa como en forma de abanico, mientras que la torre en forma de lambda requiere un sistema en abanico modificado.

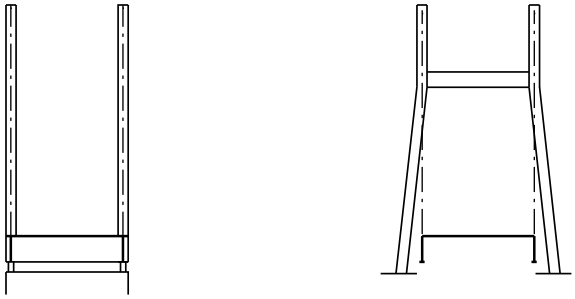
La torre vertical debe tener una unión de momento rígido o bien con la viga principal en forma de cajón, o bien con la pila del puente, para que sea estable en la dirección lateral.

En la mayoría de los casos, los pies inclinados de la torre en forma de lambda pasan por fuera de la jácena sin unión directa.

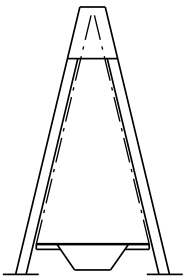
En los puentes con dos planos de cables verticales, la torre puede constar de dos soportes verticales o formar una estructura de pórtico, como se muestra en la figura 8b. Por lo que se refiere a las condiciones de apoyo en la parte inferior y a la disposición del sistema de cables, la doble torre de (b) se corresponde fielmente a la torre simple semejante de (a).



(a) Plano de cable central



(b) Planos de cables paralelos



(c) Dos planos de cables inclinados

Figura 8 Formas de torre

Con dos planos de cables inclinados, en muchos casos la torre tiene forma de A, figura 8c, en combinación con un sistema en abanico modificado. En teoría son posibles otras combinaciones.

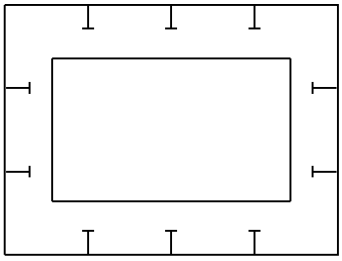


Figura 9 Sección transversal tipo de una torre

La sección transversal de la torre generalmente forma un cajón rectangular con una única celda. Debido a la compresión predominante, es necesario rigidizar las chapas laterales, principalmente con rigidizadores longitudinales, como se muestra en la figura 9.

Se requieren diafragmas transversales para soportar los rigidizadores longitudinales a ciertos intervalos. Debido al hecho de que se aplica una torsión muy pequeña a la torre, no es necesario que los diafragmas sean muy rígidos. Por lo tanto, pueden hacerse con aberturas relativamente grandes (registros) para facilitar la inspección y el mantenimiento.

En las zonas de anclaje de los cables, quizás sea necesario añadir diafragmas horizontales y/o mamparas verticales más resistentes, para garantizar la transmisión de las fuerzas de los cables a la sección transversal de la torre y a los cables del lado opuesto.

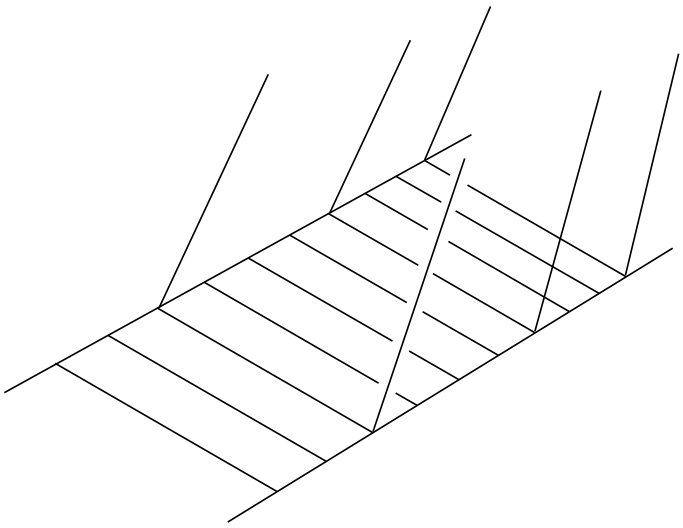
4. ASPECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS

En cuanto al diseño de los elementos estructurales de un puente de cables atirantados, en muchos casos es suficiente utilizar un programa estándar de análisis de estructuras bidimensionales o tridimensionales.

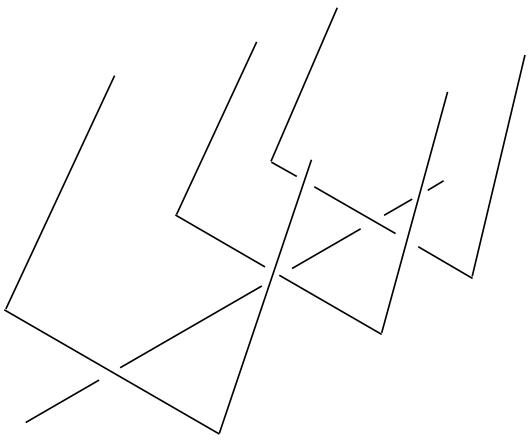
En los puentes con un solo plano de cable central, un sistema estructural bidimensional es adecuado para analizar la estructura bajo una carga vertical producida por la carga permanente y la carga debida al tráfico. Este análisis proporciona las fuerzas en los cables, así como los esfuerzos axiales, los esfuerzos de cizallamiento y los momentos flectores flexión en la jácena y las torres.

En cuanto a la torsión que se produce en la jácena bajo una carga debida al tráfico unilateral, la jácena se puede analizar posteriormente sin tener en cuenta el sistema de cables y la torre. El mismo tipo de análisis se aplica a la jácena bajo una carga lateral, p. ej., la carga del viento.

En puentes con dos planos de cables, el modelo matemático tiene que ser tridimensional.



(a) Dos planos de cables y vigas compuestas



(b) Dos planos de cables inclinados y viga en cajón

Figura 10 Modelos analíticos para puentes de cables inclinados

En un puente con dos vigas principales, (véase la figura 3b), el modelo matemático debe ser el que se indica en la figura 10a, es decir, con dos elementos longitudinales que formen las vigas principales y un gran número de vigas que formen las jácenas transversales. En la mayoría de los casos, los cables pueden proyectarse como barras rectas que soportan tracción pura.

En los puentes con una sola jácena en forma de cajón y dos planos de cables, como se ilustra en la figura 3a, el modelo matemático debe estar formado por una sola jácena longitudinal con la resistencia a la flexión y a la torsión de la viga principal en forma de cajón. En los puntos de sujeción de los cables, la viga central debe estar unida a los elementos de vigas transversales, como se ilustra en la figura 10(b).

En el análisis, el cable en muchos casos no se considera como una barra recta sometida a tracción pura. En realidad, un cable inclinado está siempre ligeramente curvado, debido a la acción del propio peso del cable.

En los cables largos, la flecha, o, mejor dicho, las desviaciones de la

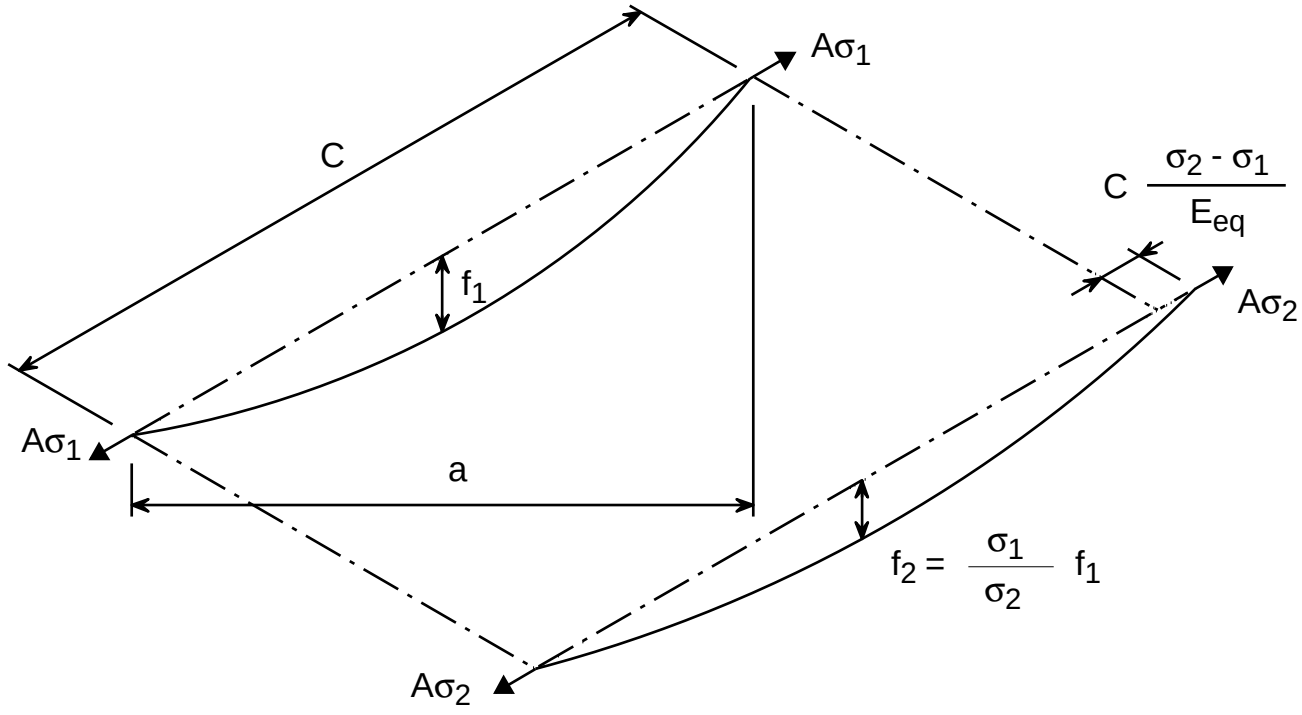


Figura 11 Influencia de la gravedad sobre la rigidez de los cables

flecha, tienden a reducir la rigidez axial, puesto que el alargamiento no se debe solamente a las deformaciones elásticas de los alambres de cables, sino también a la reducción de la flecha, como se ilustra en la figura 11.

En los cables con proyecciones horizontales de hasta 150 m y variaciones moderadas de tensiones, el efecto de la flecha generalmente puede ignorarse, pero en cables más largos, la rigidez del apoyo de los cables se sobrevalora si solamente se tiene en cuenta la deformación axial.

El efecto de la flecha puede tenerse en cuenta en el análisis mediante la sustitución del módulo de elasticidad E real del material del cable por un módulo de elasticidad E_{eq} equivalente, determinado por:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 a^2}{24}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma 2}{\sigma_1^2\, \sigma_2^2}\right) E} \qquad (1)$$

donde

γ es la densidad del material del cable

a la proyección horizontal del cable

σ_1 es la tensión inicial, de la carga permanente

σ_2 la tensión final (de carga permanente + no permanente)

La ecuación (1), que introduce un módulo secante, requiere una iteración en el análisis estructural, ya que la tensión final σ_2 se desconoce desde el principio.

En los cables con variaciones moderadas de tensiones y proyecciones horizontales de hasta 250-300 m, es admisible sustituir el módulo secante de la ecuación (1) por un módulo tangente E_{tan}, obtenido simplemente mediante la introducción de $\sigma_2 = \sigma_1$ en la ecuación (1):

$$E_{tan} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 a^2 E}{12\sigma_1^3}} \qquad (2)$$

En este caso, se puede evitar una iteración, puesto que el módulo tangente depende solamente de la tensión inicial σ_1.

Al aplicar el método del módulo secante, que es más exacto, el primer paso de la iteración a menudo se basa en las rigideces axiales de los cables que se obtienen en la ecuación (2), mientras que los pasos siguientes se basan en rigideces determinadas a partir de la ecuación (1).

La torre está sometida principalmente a compresión procedente de los componentes verticales de las fuerzas de los cables. Por esta razón, es muy importante tener en cuenta el pandeo del soporte al diseñar la torre.

Por consiguiente, es esencial determinar minuciosamente la longitud de pandeo del soporte que se va a aplicar en cada caso real. Para ilustrar esta característica, se ofrecen tres ejemplos en la figura 12.

La figura 12a muestra el pandeo lateral de una torre aislada que soporta un sistema en abanico puro en la parte superior. La longitud de pandeo 1_c es igual a la altura de la torre h, debido al hecho de que el plano de los cables gira con el punto de anclaje en la parte superior de la torre, de forma que la resultante de las fuerzas de los cables todavía se dirige hacia el eje del puente.

Si se hubiera ignorado este efecto, entonces la longitud de pandeo de la torre aislada se habría especificado como dos veces la altura de la torre, es decir, una condición mucho más grave.

La figura 12b muestra el pandeo de una torre en dirección longitudinal, en un sistema en el que la jácena está apoyada longitudinalmente en la pila del extremo. En este caso, el cable de anclaje que va desde la estructura de apoyo empotrado hasta la parte superior de la torre restringe el movimiento de la parte superior de la torre en dirección longitudinal y, por lo tanto, la longitud de pandeo del soporte en el plano se aproxima a 0,7 veces la altura de la torre.

Por último, la figura 12c muestra el pandeo de una torre en un sistema en el que la jácena no posee restricción longitudinal a través de las estructuras de apoyo fijo. En este caso, el pandeo viene acompañado de una deformación longitudinal de la jácena, de forma que la reacción del cable permanece vertical. Por consiguiente, la longitud de pandeo es dos veces la altura de la torre.

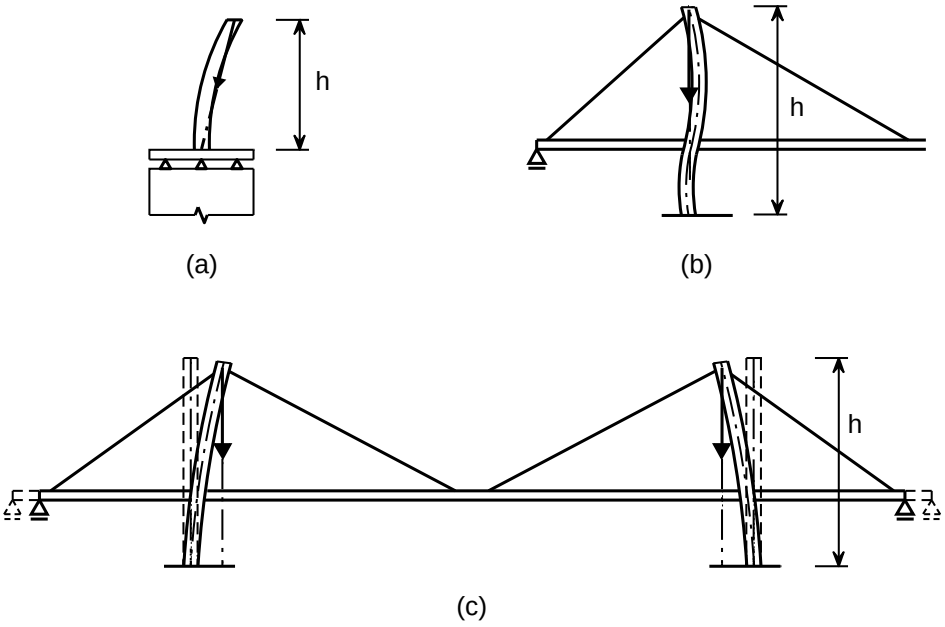


Figura 12 Estabilidad de las torres

5. UNIONES

En los puentes de cables atirantados, se requieren uniones especiales para permitir la transmisión de las fuerzas de los cables a la jácena y a la torre.

Debido al hecho de que la alta resistencia de los alambres se consigue con un contenido en carbono aproximadamente cinco veces mayor que en el acero de construcción normal, los alambres no se pueden soldar.

En lugar de eso, se sujetan mediante anclajes a los extremos del mazo de alambres que forma el cable.

Los anclajes están hechos de acero fundido en forma de cilindro corto con una cavidad cónica, figura 13. Dentro de esta cavidad, el filamento está deshilachado y, por consiguiente, el espacio está lleno de una aleación metálica de zinc o una mezcla de resina epoxídica, polvo de zinc y bolas de acero.

La transmisión de la fuerza de los cables desde el anclaje a la estructura adyacente se establece como presión de contacto en la cara extrema o a través de una rosca a una tuerca. El anclaje también podría tener una forma que permitiese una unión articulada.

Durante el montaje, la longitud de los cables debe ajustarse introduciendo calzos entre el anclaje y el sistema resistente o bien girando la tuerca.

Para modificar la longitud del cable, sólo es necesario realizar ajustes en un extremo (en el anclaje activo). De este modo, no hay necesidad de realizar ajustes en el otro extremo (el anclaje pasivo).

El anclaje activo puede colocarse en la jácena o en la torre. La elección entre estas dos posibilidades depende de la accesibilidad en cada ubicación concreta.

En los actuales puentes de cables atirantados, con cables hechos de monofilamentos, se

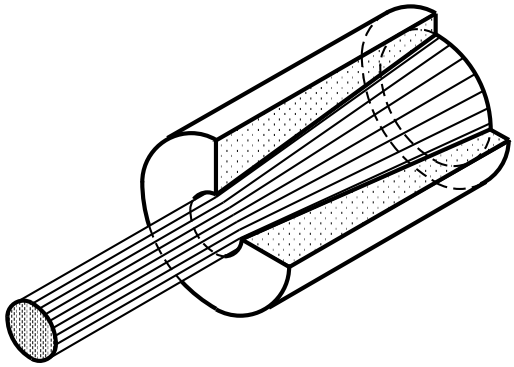


Figura 13 Culote de anclaje de cable

requiere generalmente que los cables se puedan sustituir en el caso de corrosión o fatiga que condujeran a roturas de los alambres. Por lo tanto, el detalle de anclaje debería también permitir que el cable se pudiera soltar y retirar en la condición de servicio.

A la hora de diseñar el punto de anclaje del cable en la jácena, es necesario estudiar minuciosamente la transmisión del componente tanto vertical como horizontal de la fuerza del cable.

A lo largo de la historia de los puentes de cables atirantados, se ha desarrollado un inmenso número de detalles de anclaje para las condiciones especiales en el nivel de la jácena.

Como ejemplo, la figura 14 muestra una solución sencilla para el anclaje de un cable central a una viga en cajón. En este caso, la fuerza del cable se transfiere desde el anclaje a través de una placa de apoyo a dos chapas de unión soldadas a la chapa del tablero y a un diafragma cubierto de chapa. De este modo, la componente horizontal de la fuerza del cable se transfiere a la chapa del tablero mediante cizallamiento en la soldadura longitudinal y la componente vertical al diafragma mediante cizallamiento en la soldadura vertical.

Se pone de manifiesto que la chapa del tablero y el diafragma deben cruzarse exactamente en el eje del cable, con el fin de excluir los momentos debidos a la excentricidad.

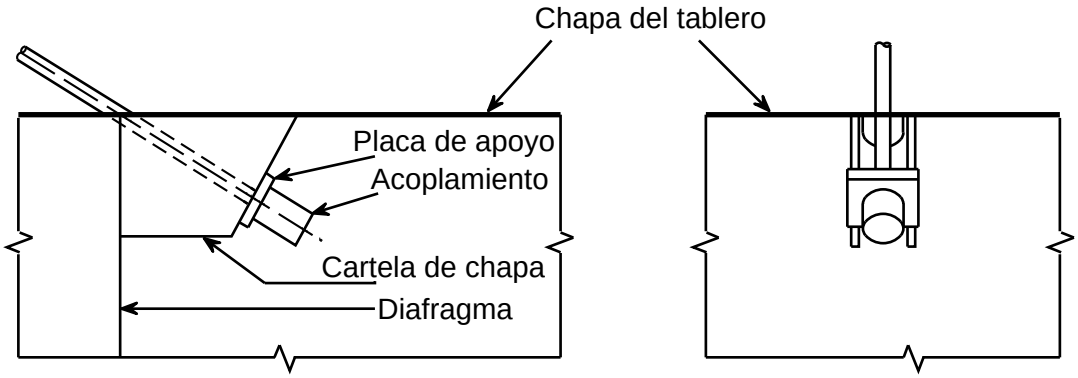


Figura 14 Sistema de anclaje de un cable central a una viga en cajón

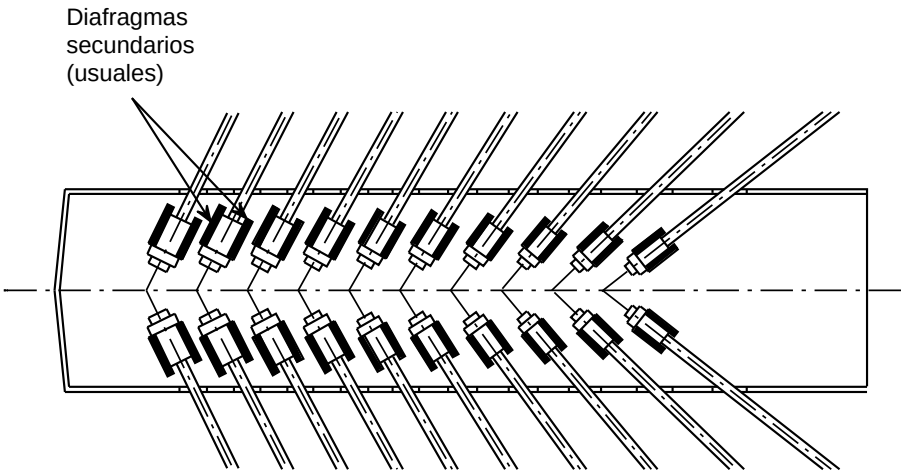


Figura 15 Sistema de anclaje de los cables a la torre en un puente de tirantes en abanico modificado

En la torre, los cables de podrían estar anclados a diafragmas secundarios inclinados que se extiendan entre las dos chapas laterales longitudinales de la torre, tal como se ilustra en la figura 15 para una torre que soporta un sistema en abanico modificado.

6. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN

El éxito del puente de cables atirantados se relaciona en gran medida con el eficaz procedimiento de montaje que lo caracteriza. Así, se puede montar un puente de cables atirantados mediante montaje en voladizo libre desde la torre, ya sea simétricamente en ambas direcciones (figura 16a) o solamente hacia el tramo principal (figura 16b). En el último caso, el tramo lateral se monta inicialmente como un puente de vigas de alma llena normal.

Con el montaje en doble voladizo, figura 16a, debe recordarse que toda la estabilidad en la etapa temporal depende de la resistencia a la flexión y de la fijación de la torre. En algunos casos, esta resistencia rige el diseño de la torre.

Con el montaje en voladizo sólo hacia el tramo principal (figura 16b), los cables se instalan generalmente por pares, de forma que el abanico (o arpa) del tramo lateral se monta simultáneamente con el del tramo principal.

Generalmente, una secuencia de montaje comprende los siguientes pasos:

1. Montaje en voladizo de la jácena desde un punto de anclaje del cable al siguiente; en la mayoría de los casos, se consigue elevando las unidades de jácenas mediante una pluma con movimiento vertical colocada en el tablero del puente.
2. Montaje del cable, que a menudo se realiza desenrollando un filamento prefabricado de una bobina situada en el tablero del puente.
3. Tensado controlado del cable mediante la elevación con el gato en el anclaje activo.
4. Desplazamiento de la grúa a la punta de la jácena.

En muchos casos, el cable está sometido a su tracción máxima después de montar en voladizo la jácena al siguiente punto de anclaje del cable. Posteriormente, se alivia la tracción cuando se tensan los siguientes cables.

Es sumamente importante darse cuenta de que la distribución de los momentos de carga permanente en la jácena se rigen en su totalidad por el tensado de los cables durante el montaje. Por lo tanto, puede lograrse una óptima distribución de los momentos de carga permanente mediante la elección de la tracción inicial del cable de acuerdo con esto.

El análisis necesario de las etapas de montaje puede realizarse convenientemente “hacia atrás”, es decir, eligiendo inicialmente una

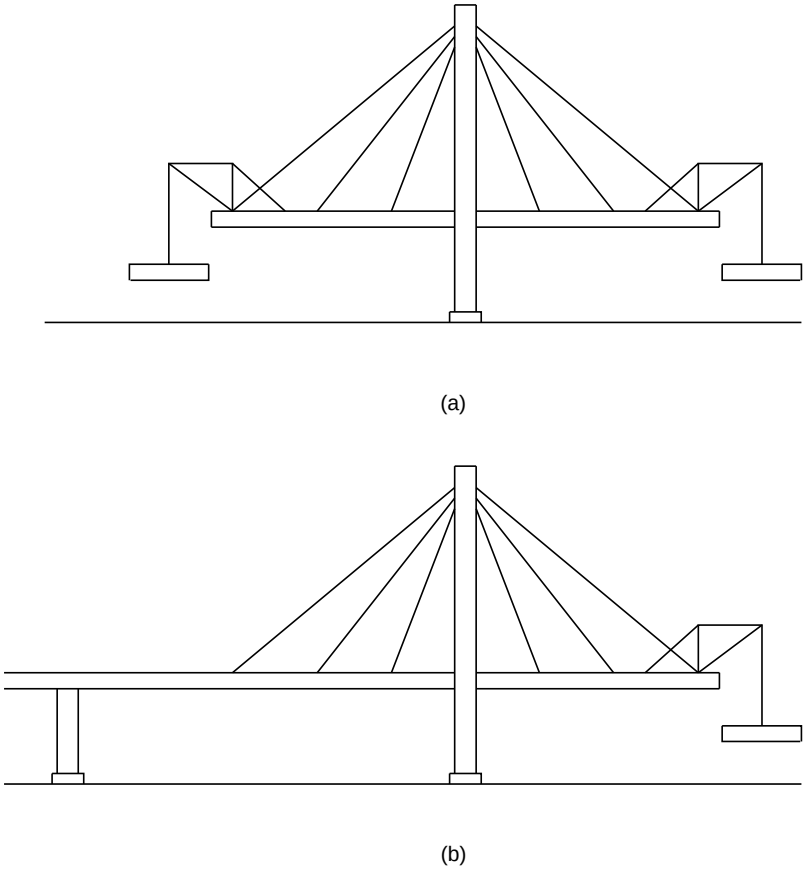


Figura 16 Método de montaje

distribución deseada de los momentos de carga permanente y, a continuación, “desplazándose hacia atrás” mediante la “demolición” de la estructura en las mismas etapas que se presuponen para el montaje.

Determinar los momentos de carga permanente sometiendo la estructura final a la carga permanente de los elementos estructurales no sólo es erróneo, sino que además es antieconómico en muchos casos.

7. RESUMEN FINAL

- Los modernos puentes de cables atirantados abarcan un intervalo de tramos de aproximadamente 150 m a 900 m (para puentes de carreteras).
- El sistema de cables se compone de cables rectos en una configuración en abanico o en arpa.
- La sección transversal de la jácena se elige teniendo en cuenta el apoyo que ofrece el sistema de cables. Con sólo un plano de cables central, la jácena debe poseer una considerable resistencia a la torsión.
- La separación de los cables debe elegirse de forma que cada viento pueda constar de un único filamento (cables monofilamento).
- Para los cables con una proyección horizontal superior a 150 m, en el análisis se debe tener en cuenta el efecto de flecha no lineal.
- La distribución de los momentos de carga permanente en la jácena debe determinarse considerando el tensado inicial de los cables durante el montaje.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Gimsing, N.J.; Cable Supported Bridges, Concept and Design, John Wiley and Sons, Chichester, 1983.

2. Walther, R.; Houriet, B.; Isler, W.; Moia, P.: Ponts Haubanés, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, 1985.

3. Podolny, W. Jr. and Scalzi, J.B.: Construction and Design of Cable-Stayed Bridges, John Wiley and Sons, New York, 1986.

4. Roik, K.; Albrecht, G.; Weyer, U.: Schrägseibrücken, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1986.

5. Troitsky, M.S.; Cable-Stayed Bridges: Theory and Design, BSP Professional Books, Oxford, 1988.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.9: Puentes Colgantes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los principales conceptos y definiciones acerca de los puentes colgantes.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 5.4: Protección contra la Corrosión de Puentes

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.3: Tableros de Puentes

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas

Lección 18.5: Puentes de Celosías

Lección 18.6: Puentes de Vigas en Cajón

Lección 18.8: Puentes Atirantados

RESUMEN

Esta lección comienza con una introducción histórica a los puentes colgantes, en la que se hace énfasis en los “saltos” en el desarrollo de sus luces. Se abordan los diversos tipos de puentes colgantes y se presentan por separado sus partes principales, es decir, cables principales, péndolas, torres y vigas de rigidez.

Se presenta la influencia de la temperatura y de la acción aerodinámica. Por último, se ofrecen algunas notas sobre análisis estructural y montaje.

1. INTRODUCCIÓN

Generalmente, los puentes sustentados por cables pueden dividirse fundamentalmente en dos grupos, puentes de cables atirantados (véase la lección 18.7) y puentes colgantes. Su uso da lugar a una solución competitiva para luces comprendidas entre 200 m y 1500 m (y más). Por lo tanto, abarcan la mayor parte del actual intervalo de luces de puentes. Estos dos grupos, aunque similares en cuanto a su filosofía, presentan muchas diferencias en la práctica. Una de las principales razones de su superioridad en relación con otros tipos de puentes es la manera más eficaz en que emplean los materiales, dado que con una tensión directa bajo la cual todas las fibras poseen la misma tensión, se produce un aprovechamiento completo del material.

En esta lección se habla del puente colgante convencional. En la figura 1 se ofrece la nomenclatura pertinente.

Desde principios del siglo XIX, el tamaño de los puentes colgantes ha aumentado progresivamente y desde 1930, el puente colgante ha dominado por completo el intervalo de luces superior.

La tabla siguiente indica el desarrollo de los tramos:

En esta tabla se pueden distinguir dos "saltos" específicos en el desarrollo de las luces:

- 1883 El puente de Brooklyn es un 50% más largo que cualquier puente colgante construido anteriormente.

Puente	Ubicación	Año	Centro del tramo (m)
Puente del estrecho de Menia	Gales	1826	168
Puente colgante Clifton	Inglaterra	1860	214
Puente colgante Cincinnatti y Covington	EE.UU.	1865	322
Puente de Brooklyn	EE.UU.	1883	480
Puente Philadelphia-Camden	EE.UU.	1926	535
Puente George Washington	EE.UU.	1931	1066
Puente Golden Gate	EE.UU.	1937	1280
Puente Tacoma Narrows	EE.UU.	1940	853
Mackinac	EE.UU.	1958	1158
Estuario de Forth	Escocia	1964	1002
Puente Severn	Inglaterra	1966	988
Puente Humber	Inglaterra	1981	1410
Puente Great Belt East	Dinamarca	1997*	1624
Puente Akaski Kaikyo (figura 2)	Japón	1998*	1990

* en construcción

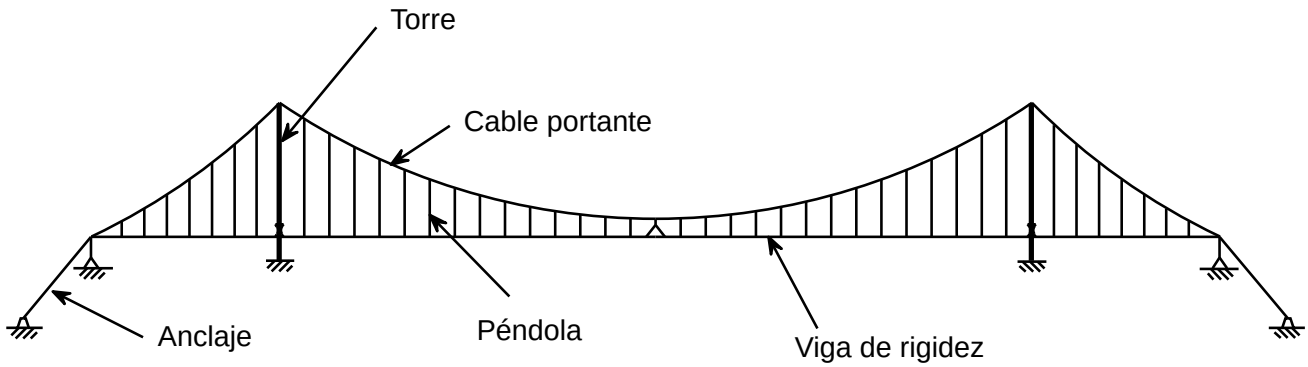


Figura 1 Componentes principales de un puente colgante

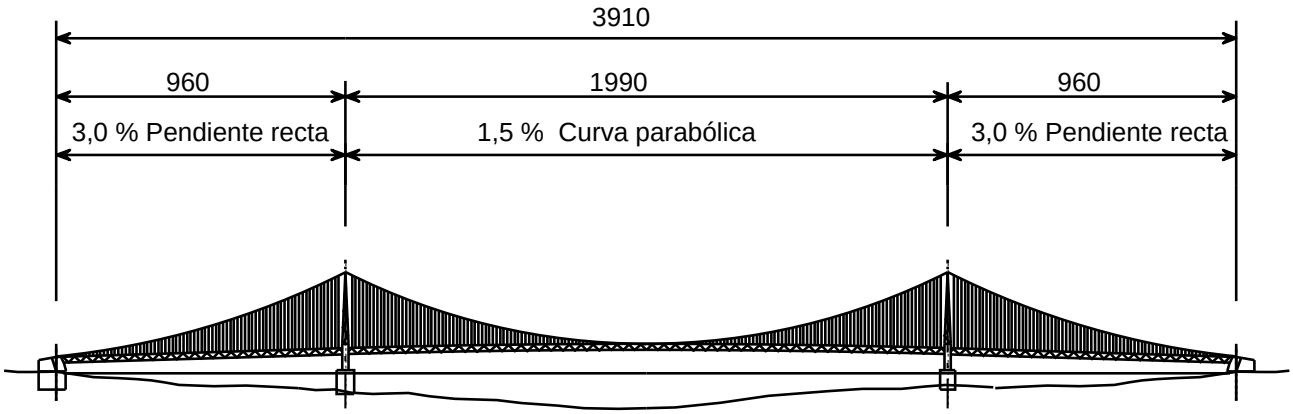


Figura 2 Puente Akashi Kaikyo

- 1931 El puente George Washington, que tenía prácticamente el doble del tramo libre de los puentes existentes.

A medida que el diseño de los puentes colgantes siguió perfeccionándose, la jácena se hizo cada vez más ligera, la viga principal cada vez menos resistente a la torsión y los proyectistas más y más audaces.

En noviembre de 1940 tuvo lugar una sorpresa muy desagradable cuando el puente Tacoma Narrows se desplomó debido a los efectos del viento.

Desde entonces, los progresos que se han realizado se han debido a:

a. Nuevos conceptos, p. ej., tableros ortotrópicos.
b. Nuevos métodos de cálculo, p. ej., calculadoras electrónicas.
c. Nuevos materiales, p. ej., acero de alta resistencia y hormigón.
d. Nuevos métodos de trabajo de taller y montaje (atornilladura, soldadura, fabricación en serie, modernos equipos, etc.).
e. Mejor control de calidad.
f. Mejor comprensión de las fuerzas del viento y sísmicas, p. ej., obtenidas en pruebas en el túnel aerodinámico, etc.

La mayoría de los puentes colgantes soportan solamente el tráfico rodado, pero un número reducido soporta también el tráfico del ferrocarril.

En aplicaciones más especiales, el sistema de suspensión también se utiliza en puentes para peatones y puentes para tuberías.

2. TIPOS

Los puentes colgantes pueden subdividirse de acuerdo con varios criterios:

a. Suspensión de la jácena:

- Tanto el tramo principal como los tramos laterales están suspendidos: el tipo S, figura 3(a)
- Sólo el tramo principal está suspendido y los tramos extremos se sustituyen por tramos de acceso: el tipo F, figura 3(b).

En el tipo F, los vientos posteriores poseen una pendiente correspondiente a $\alpha = 30 - 45°$. Esta pendiente determina la posición del anclaje y con vientos posteriores rectos, la parte superior de la torre está bien sustentada frente a los desplazamientos horizontales. Comparado con el tipo S, con 2 rótulas (código: S2), el tipo F2 es más rígido.

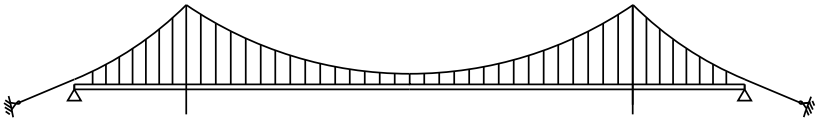
b. Anclaje del cable principal:

- En la práctica actual, los principales puentes colgantes están anclados a tierra, con anclajes independientes que permiten que las fuerzas del cable principal se transmitan al suelo.

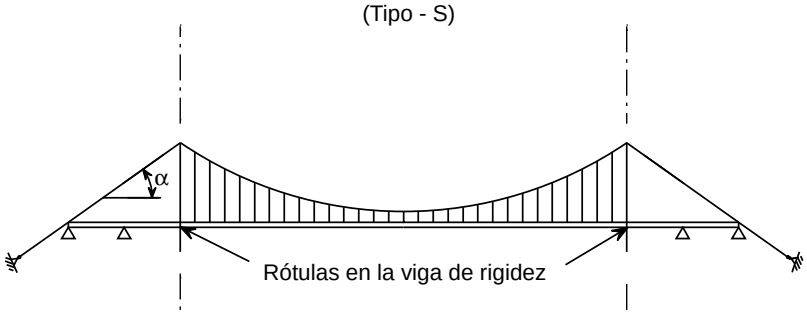
c. Posición de las juntas de dilatación (figura 3c y (d))

La viga de rigidez puede tener sus juntas de dilatación situadas en las torres o en los macizos de anclaje.

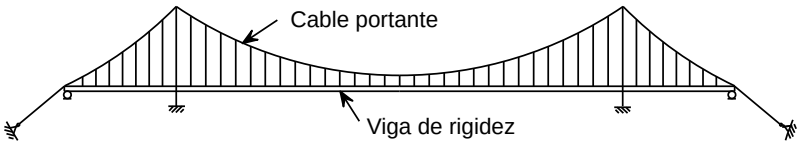
En correspondencia a estas dos condiciones, la viga de rigidez estará formada o bien por tres jácenas individuales o bien por una jácena continua.



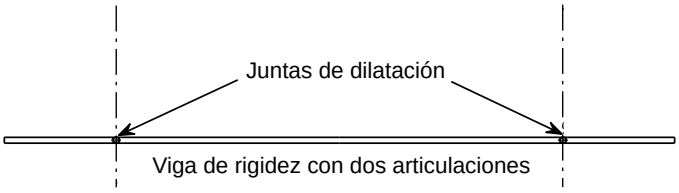
(a) Tanto el tramo central como los laterales están suspendidos
(Tipo - S)



(b) Sólo el tramo principal está suspendido
(Tipo - F)



(c) Juntas de dilatación en los macizos de anclaje



(d) Juntas de dilatación en las torres

Figura 3 Clasificación de los puentes colgantes

3. ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS

3.1 Los cables principales

Los cables principales van de un anclaje a otro.

Un cable se compone de cierto número de cordones. Estos filamentos se pueden hacer en la obra mediante trenzado de cables o también pueden ser prefabricados.

El número de cordones aumenta en progresión aritmética simple. Así, el cable consta de un torón central rodeado de 6 cordones, 6 + 12 cordones, 6 + 12 + 18 cordones, etc.

El cable de la figura 4 contiene 37 cordones y éste es un número frecuente en puentes de cables trenzados. (Los números indican la secuencia de rotación de cada uno de los cordones). Así, en el puente Humber, los cables principales se componen de 37 cordones: cada uno de ellos con 404 alambres.

En los puentes en los que los cables principales están hechos de torones de alambres paralelos, el número de cordones es generalmente mayor, ya que cada cordones debe contener menos alambres por cuestiones de manejo.

Antes de iniciar el montaje de los cables principales, se realiza una pasarela de servicio,

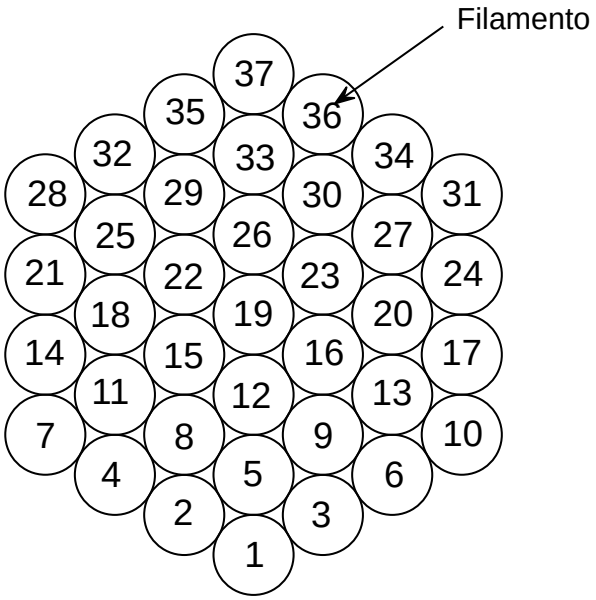


Figura 4 Patrón de filamentos de cables, antes de la condensación

que va de un anclaje a otro a través de las partes superiores de las torres. En esta pasarela de servicio se instala un teleférico si se van a trenzar los cables. El teleférico no se requiere necesariamente para el transporte de cordones prefabricados. Para proteger en cierta medida la pasarela de servicio frente al viento, se utiliza un sistema de pretensado de contraparábolas.

En la figura 5 se muestran los elementos fundamentales del proceso de trenzado de cables. Se indican la pasarela de servicio y el

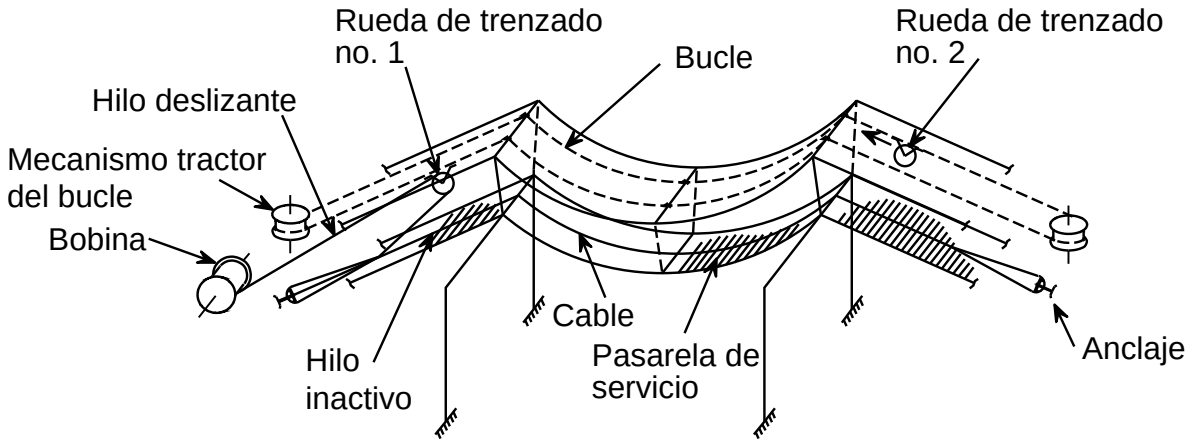


Figura 5 Trenzado de cables

teleférico. Dos carretes, conectados a un bucle, llevan los alambres separados de un lado al otro. En uno de los macizos de anclaje se fija el extremo inactivo. En la otra parte, el alambre se saca del carrete y se engancha alrededor de un anclaje de cordones (figura 6). A continuación, se fija el extremo activo. Cuando se termina un cordón, que consta de 300 a 400 alambres, se coloca con cuidado en su lugar correcto. Esta operación se realiza por la noche, cuando la temperatura está muy próxima a ser uniforme.

El diámetro óptimo de los alambres es de 5,0-5,5 mm. Un diámetro mayor hace que el alambre sea demasiado rígido, mientras que un diámetro más pequeño requiere más alambres y más mano de obra. El material del alambre posee una resistencia a la rotura de hasta 1600 - 1800 N/mm^2.

Con cables de tramos, cada turno de trabajo puede montar alrededor de 160 alambres al día, y en la mayoría de los casos, se emplean dos turnos por día por cable. Los cordones prefabricados pueden montarse en un período más corto.

Después de haber montado todos los alambres, el mazo de cordones se comprime en forma circular. A modo de tratamiento protector, el cable se envuelve finalmente en un alambre de acero dulce. Durante este proceso de envoltura se añade una pintura protectora.

Cuando los cables pasan por encima de las partes superiores de la torre y los apoyos achaflanados, pierden su forma circular. Es necesario tomar medidas especiales en estas ubicaciones para mantener la corrosión bajo control.

3.2 Torres

La mejor forma de presentar los sorprendentes avances en el diseño de las torres es considerar algunos hitos significativos:

- El puente Golden Gate (figura 7)
- se utiliza acero de alta resistencia en las celdas exteriores para soportar los momentos flectores.
- una parte importante del material se concentra en el centro.
- El puente del Estuario de Forth (figura 8)
- tres perfiles tubulares independientes, unidos durante el montaje.
- la distribución del material es mucho mejor.

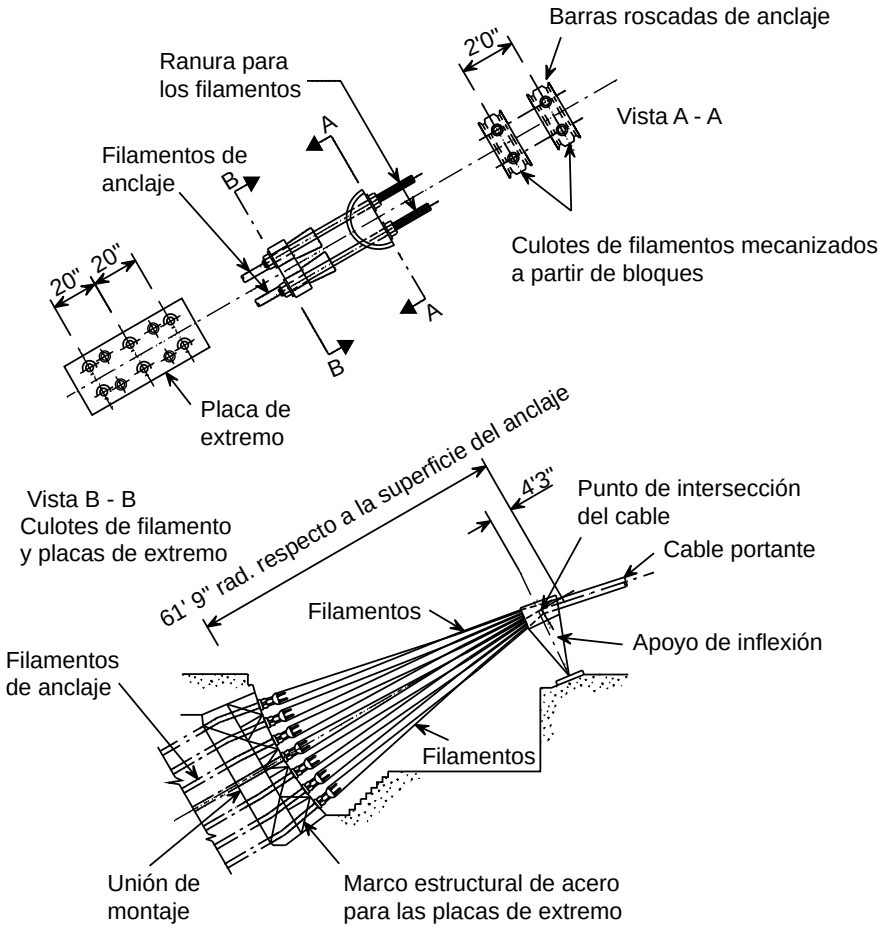


Figura 6 Detalles de anclaje del cable en el puente Severn

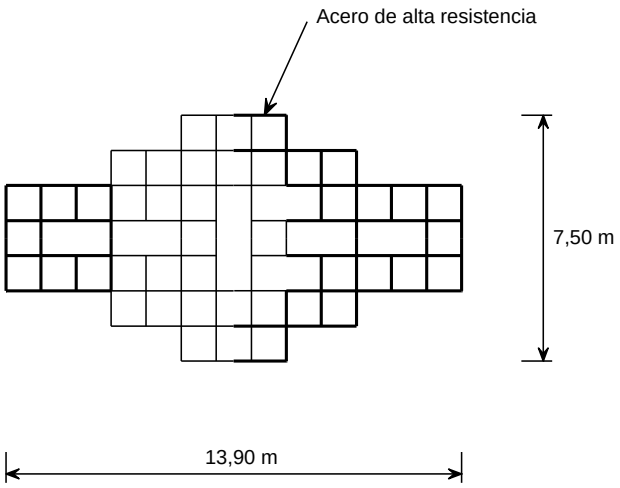


Figura 7 Sección transversal de una torre: Puente Golden Gate

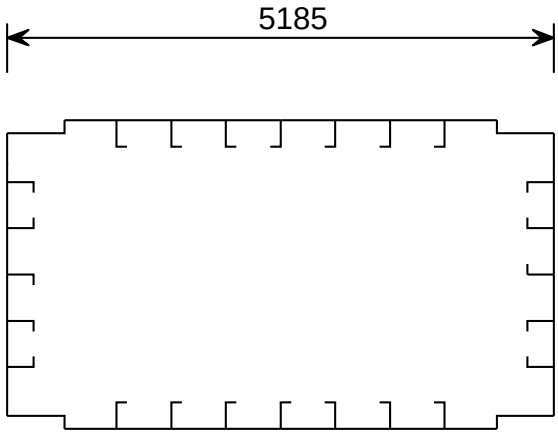


Figura 9 Sección transversal de una torre: Puente Severn

- El puente Severn (figura 9)
- todo el material está situado en el lugar correcto, en los bordes.
- las uniones se han diseñado para finalizarse desde el interior.
- las dimensiones se reducen considerablemente.
- Pont de Tancarville.

El hormigón es el material ideal para soportar las cargas de compresión. Por consiguiente, es natural utilizar torres de hormigón. El puente Pont de Tancarville fue el primer puente colgante con torres de hormigón. En el puente Great Belt East se usan torres de hormigón de una altura de 250 m. Sin embargo, en las zonas de actividad sísmica se prefieren las torres de acero, debido a su capacidad de disipación de energía.

Debe tenerse en cuenta que existen muchos factores que influyen en la elección del material de las torres, p. ej., las condiciones del suelo, la rapidez del montaje, la estabilidad durante su construcción, etc. Por consiguiente, esta elección no se debe basar totalmente en un cálculo estimativo de costes basado en la cantidad.

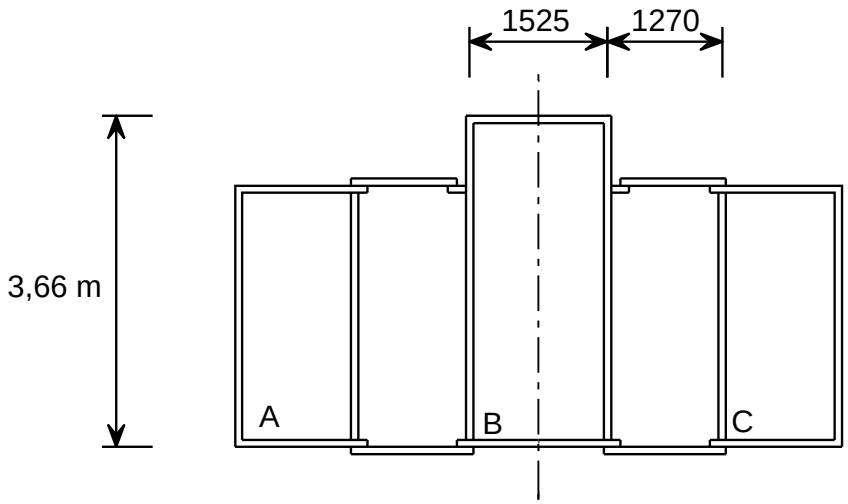


Figura 8 Sección transversal de una torre: Puente del Estuario de Forth

3.3 Viga de rigidez

La elección de la sección transversal de la viga de rigidez es un paso muy importante, puesto que influye en el comportamiento del sistema estructural global.

Los avances en el diseño de la jácena han estado estrechamente relacionados con el desarrollo de métodos de cálculo, en particular con la teoría de la flecha de una viga, que es especialmente importante para las jácenas más ligeras.

Es necesario establecer una clara diferencia entre las frecuencias de flexión y de torsión. Desde 1960 esta diferencia se ha obtenido en muchos casos haciendo que la jácena sea una viga en cajón:

- una viga en cajón cerrada, p. ej., el puente Severn.
- una viga en cajón abierta, p. ej., Pont de Tancarville.

Un grave inconveniente de los puentes colgantes es su flexibilidad relativamente grande. Durante mucho tiempo se admitió que las deformaciones de los puentes colgantes eran demasiado grandes para el tráfico de los ferrocarriles. Más recientemente se ha abandonado completamente esta opinión. En Japón se han construido puentes colgantes con tramos de más de 1000 m, con dos vías férreas (que posteriormente pueden incrementarse hasta cuatro) en el nivel del cordón inferior y cuatro carriles de calzada en la parte superior.

3.4 Anclajes

La fuerza del cable principal está formada por dos componentes, el vertical, que trata de levantar el macizo de anclaje y el horizontal, que intenta arrastrar el macizo de anclaje hacia el centro del puente.

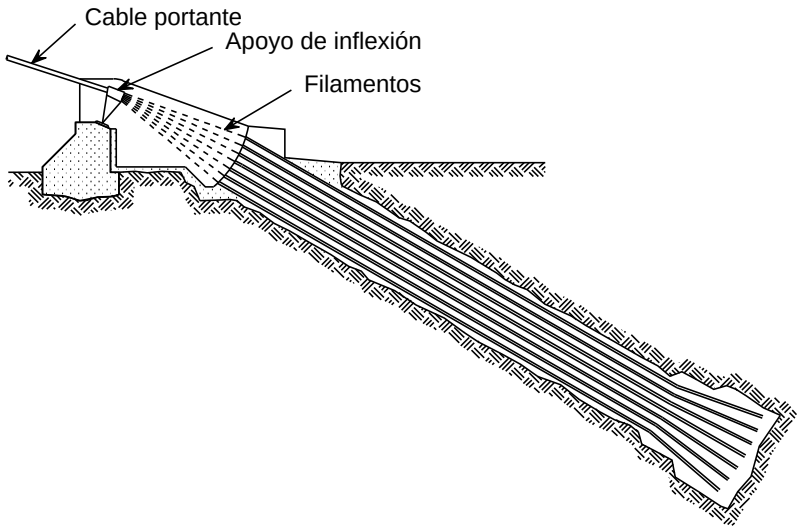


Figura 10 Puente del Estuario de Forth

El método de anclaje del cable principal depende en gran parte de las condiciones locales del suelo.

Dos soluciones básicas son:

- En roca, véase la figura 10 (puente del Estuario de Forth).

El anclaje se une firmemente a la roca circundante.

- En un entorno arcilloso (véase la figura 11), (puente Lille Belt), y (Pont de Tancarville).

El anclaje se basa casi completamente en la gravedad.

En los anclajes de gravedad, el equilibrio entre la fuerza del cable y la presión del suelo debe estudiarse minuciosamente durante el montaje.

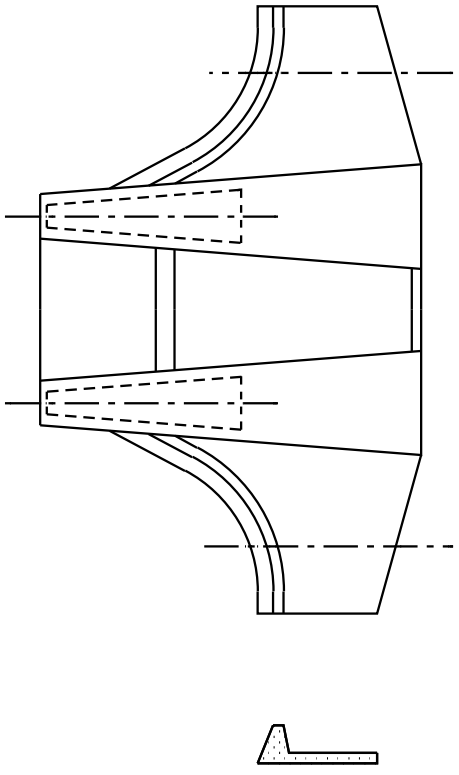


Figura 11 Anclaje de hormigón basado en la gravedad: Puente Lillebelt

Durante el montaje, la componente vertical de la fuerza del cable aumenta, ejerciendo una fuerza ascensional vertical sobre el anclaje.

Con el fin de limitar las variaciones en la presión del suelo, podría resultar ventajoso incrementar la masa del anclaje al mismo ritmo que el montaje. Este procedimiento reduce los problemas de asiento y podría hacer que la construcción, en particular el cimiento, fuera más barata.

4. EFECTOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS

4.1 Temperatura

Debido a la dilatación por la temperatura, un puente con una viga de rigidez continua está sujeto a un alargamiento en toda su longitud. Esta dilatación tiene efectos perjudiciales en las péndolas cortas situadas cerca de los anclajes, Fig. 12.

Mediante el siguiente cálculo se puede determinar un valor superior para el cambio de tensión axial en una péndola corta:

Longitud de la péndola H = 3000 mm

Módulo de Young de la péndola E = 1,7 x 10^5N/mm^2

Longitud de la jácena L = 1200 m

Diferencia de temperatura $\Delta t = 15°C$

Coeficiente de dilatación $\alpha = 11 \times 10^6$

Con estos valores, el desplazamiento, δ, en un lado se convierte en:

$\delta = 0{,}5 \times \alpha \times \Delta t \times L = 0{,}5 \times 15 \times 1200000 \times 11.10^6 =$
$= 144$ mm

Suponiendo (para mayor seguridad) que la distancia vertical entre los extremos de la péndola permanece constante, se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{Alargamiento } (\Delta H) =$$

$$= \sqrt{(3000^2 + 144^2)} - 3000 = 3,45\,\text{mm, y}$$

$$\text{Tensión } (\sigma) = \frac{3,45}{3000} \times 1,7 \times 10^5 = 207\,\text{N/mm}^2$$

En los modernos puentes de esbeltas vigas de rigidez, la hipótesis de una distancia vertical constante es poco realista y, por consiguiente, el aumento de tensión es considerablemente más pequeño que el determinado anteriormente.

4.2 Acciones aerodinámicas

La acción aerodinámica de la superestructura de cualquier tipo de puente de gran luz, pero especialmente de los puentes colgantes, puede provocar oscilaciones inaceptables. Pueden producirse cinco formas distintas de acción:

a. Acción turbulenta.

b. Oscilaciones de flexión alterna.

c. Oscilación clásica.

d. Oscilación de pérdida de sustentación.

e. Respuesta de ráfagas.

Además, puede producirse una inestabilidad aerodinámica cuasiestática conocida como divergencia.

Frente a estos efectos, el proyecto requiere conocimientos especializados que no se pueden examinar completamente en esta lección. No obstante, se describirán brevemente algunos de ellos para proporcionar ciertos conocimientos sobre lo que se debe tener en cuenta.

a. Excitación vorticial

Cuando el viento pasa por delante del tablero del puente, se desprenden turbulencias (remolinos) alternativamente desde la superficie superior e inferior, creando así una presión diferencial alterna y, por lo tanto, una fuerza sobre el puente. La frecuencia del derramamiento vorticial (figura 13) es proporcional a la velocidad del viento, y la resistencia y la regularidad dependen del perfil de la sección transversal. Si la frecuencia del derramamiento coincide con una frecuencia propia del puente, existe el riesgo de que se pro-

duzca una oscilación resonante.

Las secciones irregulares, tales como las vigas de celosías, raramente tienen tendencia a la excitación vorticial. La excitación, incluso de las secciones regulares, muy pocas veces es lo bastante fuerte como para provocar grandes amplitudes. La amplitud es inversamente proporcional al amortiguamiento estructural y, de este modo, la adición de amortiguamiento siempre puede constituir un remedio.

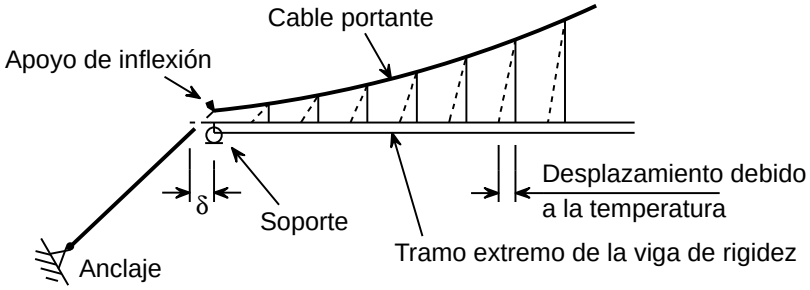


Figura 12 Influencia de la dilatación térmica en las péndolas

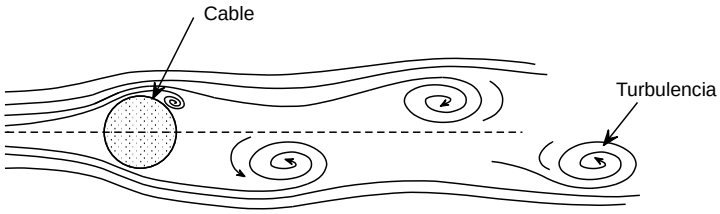


Figura 13 Acción turbulenta

b. Oscilación clásica

La oscilación clásica es otro fenómeno aerodinámico importante, en el que las oscilaciones verticales y torsionales se asocian y el momento de elevación en una sección transversal móvil refuerza el movimiento. Es un fenómeno muy conocido de las superficies de control de vuelo de los aviones. Es susceptible de análisis matemático para estructuras lameliformes (los cajones aerodinámicos del tipo de los del puente Severn son casi lameliformes).

Probablemente se pueda afirmar que cualquier sección cuya frecuencia torsional sea mayor que su frecuencia de flexión oscilará con el tiempo. El objetivo importante es garantizar que este efecto tenga lugar a una velocidad del viento sustancialmente más alta que la que se espera que ocurra en la ubicación real. Cuanto más lejos se produzcan las frecuencias torsional y de flexión, más alta será la velocidad del viento que provoca la oscilación. Los perfiles tubulares de los puentes colgantes son muy buenos en este sentido, puesto que las frecuencias se separan mediante un coeficiente de aproximadamente 3.

Sin embargo, la situación empeora con tramos más largos. El puente Great Belt East se aproxima al tramo máximo para el que la simple sección transversal de cajón aerodinámico permanecerá a salvo de la oscilación clásica. Además, en zonas de tormentas tropicales con velocidades del viento muy altas, se requieren medidas especiales. Al igual que las oscilaciones de flexión alterna, la oscilación clásica es destructiva y no especialmente sensible al amortiguamiento añadido.

Normalmente, son los modos fundamentales los que se asocian. No obstante, en el primer puente Tacoma Narrows, existía un acoplamiento de los modos más altos en una oscilación similar a una vibración. Algunas veces, pueden suprimirse los modos asimétricos utilizando un tirante central entre el cable y el tablero en el centro del vano. Este tirante detiene el movimiento lon-

gitudinal del cable asociado a dichos modos. Sin embargo, en el tirante se producen fuerzas muy grandes, por lo que se debe tener un cuidado especial al diseñar las uniones.

Los puentes colgantes del tipo viga de celosía no están necesariamente a salvo de la oscilación clásica, ya que el tablero de la calzada es como una chapa. Pueden mejorarse dejando ranuras abiertas entre las calzadas para permitir que pase el aire o colocando emparrillados permeables dentro de las propias calzadas.

c. Precauciones estructurales

- Para el perfil tubular cerrado se simula un perfil aerodinámico tan parecido como sea posible, lo que ofrece la ventaja adicional de reducir el coeficiente aerodinámico. El problema ahora se elimina en lo que respecta al puente. Sin embargo, el tráfico del puente puede estar sometido a vientos laterales más fuertes.

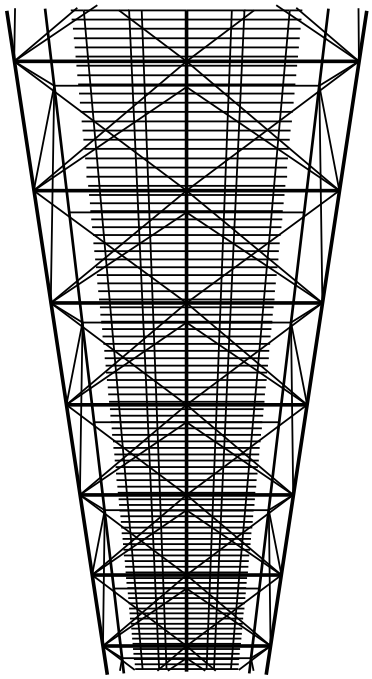


Figura 14 Una vista desde debajo, donde se muestra la transparencia del puente colgante de Lisboa

- En una viga en cajón de celosía abierta, algunas precauciones tienen como objetivo una perturbación de las turbulencias:
- el tablero se construye de forma que el viento pase a través de aberturas.
- una parte del tablero se construye con emparrillados (figura 14).

Un método muy eficaz es una unión compacta entre el cable y la viga principal en el centro del vano (figura 15).

Debido al modo de vibración torsional, existe un considerable desplazamiento horizontal del cable principal. Este desplazamiento y, por consiguiente el modo torsional, se impide de manera eficaz mediante fijación (figura 16).

4.3 Análisis

El puente colgante posee poca rigidez propia. De hecho, las flechas ejercen una influencia que se debe tener en cuenta en el análisis. El problema consiste en determinar qué momentos flectores se producen, teniendo en cuenta las deformaciones.

Ritter resolvió este problema en 1877 y Melan lo confirmó en 1888 con la teoría de la flecha de viga. Esta teoría fue aplicada por primera vez por Moisseiff en 1908, en el diseño del puente colgante de Manhattan. Desde aquella época se ha convertido en el método clásico de análisis de puentes colgantes, después de algunas innovaciones por parte de Steinman, Timoshenko, etc.

Las principales hipótesis de esta teoría eran:

1. El cable, el centro de esfuerzos cortantes de la viga de rigidez, y todas las cargas están situadas en un único plano vertical.
2. (a) Las péndolas son verticales, inextensibles y lo bastante largas como

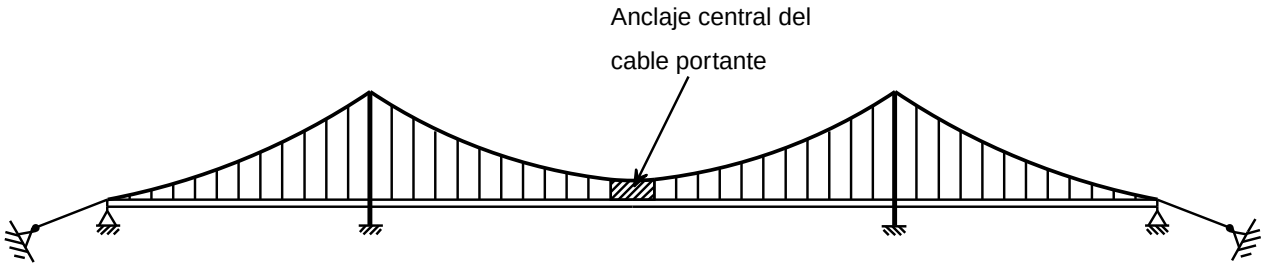


Figura 15 Una técnica de control de la oscilación

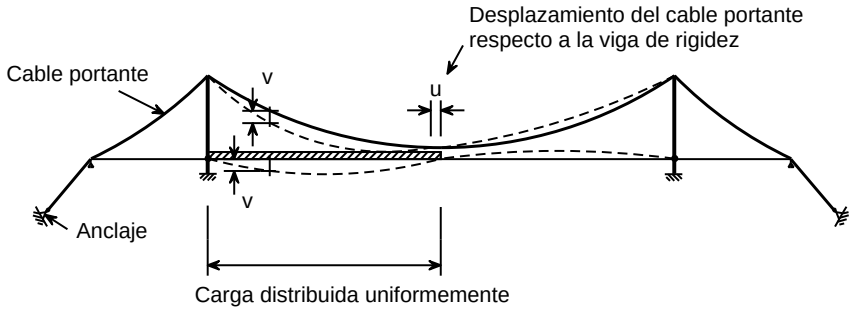


Figura 16 Deformación de la viga de rigidez y desplazamiento del cable portante debido a una carga distribuida uniformemente en la mitad del tramo

para que se ignore cualquier desviación de la verticalidad.

(b) Su separación es infinitamente pequeña, es decir, forman una lámina continua entre el cable y la jácena.

3. Las deformaciones por esfuerzos cortantes de la viga de rigidez son insignificantes.
4. Las flechas de carga no permanente son lo suficientemente pequeñas como para que se pueda considerar que todas las fuerzas aplicadas por las péndolas al cable actúan a lo largo de líneas fijadas por la geometría de las cargas permanentes.
5. La carga permanente se reparte uniformemente a lo largo de la jácena.
6. El momento de inercia de la viga de rigidez es constante.
7. La carga permanente es soportada únicamente por el cable y produce un momento flector cero en la viga de rigidez.

Utilizando estas hipótesis, se podría obtener la ecuación diferencial para flechas de cargas no permanentes en los estados deformados y se podría resolver todo el problema. En el análisis también se tuvieron que introducir términos dinámicos para calcular las frecuencias.

Actualmente, los cálculos se basan en programas de elementos finitos que pueden incluir grandes deformaciones y los efectos no lineales asociados. Con estos programas, se puede omitir la mayoría de las hipótesis clásicas enumeradas anteriormente.

5. UNIONES

5.1 Péndolas y flejes de cables

Las péndolas, provistas de mecanismo de unión, conectan el cable principal y la jácena.

La péndola está conectada al cable principal a través de un fleje de cable, que consta de dos mitades semicilíndricas, unidas mediante tornillos de acero de alta resistencia, con el fin de desarrollar la fricción necesaria. La péndola está conectada a este fleje de cable por medio de una unión articulada o se puede enganchar a su alrededor.

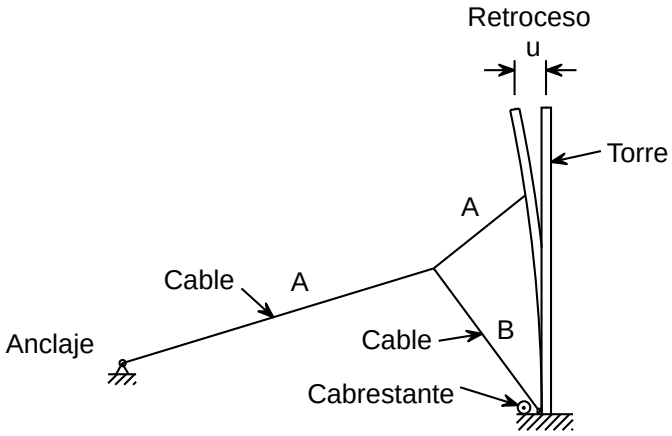


Figura 18 Retroceso de las torres para pretensar las partes adecuadas del cable principal

Los flejes de cables están apretados firmemente contra el cable principal y obtienen su resistencia sustentadora de carga principalmente del rozamiento y de la compresión del cable (figura 17). Los flejes de cables se elaboran cuidadosamente, teniendo en cuenta una oquedad de aproximadamente el 20% en el cable.

El cable principal está sujeto a una carga axial que aumenta durante el montaje del puente. Debe tenerse en cuenta el alargamiento del cable desde el macizo de anclaje hasta la torre, p. ej., dando a las torres un desplazamiento horizontal (figura 18).

En cuanto a los flejes de cables, la contracción transversal de la sección del cable es sumamente importante. Hace que se reduzca el rozamiento entre el fleje de cable y el cable y, como consecuencia de esto, la resistencia sustentadora de carga disminuye. Se deberían tomar precauciones para medir la relajación y apretar los tornillos durante el montaje, p. ej., haciendo una contrapresión (figura 19). Por razones de mantenimiento, la abertura que queda se rellena de caucho. En vista de la contracción, la envoltura del cable debe realizarse después de que el puente soporte casi toda su carga máxima permanente.

Las péndolas verticales son habituales. Durante un período de unos 15 años, se generalizó el uso de las péndolas inclinadas (figura 20). La utilización de péndolas inclinadas se inició en

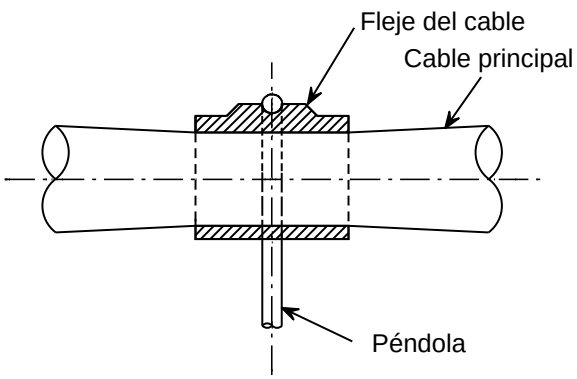


Figura 17 Fleje del cable conectado al cable principal

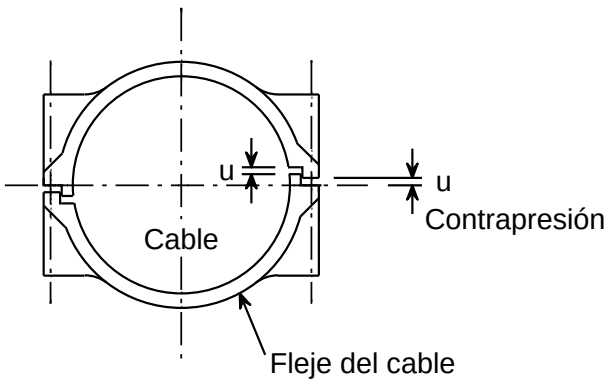


Figura 19 Desplazamientos por contrapresión en los acoplamientos

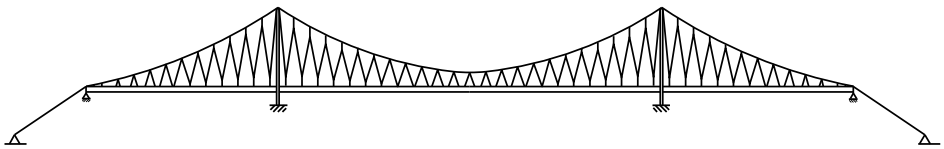


Figura 20 Disposición de las péndolas en el puente Severn

el puente Severn (1966) y concluyó con el puente Humber (1981).

La idea era hacer más rígido el puente (≈ 25%), debido al comportamiento de las vigas de celosías y reducir la tendencia a la oscilación (vibración). El objetivo era aumentar el amortiguamiento, por medio del uso de la histéresis de los alambres helicoidales que forman las péndolas. No obstante, las fuerzas en constante cambio que existen en las péndolas pueden crear problemas de fatiga y éste es uno de los motivos por los que los proyectistas volvieron a usar solamente las péndolas verticales.

6. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN

El cable principal puede soportar en su totalidad la carga permanente de la jácena y de los sistemas de cables, siempre que ese cable principal posea una configuración que coincida con la curva funicular de la carga aplicada.

Esta transmisión favorable de la carga permanente se logra durante el montaje del puente. Se montan, por orden, el anclaje, las torres, los cables, los flejes de cables y las péndolas.

A continuación viene el montaje de la jácena, que generalmente se realiza:

- elevando las secciones desde una barcaza con una grúa sobre los cables principales, comenzando por el centro del vano.
- conectando las secciones a las péndolas y unas a otras con uniones temporales.

Puesto que las secciones de la jácena se comportan como cargas concentradas, la flecha del cable principal es grande y las secciones muestran aberturas en la parte inferior (figura 21).

A medida que prosigue el montaje, estas aberturas se cierran y, finalmente, aparecen las aberturas de la parte superior de la jácena. Esto se debe al hecho de que la jácena es más ligera durante el montaje que en su condición de utilizabilidad, p. ej., falta la superficie sujeta a desgaste.

Después de haber montado un poco más de la mitad de todas las secciones, generalmente se hacen las conexiones finales.

En la etapa del montaje pueden producirse también oscilaciones aerodinámicas. Por lo tanto, las etapas temporales del montaje también deben probarse en un túnel aerodinámico. En algunos casos se han requerido dispositivos especiales para hacer frente a estos problemas, p. ej., en la jácena del puente Humber.

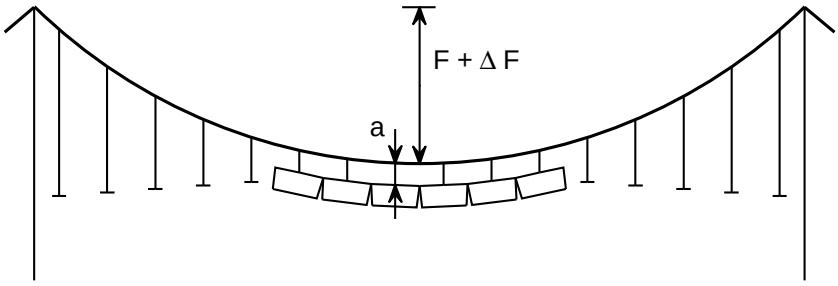


Figura 21 Distorsión del cable durante el montaje y su influencia sobre las juntas de la viga de rigidez

7. RESUMEN FINAL

- Los tipos de puentes colgantes se pueden describir de acuerdo con la suspensión de la jácena, el anclaje del cable principal y el número de rótulas de la jácena. Las partes principales de los puentes colgantes son los anclajes, los cables principales, las péndolas y los flejes de cables, las torres y las vigas de rigidez.
- Los puentes colgantes experimentan la influencia de la temperatura y pueden estar sujetos a acción aerodinámica. Su análisis estructural normalmente se lleva a cabo sobre la base de la teoría de la flecha.
- Se elige un procedimiento de montaje que no permita que la carga permanente introduzca importantes momentos flectores en la jácena.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Fu-Knei Chang and Cohen, E., “Long-Span Bridges: State of the art”, J of Str. Div., ASCE, Vol. 107, No ST7, July 1981, pp 1145-1160.

2. Gimsing, N. J., “Cable Supported Bridges, Concept and Design”, John Wiley & Sons, 1983.

3. O'Connor, C., Design of Bridge Superstructures, John Wiley & Sons, New York, 1971.

4. Leonhardt, F., “Brucken/Bridges”, The Architectural Press: London, 1982.

5. Ramon, E., Gilsanz, and Biggs, J. M., “Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring”, J. of Struct. Engineering, ASCE, Vol. 109, No 1, January 1983, pp 200-220.

6. Steinman, D. B. ,“A Practical Treatise in Suspension Bridges”, John Wiley & Sons, New York, 1945.

7. Institution of Civil Engineers, “Forth Road Bridge”, 1967.

8. Institution of Civil Engineers, “Severn Bridge”, 1970.

9. Pugsley, A., “The Theory of Suspension Bridges”, Edward Arnold Limited, London 1968.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.10: Equipamiento del Puente (Apoyos, Pretiles, etc.)

OBJETIVO/CONTENIDO

- Describir los diversos elementos del equipamiento de un puente y explicar su función en la estructura del puente.
- Atraer la atención del proyectista hacia la importancia de elegir el equipamiento en función de la vida y el mantenimiento del puente.

LECCIONES AFINES

Lección 5.4: Protección contra la Corrosión de Puentes

Lección 18.1: Elección Conceptual

RESUMEN

Además de las estructuras sustentadoras de carga que forman el tablero del puente, los puentes también incluyen diversos elementos de equipamiento que son esenciales para su mantenimiento, función y ciclo vital.

- sistemas de apoyos
- acabados
- juntas de dilatación
- pretiles
- protección frente a la corrosión
- drenaje
- imposta
- instalaciones de inspección.

La elección de estos elementos e instalaciones depende no sólo de su coste inicial, que puede llegar al 10% del coste total de la construcción, sino también del coste de explotación relacionado con su mantenimiento rutinario y posible sustitución.

Los elementos contribuyen a la vida útil de la estructura y, como consecuencia de ello, no deberían ser el origen de problemas que puedan afectar a la resistencia del puente.

1. SISTEMAS DE APOYOS

Los sistemas de apoyos proporcionan la sujeción mecánica entre los principales elementos sustentadores de carga (vigas principales, arcos) y los apoyos del puente (pilas, estribos, macizos de cimentación, etc.). Por consiguiente, contribuyen al funcionamiento del puente en su conjunto.

1.1 Función

La función de un sistema de apoyos es transmitir a los apoyos:

- las acciones verticales y horizontales;

Al hacer eso, los apoyos deben dar cabida a:

- los desplazamientos de rotación y de traslación de la estructura provocados por las cargas permanentes y útiles, las acciones de los terremotos, los efectos térmicos, el viento y el asiento de los apoyos.

El proyectista debe elegir los tipos de apoyo en cada sistema de apoyos para adaptar los efectos de las acciones y los grados de libertad requeridos en cada unión entre los elementos principales y los apoyos.

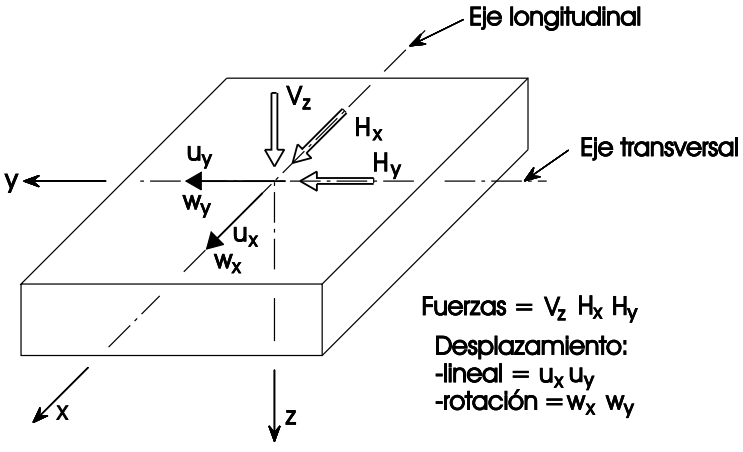


Figura 1 Fuerzas y desplazamientos en los apoyos

En general, las fuerzas y los desplazamientos en un apoyo son los que aparecen en la figura 1. Por convenio se define el eje de la X como "longitudinal" y el eje de la Y como "transversal".

1.2 Plan de conjunto

Por regla general, un sistema de apoyo incluye tres tipos de apoyos:

- fijo - que soporta las fuerzas horizontales en la dirección tanto de X como de Y.
- unidireccional - que proporciona arriostramiento en la dirección de X o en la de Y.
- multidireccional - que no proporciona ningún arriostramiento ni en la dirección de X ni en la de Y.

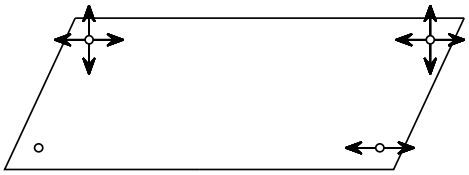
El número y plan de conjunto de los tres tipos de apoyos es una característica clave del sistema de apoyo en un puente.

En la mayoría de los casos, el sistema de apoyo será indeterminado. Para un tramo único, la disposición podría ser como la que se muestra en la figura 2a. Obsérvese que sólo se requiere un apoyo fijo y uno unidireccional. Todos los demás deben ser multidireccionales (o "libres") para que el sistema sea determinado.

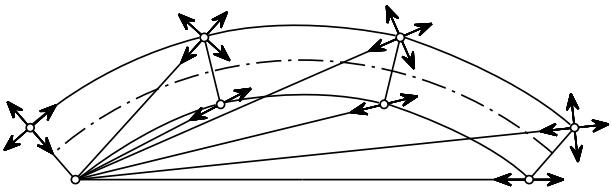
Para un puente más largo, por ejemplo, un viaducto curvo, quizás sea necesario proporcionar arriostramiento lateral en cada apoyo intermedio, así como en los extremos. Entonces son posibles dos disposiciones alternativas. En la primera, figura 2b, los apoyos unidireccionales se disponen radialmente a partir del apoyo fijo; en la segunda, figura 2c, se disponen tangencialmente. Estos dos sistemas son indeterminados y deben tenerse en cuenta en el análisis global de la estructura.

1.3 Tipos de apoyos

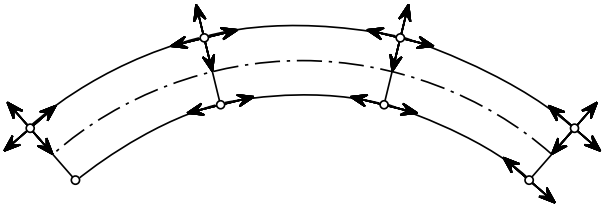
Existen cuatro grupos característicos de apoyos, cuyas diferencias se



(a) Tramo único



(b) Viaducto de gran luz: Los apoyos están orientados a partir de un punto fijo



(c) Viaducto de gran luz: Los apoyos están orientados tangencialmente

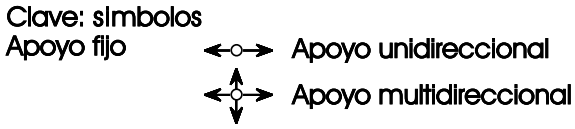


Figura 2 Esquema general de los sistemas de apoyo

derivan de los materiales estructurales empleados y de su comportamiento estructural.

1.3.1 Apoyos de acero

Estos apoyos funcionan mediante el contacto directo entre los elementos de acero. Originariamente realizados en acero colado, los apoyos de acero ahora se fabrican en chapa y barras de acero de construcción.

Apoyos lineales

Los apoyos lineales proporcionan apoyo mediante el contacto entre una superficie plana y una cilíndrica. El contacto lineal permite la rotación sobre un eje, generalmente el eje transversal, W_y.

El arriostrado frente a las pequeñas fuerzas horizontales se suministra mediante una chaveta de cizallamiento, a menudo en forma de espiga.

Los apoyos de rótula constan de un apoyo inferior (generalmente colocado en el hormigón) y una chapa superior sujeta a la viga principal. Las fuerzas horizontales se transmiten mediante una chaveta de cizallamiento (figuras 3 y 4).

Los apoyos de rodillos comprenden uno o varios cilindros (o rodillos) de acero macizo, colocados entre dos chapas de rodadura paralelas, de forma que el desplazamiento relativo en la dirección de X se hace posible por la acción de rodamiento. Se utilizan pequeñas chavetas de cizallamiento lineal para resistir las fuerzas H_y (figura 5). Para garantizar que el eje del rodillo no se desvía durante el servicio, generalmente se proporcionan guías dentadas en los extremos de los rodillos.

El radio mínimo R de la superficie cilíndrica viene determinado por la presión de contacto entre el cilindro y la superficie plana.

La tensión elástica entre una superficie cilíndrica y una plana viene determinada por la fórmula de Hertz:

$$\sigma_c = 0,418\sqrt{VE / bR}$$

donde:

V es la reacción

b es la longitud de la línea de contacto

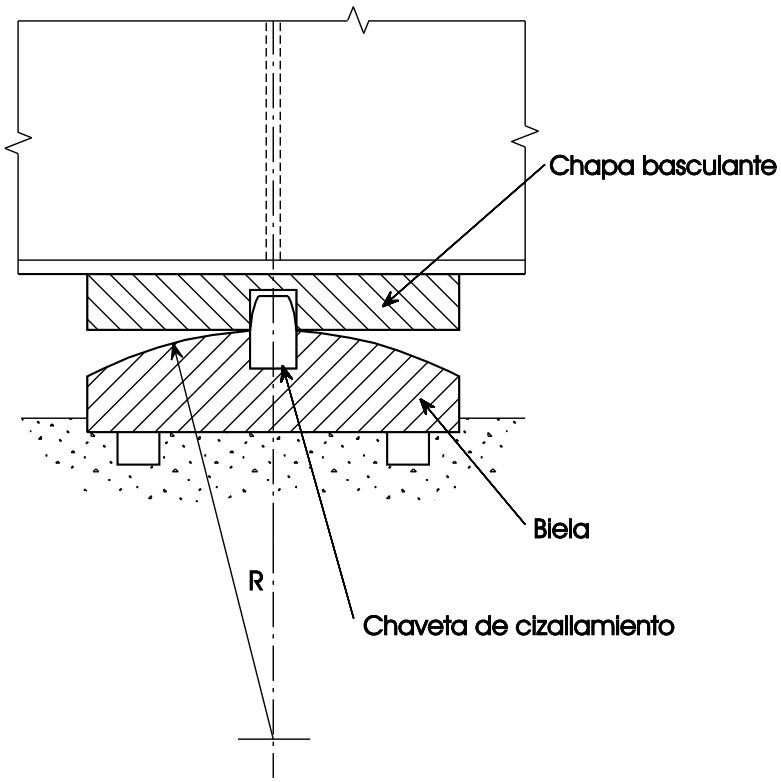


Figura 3 Sección de un apoyo pendular lineal

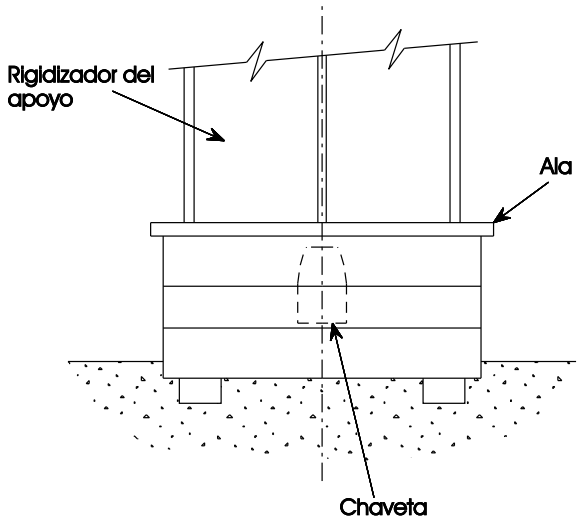


Figura 4 Sección a través de un apoyo pendular lineal

E es el módulo de elasticidad

R es el radio

Aunque esta fórmula se puede aplicar a una condición elástica, se ha descubierto que es satisfactoria para permitir que la tensión de Hertz se limite a valores superiores al rendimiento no axial. Generalmente, la limitación para los rodillos cilíndricos es:

$$\sigma_c \leq 1{,}7\ \sigma_u$$

donde:

σ_u es la resistencia a la rotura por tracción del acero.

Cuando se requiere un rodillo más grande, pero el movimiento longitudinal es pequeño, se puede usar un rodillo de lados laterales planos (figura 6).

Apoyos puntuales

Algunas veces, se requieren apoyos que ofrezcan libertad de rotación multidireccional. En dichos casos, es necesario recurrir a una rótula esférica generada por un apoyo puntual

apoyo de punto de contacto plano/esférico (figura 7)

La presión de contacto entre una esfera y un plano se determina mediante la fórmula de Hertz:

$$\sigma_c = 0{,}388 \sqrt[3]{VE^2 / R^2}$$

Generalmente, la limitación en la tensión es:

$$\sigma_c \leq 2{,}1\ \sigma_u$$

apoyo de punto esférico doble (figura 8)

Para un contacto esférico doble, la presión se determina mediante:

$$\sigma_c = 0{,}388 \sqrt[3]{VE^2[1/R_1 - 1/R_2]^2} \quad (R_2 > R_1)$$

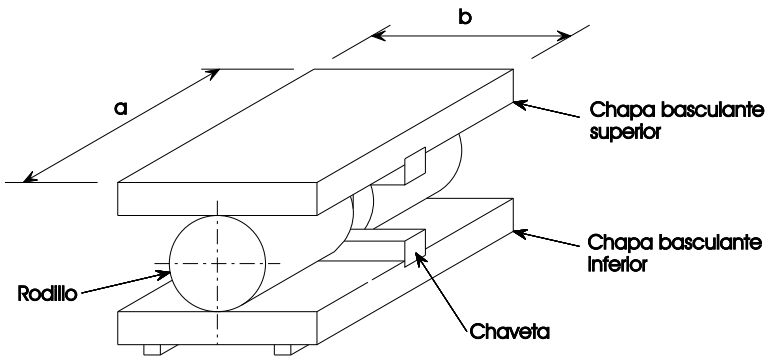


Figura 5 Apoyo de rodillo

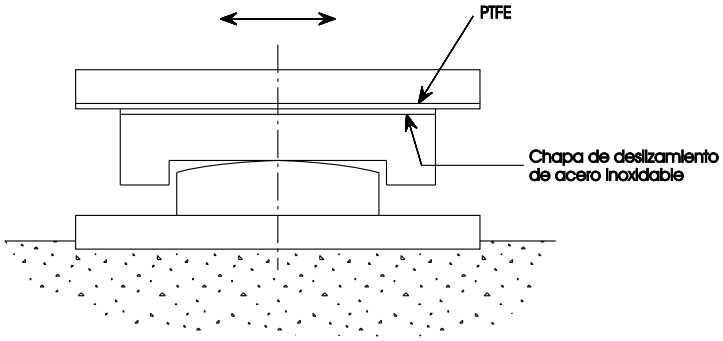


Figura 9 Apoyo puntual deslizante

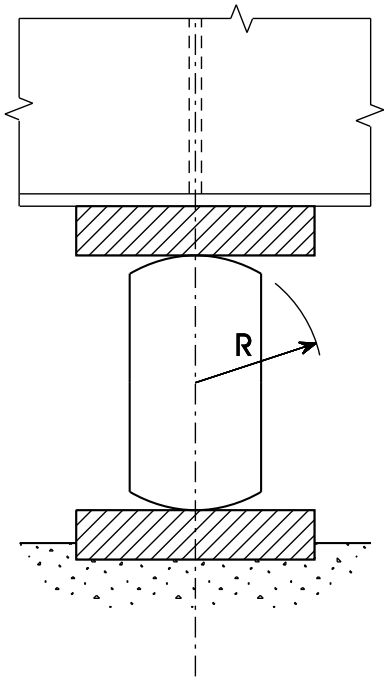


Figura 6 Apoyo de rodillo de lados planos

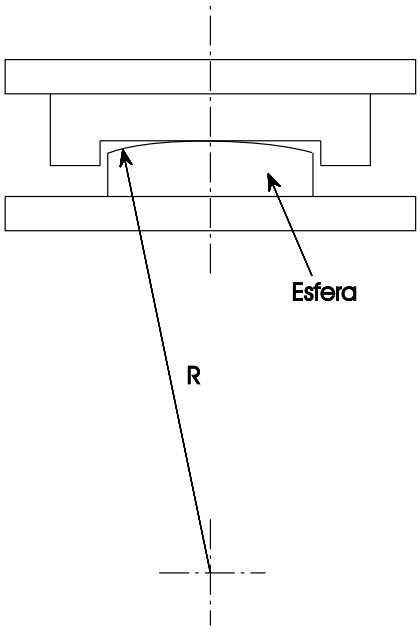


Figura 7 Apoyo puntual sobre rótula esférica

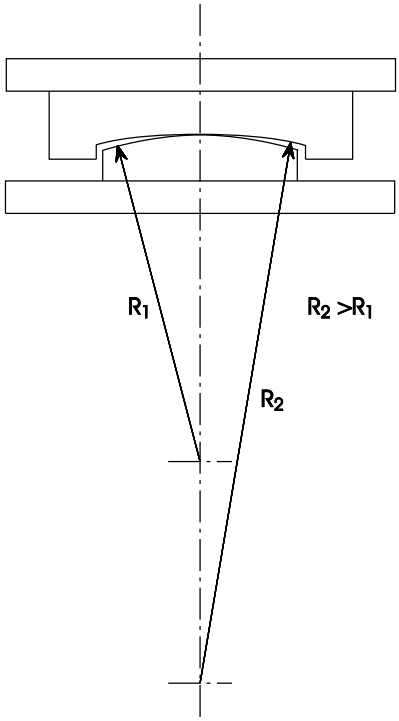


Figura 8 Apoyo puntual de esfera doble

Apoyos puntuales deslizantes

Además de un contacto de apoyo esférico, estos apoyos incluyen un plano deslizante (unidireccional o multidireccional). El deslizamiento tiene lugar entre una pieza de inserción de acero inoxidable y una chapa de PTFE (politetrafluoretileno) (figura 9).

1.3.2 Apoyos elastoméricos

Estos apoyos son esencialmente bloques rectangulares anisótropos, que pueden resistir:

- deformaciones verticales;
- distorsiones horizontales;
- rotaciones.

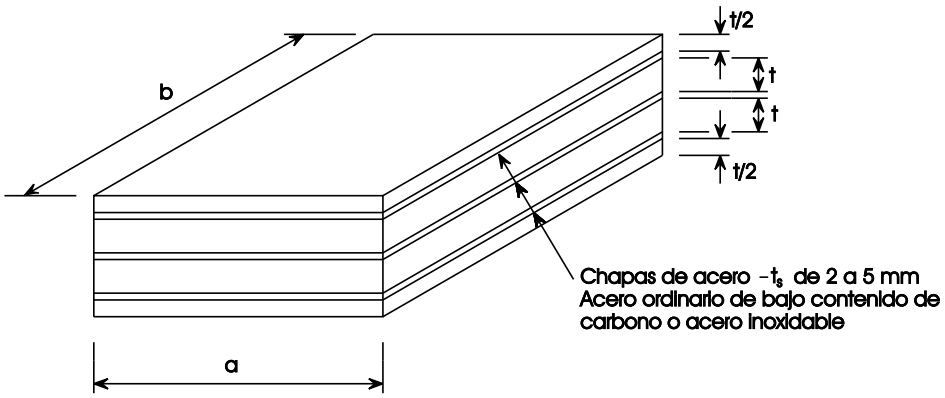


Figura 10 Sistema de apoyo elastomérico reforzado

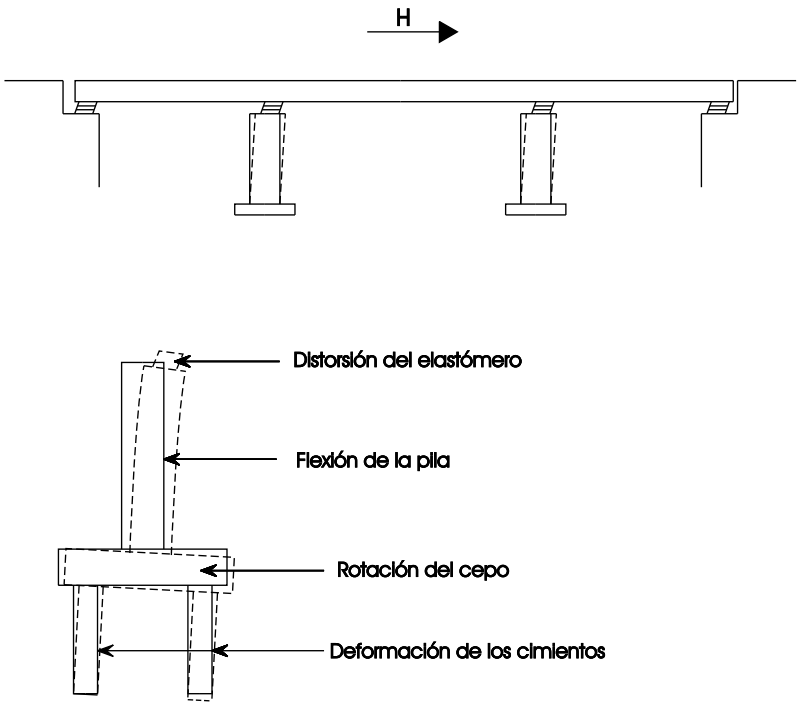


Figura 11 Ubicación y acción de los apoyos

Cada apoyo consta de varias capas elastoméricas de diversos espesores, de 8 a 20 mm, pegadas a chapas de acero de espesor comprendido entre 2 y 5 mm (figura 10).

Apoyos libres semiempotrados

Este tipo de apoyo ofrece resistencia a las fuerzas horizontales y los desplazamientos, al tiempo que soporta las cargas verticales. Para hacer esto, el apoyo debe estar firmemente sujeto a la estructura del puente y a los apoyos.

En el sistema de apoyo, las fuerzas horizontales se distribuyen en proporción a las rigideces combinadas de los apoyos y de las pilas y cimientos (figura 11).

Este tipo de apoyo es apropiado siempre que la altura del bloque en relación con el desplazamiento horizontal sea bastante reducida. Más allá de cierta altura, el bloque se hace inestable.

Apoyos deslizantes elastoméricos

Cuando los desplazamientos horizontales son grandes, pueden utilizarse apoyos elastoméricos con una superficie deslizante.

Esto se consigue proporcionando una chapa de acero inoxidable que se deslice sobre la cara superior de una chapa de PTFE (politetrafluoretileno) pegada al bloque de elastómero reforzado (figuras 12 y 13).

1.3.3 Apoyos de caja

Los apoyos de caja constan de un elastómero plano encerrado en una caja cilíndrica de metal. La cara superior de la caja es una corona de pistón libremente instalada en la caja y el apoyo en el elastómero (figura 14).

El elastómero encerrado en la caja se deforma bajo un volumen constante y se comporta como un fluido. Soporta tanto altas presiones (25 MPa) como rotaciones (1/100 radianes) debido a las tensiones tangenciales cero. Este tipo de apoyo ofrece realmente libertad de rotación multidireccional.

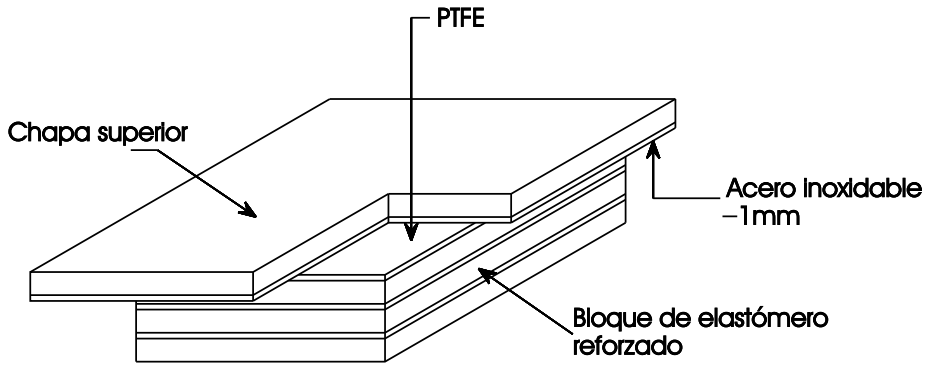


Figura 12 Apoyos deslizantes de los elastómeros reforzados

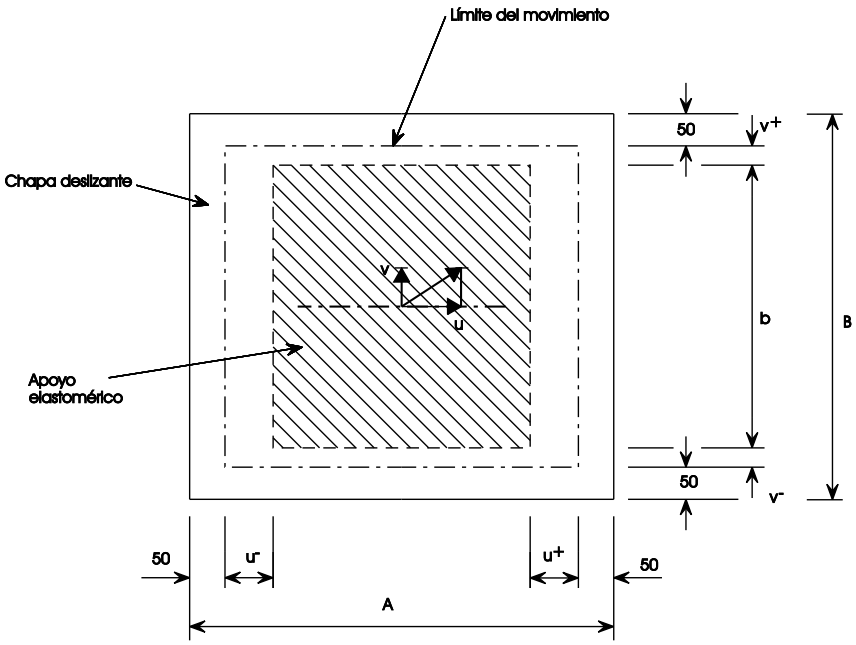


Figura 13 Esquema de un apoyo deslizante elastomérico

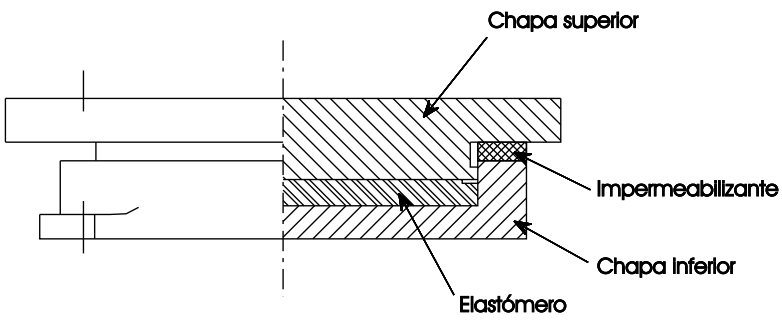


Figura 14 Apoyo de caja fija

Los apoyos de caja son menos voluminosos que los apoyos elastoméricos normales y ofrecen un rendimiento superior. Se utilizan mucho.

La libertad horizontal se obtiene mediante la adición de un plano deslizante (acero inoxidable-PTFE) en la corona del pistón (figura 15).

Se puede obtener un apoyo unidireccional deslizante mediante la adición de una guía exterior o interior.

1.3.4 Apoyos de rótula (esféricos)

Este tipo de apoyo es una construcción totalmente de acero, en cierto modo parecida al apoyo de caja, pero en la que se ha sustituido el elastómero por una tapa esférica convexa que se desliza sobre un elemento esférico cóncavo (figura 16).

Como antes, la introducción de un plano deslizante ofrece una menor libertad de desplazamiento multidireccional.

1.4 Condiciones de instalación de los sistemas de apoyo

La estabilidad a lo largo del tiempo de un sistema de apoyo depende en gran parte de una esmerada instalación:

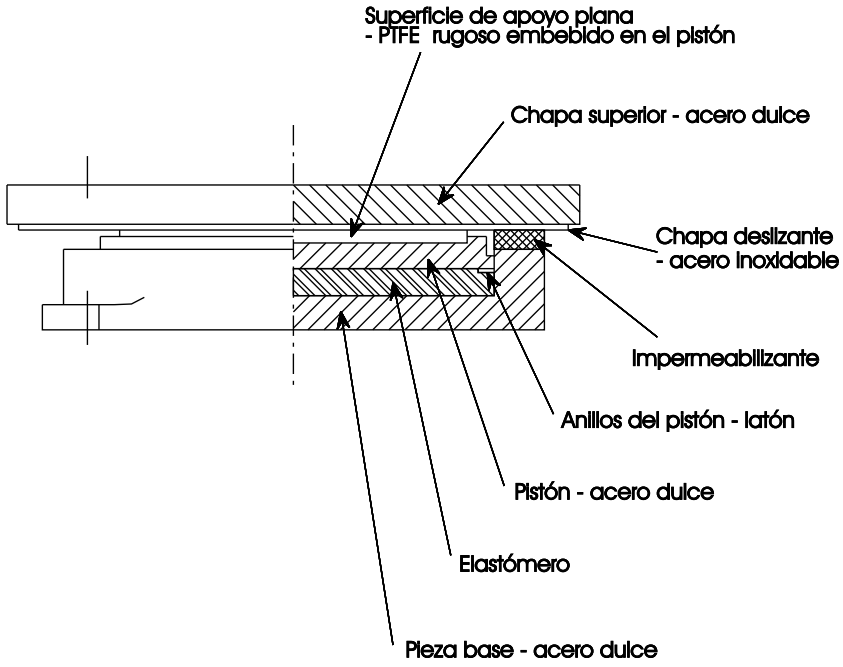


Figura 15 Apoyo de caja multidireccional

- nivelación precisa en cada línea de apoyo;
- asiento apropiado de los apoyos en las estructuras de apoyo;
- hay que tener en cuenta el estado de contraflecha residual de las vigas principales en la etapa de instalación;
- alineación de los apoyos direccionales;
- ajuste de la posición media de los apoyos deslizantes de acuerdo con la temperatura en el momento de la instalación;
- protección de las superficies deslizantes.

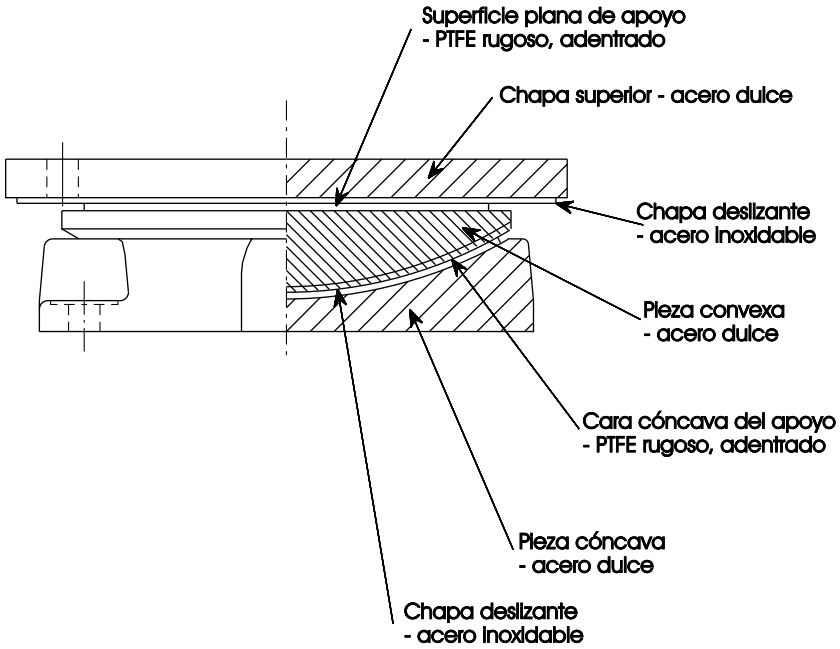


Figura 16 Apoyo con separación esférica

2. ACABADOS

Conjuntamente con la losa del tablero, los acabados constan de:

- la capa de impermeabilización;
- la capa de desgaste.

2.1 Capa de impermeabilización

2.1.1 En una losa de hormigón

La capa de impermeabilización debe proteger la losa frente a cualquier tipo de penetración de agua, que pueda contener agentes más o menos corrosivos, principalmente procedentes de la sal empleada para deshelar la calzada (figura 17). Estos agentes de diverso origen pueden ser dañinos para el hormigón de la losa, pero incluso más perjudiciales para las barras de la armadura de acero, provocando corrosión.

Una buena capa de impermeabilización puede así contribuir a la vida de la estructura.

Se pueden utilizar varias técnicas:

- Una capa gruesa formada por masilla de asfalto de 4 - 8 mm de espesor, unida a la losa mediante una capa adherente y asfalto arenoso de 22 - 26 mm.
- Una capa fina, de 2 - 3 mm de grosor, formada por un sistema de dos componentes de azabache y resina epoxi.
- Una lámina prefabricada hecha de un asfalto modificado por un polímero y armadura. La lámina se adhiere mediante fusión parcial del aglomerante en un yeso impregnado en frío.

2.1.2 En una losa ortotrópica

Después del desescamado de la chapa de acero y la aplicación inmediata de un barniz aglutinante, se añade la impermeabilización como una capa de asfalto elastomérico de aproximadamente 3 - 5 mm de espesor (figura 18).

La capa de impermeabilización continúa bajo la acera y cubre todas las partes situadas hacia arriba (apoyo de la valla de seguridad, bordillos) y hacia abajo (canales de desagüe).

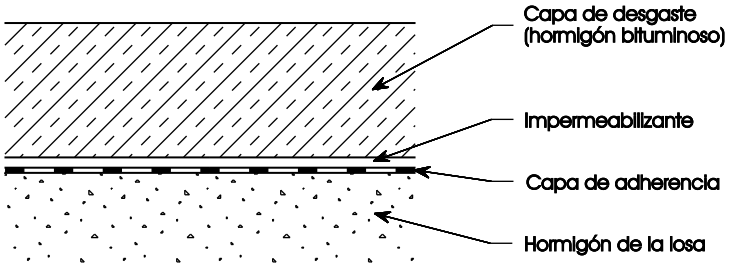


Figura 17 Acabado de la losa de hormigón

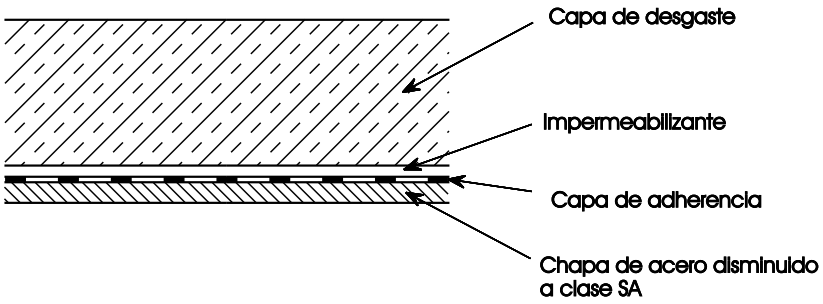


Figura 18 Acabado de una losa ortotrópica

2.2 Capa de desgaste

El espesor de la capa de desgaste oscila entre 6 y 10 cm. Obtener un rendimiento satisfactorio de la capa de desgaste requiere una buena preparación de, y una unión a, la capa anterior, con un cumplimiento estricto de las condiciones higrométricas prescritas. Cuando la losa es flexible, es necesario garantizar que la capa de desgaste tiene suficiente resistencia a la fatiga y se coloca según el espesor especificado.

La uniformidad de la superficie, así como la continuidad del perfil proporcionan una superficie uniforme para

los vehículos, reducen las vibraciones mecánicas del tráfico y evitan la formación de rodadas y el deterioro superficial debido a la helada invernal.

2.2.1 En una losa de hormigón

La capa de desgaste generalmente está formada por hormigón bituminoso.

2.2.2 En una losa ortótropa

Los sistemas frecuentes hacen uso de composiciones específicas y procedimientos de extensión que tienen en cuenta la flexibilidad y el comportamiento de fatiga de la losa. Los sistemas utilizados son un material especial, que está hecho de un hormigón bituminoso con una proporción de aglomerante, que confiere una plasticidad satisfactoria a la capa.

3. JUNTAS DE DILATACIÓN

Las juntas de dilatación proporcionan la continuidad de la superficie de la carretera en la superficie de contacto entre el tablero del puente y los estribos.

3.1 Características de las juntas de dilatación:

3.1.1 Campo de movimiento

Una junta de dilatación debe ser capaz de satisfacer un campo de movimiento, apertura y cierre, desde su posición "neutra", o colocación crítica.

El campo de movimiento, es decir, los desplazamientos máximos en posiciones abiertas y cerradas de la junta, dependen de varios factores:

(i) dilatación y contracción térmicas lineales del tablero del puente:

$$\Delta l_1 = L.\lambda.\Delta T$$

donde:

L es la distancia desde un apoyo fijo

$\lambda = 1{,}1 \cdot 10^{-5}$ por °C para el acero

ΔT es la diferencia entre la temperatura extrema y neutra o de colocación del puente.

(ii) desplazamientos horizontales que se derivan de rotaciones sobre un eje transversal bajo cargas útiles. En cualquier apoyo:

$$\Delta l_1 = \theta \cdot h$$

donde:

θ es la rotación

h es la distancia desde la línea neutra.

Obsérvese que deben tenerse en cuenta los desplazamientos debidos a la rotación tanto en el apoyo fijo como en la junta de dilatación.

(iii) deformación a largo plazo de la losa de hormigón (retracción y fluencia)

(iv) desplazamientos horizontales debidos a los esfuerzos de frenado y a la flexibilidad del apoyo “fijo”.

El campo total requerido determinará qué tipos de juntas son apropiados. Las juntas deben colocarse con cuidado, teniendo en cuenta la temperatura del puente en el momento de la colocación y los movimientos de apertura y cierre (que generalmente no son iguales) desde las posiciones neutras.

3.1.2 Características del diseño

Es necesario que los proyectistas tengan en cuenta los puntos siguientes:

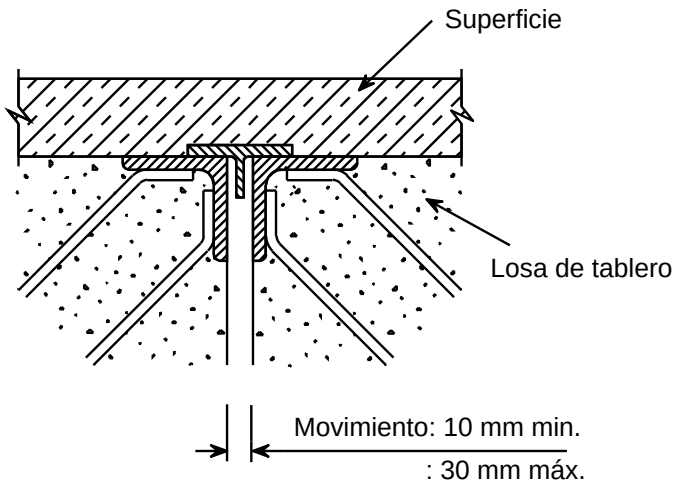
- La resistencia de la junta y de los puntos de anclaje de la estructura a la carga de fatiga debido al tráfico.
- Impermeabilización de la sujeción entre la junta y la capa de impermeabilización.
- Facilidad de mantenimiento y sustitución.
- Silencio y comodidad (La mejor junta es la que no se nota).

3.2 Tipos de juntas de dilatación

Existen diversas soluciones técnicas para las juntas de dilatación. Las diferencias entre los tipos están relacionadas con la cantidad de movimiento o desplazamiento entre las posiciones abiertas o cerradas en la abertura.

3.2.1 Juntas con revestimiento continuo (Junta de obturador asfáltico)

Este tipo ofrece una superficie de rodaje muy cómoda, pero la capacidad de movimiento



(a) Junta oculta

Figura 19a Tipos de junta de dilatación con revestimiento continuo

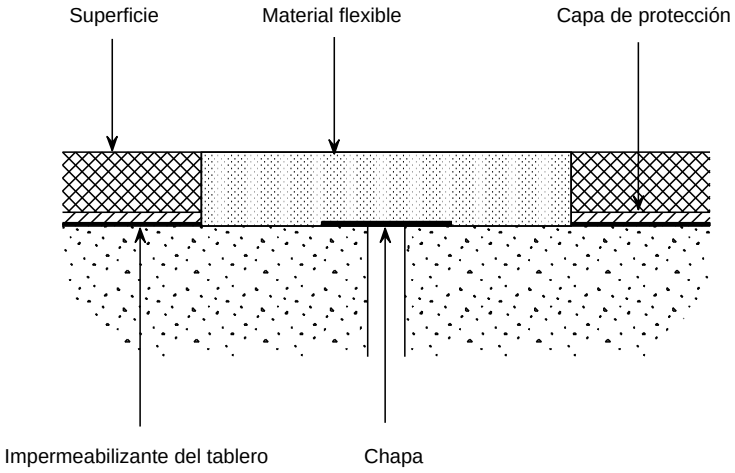


Figura 19b Junta de obturador asfáltico

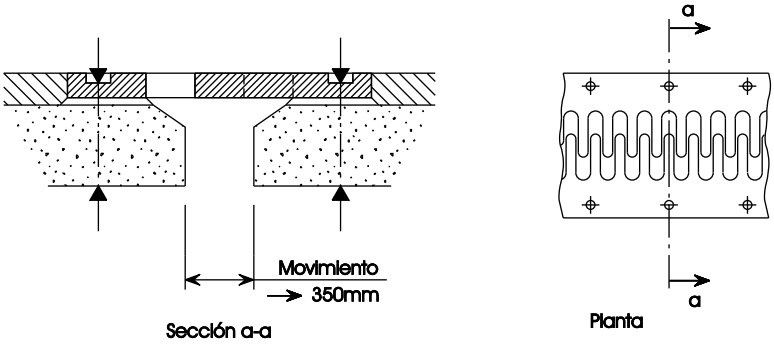


Figura 20 Junta dentada

se restringe a 30 mm. Sólo se puede soportar el tráfico ligero o semidenso (figura 19).

3.2.2 Juntas dentadas

Dos chapas gruesas y ancladas firmemente se deslizan una en otra. Presentan la forma de dientes rectos o sesgados que permiten movimientos de 25 a 350 mm (figura 20). Las juntas más grandes requieren apoyo intermedio de los dientes.

3.2.3 Juntas elastoméricas

Un perfil elastomérico con piezas de inserción de chapa de acero se sujeta en dos chapas de acero y se ancla en la losa. Son posibles los movimientos de hasta 300 mm (figura 21).

3.2.4 Juntas de postigo de rodillo

Esta junta está formada por una serie de postigos articulados, unos al lado de otros. Cada postigo consta de una sucesión de chapas unidas que se deslizan sobre una guía. Son posibles grandes deformaciones de 1 m o más (figura 22).

3.2.5 Juntas de acero múltiples o juntas de fuelle

Estas juntas se componen de una serie de vigas de acero transversales unidas con cierres de banda flexibles (figura 23). Cada viga de acero se apoya en jácenas o juntas por debajo de las vigas. El movimiento se acomoda en forma de "acordeón" a medida que cada uno de los

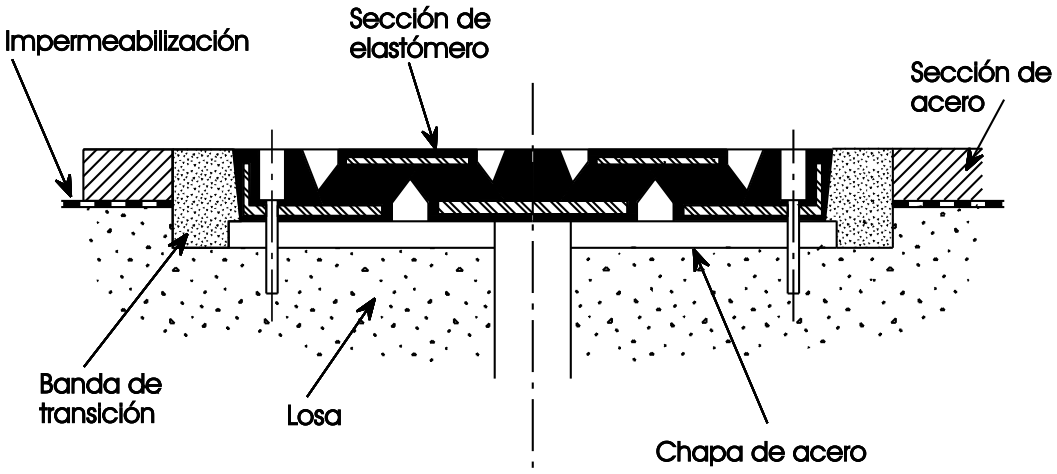


Figura 21 Junta de dilatación elastomérica

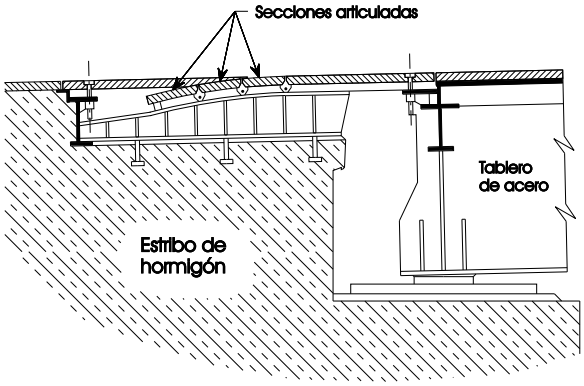


Figura 22 Junta de postigo de rodillo

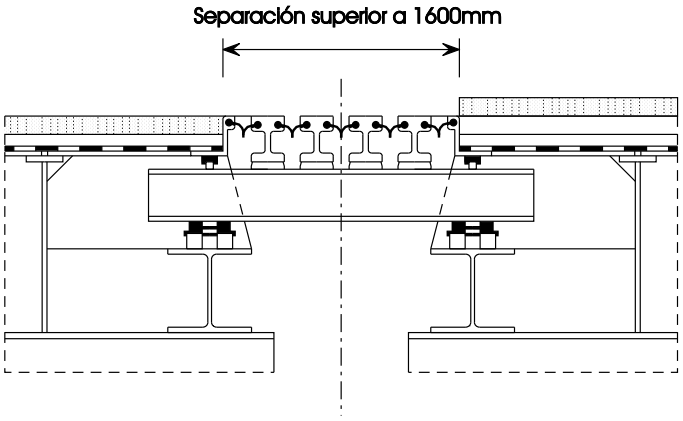


Figura 23 Juntas de fuelle

cierres se dobla. El número de vigas puede aumentarse de manera modular, de forma que se puedan acomodar movimientos de hasta 800 mm.

4. PRETILES

Son necesarios pretiles para proteger tanto a los usuarios como las calzadas y vías férreas. Existen varios tipos:

- pretiles para peatones;
- barreras de choque para vehículos ligeros;
- barreras de tráfico rodado para camiones pesados.

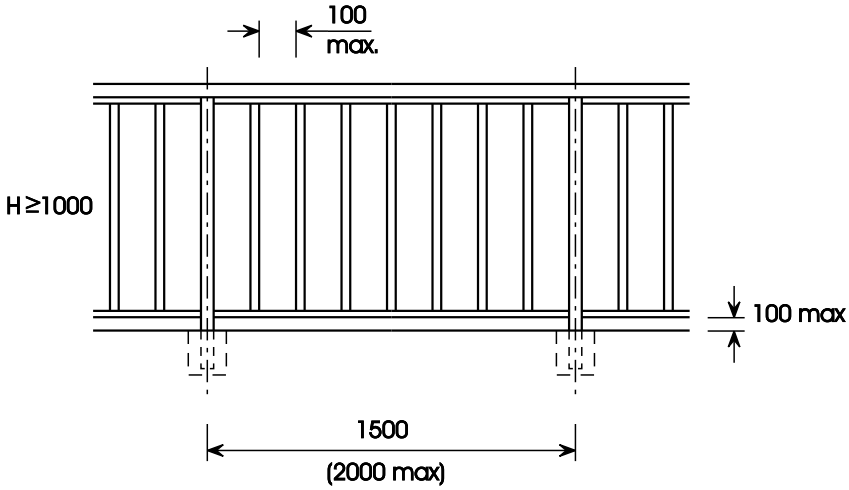


Figura 24 Pretil para peatones

Este equipamiento, que es necesario para satisfacer los requisitos generales de seguridad, tiene que cumplir normas detalladas. Su aprobación por parte de las instituciones oficiales de inspección generalmente se basa en pruebas a tamaño natural.

4.1 Pretiles para peatones

Los pretiles para peatones tienen como misión la seguridad de las personas. Sus formas varían de acuerdo con su uso y requisitos de aspecto.

Ya estén fabricados en aleación de acero o aluminio, todos los pretiles para peatones deben cumplir los mismos requisitos de resistencia y seguridad (figura 24).

4.2 Barreras de choque

Para que sean eficaces, tanto los carriles deslizantes como las barreras deben:

- absorber el impacto de un choque;
- permitir que los vehículos se deslicen sobre ellos;
- retener y modificar la dirección del vehículo.

Las barreras de choque generalmente se atornillan a la estructura a través de un anclaje incorporado en la losa del tablero. La sujeción se ha diseñado para garantizar que no se daña la estructura en caso de un accidente, de forma que sea posible una reparación rápida y sencilla (figura 25).

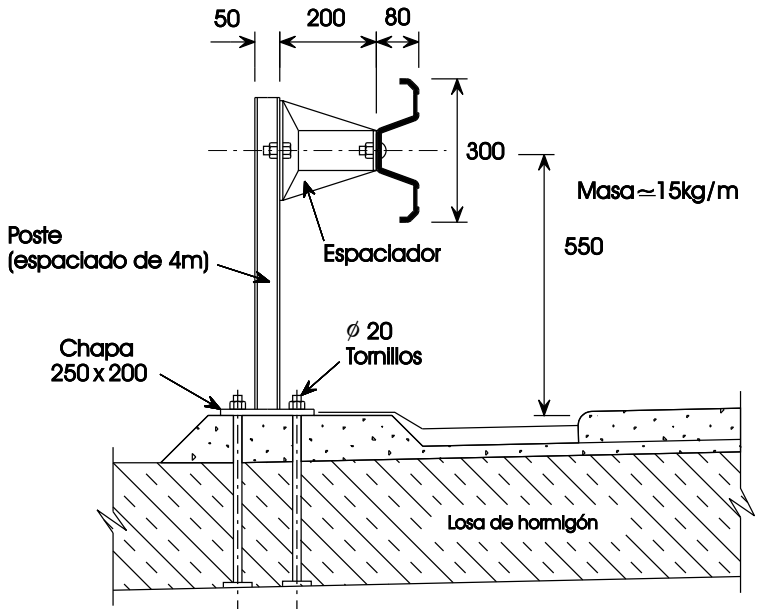


Figura 25 Barreras de choque

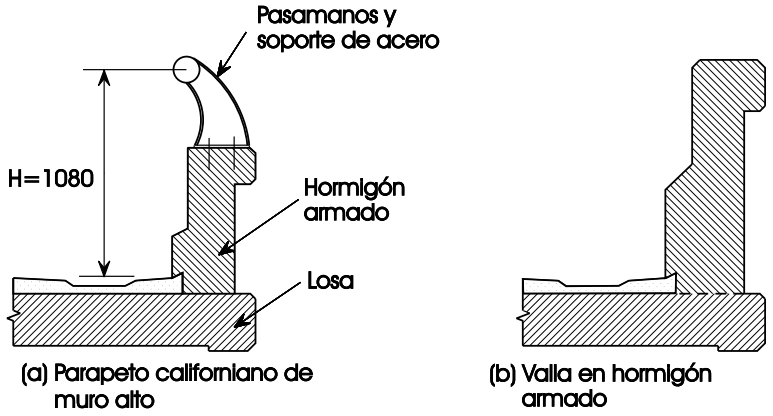


Figura 26 Ejemplos de vallas de seguridad rígidas

4.3 Barreras de seguridad

Dependiendo de su objetivo y de los materiales estructurales de los que se construyen, las barreras de seguridad pueden ser de diversos tipos:

- una barrera rígida de hormigón armado (figura 26);
- una barrera muy flexible formada por una cadena de bloques de hormigón pretensado;
- una barrera de acero flexible (figura 27).

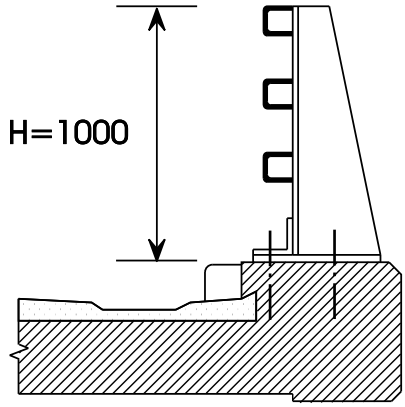


Figura 27 Típica valla de protección flexible

5. PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN

Dependiendo de las condiciones atmosféricas ambientales, el acero se corroe de forma natural y continua y la corrosión resultante afecta a su vida útil.

Como consecuencia de esto, es absolutamente necesaria la protección del acero frente a una posible corrosión electroquímica.

Debido a la importancia de este problema, el grupo de lecciones 5 se dedica a la protección frente a la corrosión.

6. DRENAJE DEL AGUA DE LLUVIA

La durabilidad del puente, así como la seguridad de los usuarios también dependen de un buen drenaje del tablero (figura 28).

El drenaje se realiza por medio de:

- un perfil transversal tanto de la calzada como de la acera, con una pendiente del 2 - 2,5%, que conduce el agua de lluvia hacia el desagüe y a lo largo del bordillo de la acera;
- un perfil longitudinal que facilita el drenaje aguas abajo;
- sumideros de agua y colectores de agua bajo los canales de desagüe, cuya ubicación y dimensiones se determinan en función de la pendiente y del volumen de agua que se va a drenar;
- tubos de bajada de aguas, que pueden estar conectados a colectores y a alcantarillas de descarga en ciudades o zonas protegidas de la contaminación.

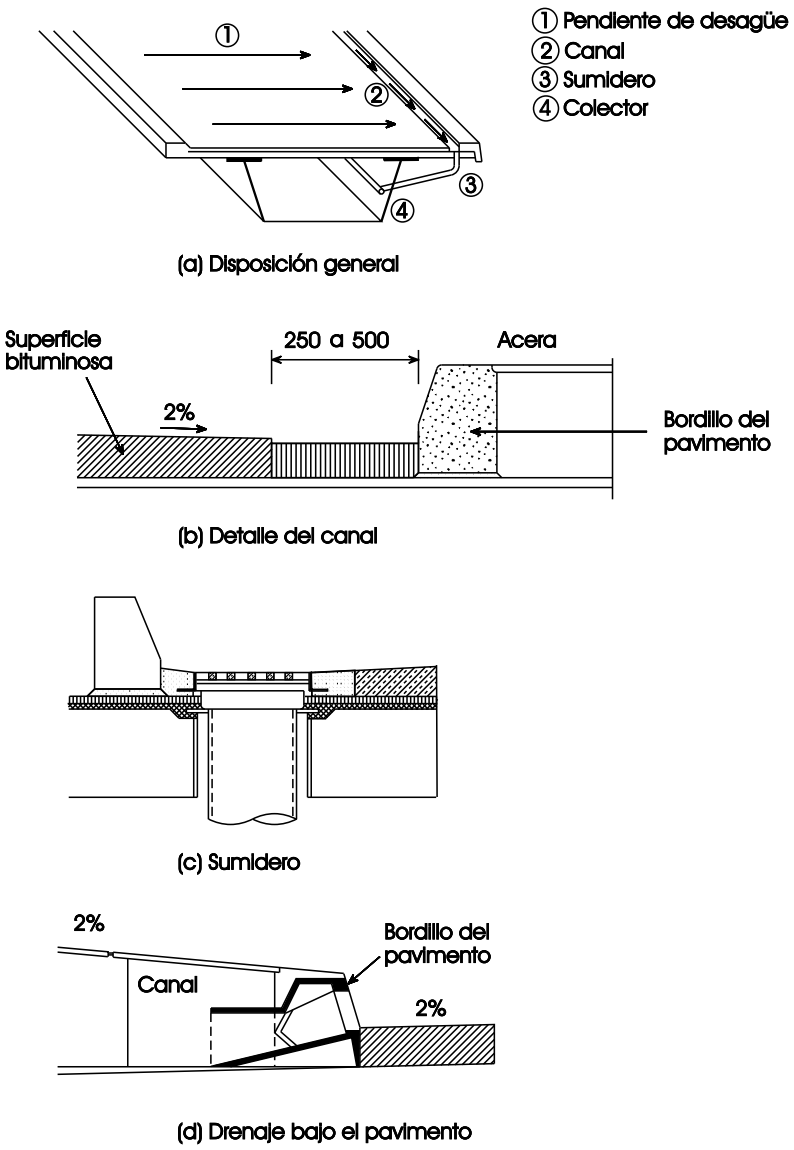


Figura 28 Drenaje del agua de lluvia

7. IMPOSTAS

Las impostas se construyen en el borde del tablero y realizan varias funciones (figura 29):

- papel funcional - las impostas incluyen un vierteaguas de piedra, que impide que el agua caiga sobre ellas después de fluir hacia la cara inferior de la losa y, a continuación, hacia las jácenas;
- papel estético - las impostas señalan la línea de coronación del puente. Al asociarlas con los pretiles, el arquitecto puede diseñar las formas, calidades de los materiales y aspectos de los revestimientos, con el fin de mejorar la impresión que produce la estructura en el entorno.

La tendencia actual es que las impostas tengan una función fundamentalmente decorativa. Por lo tanto, las impostas se consideran como un elemento de revestimiento ligero y estético.

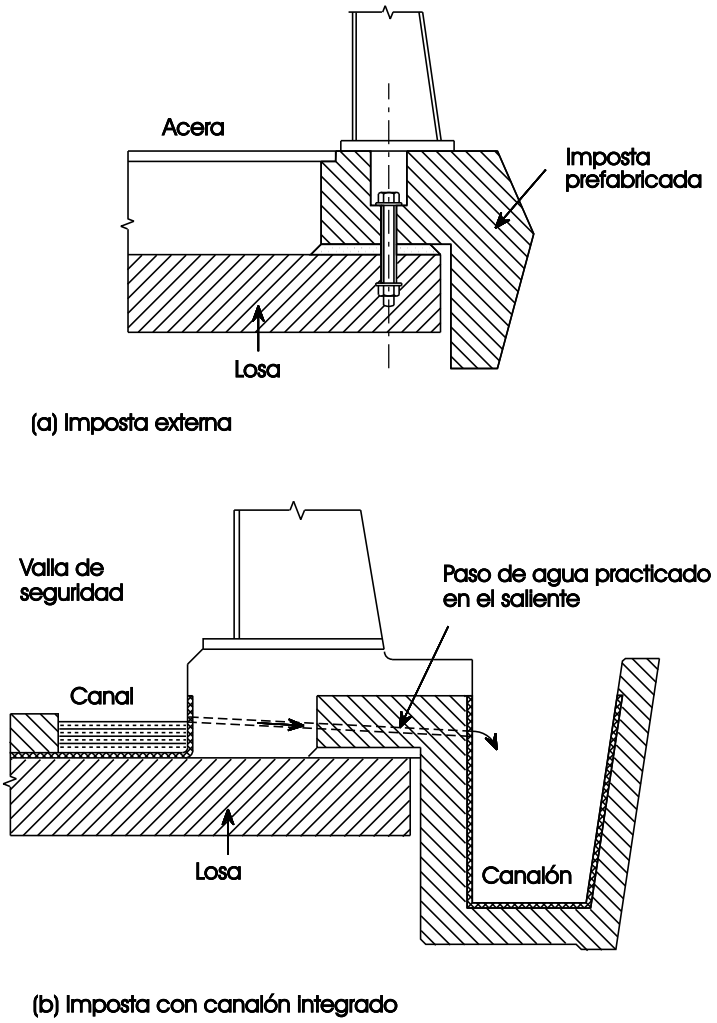


Figura 29 Impostas

8. INSTALACIONES DE INSPECCIÓN

Las instalaciones de inspección que dan acceso a todas las partes de las estructuras de los puentes son necesarias debido a la necesidad de visitas periódicas a las estructuras, con fines de inspección y mantenimiento.

Existen tres tipos de instalaciones de inspección:

8.1 Instalaciones fijas

Las instalaciones fijas son plataformas de servicio situadas en el emparrillado de las vigas de la estructura del puente (figura 30).

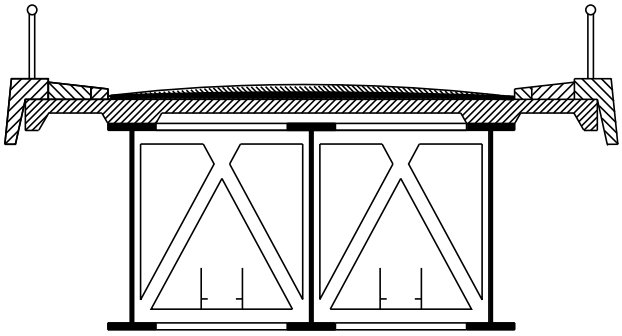


Figura 30 Plataformas fijas de inspección

8.2 Instalaciones móviles

Un pórtico de plataforma accionado por motor se desplaza a lo largo de pistas fijas en toda la longitud del puente. Los elementos retráctiles y flexibles permiten el acceso tanto al exterior como a la cara inferior de los voladizos (figura 31).

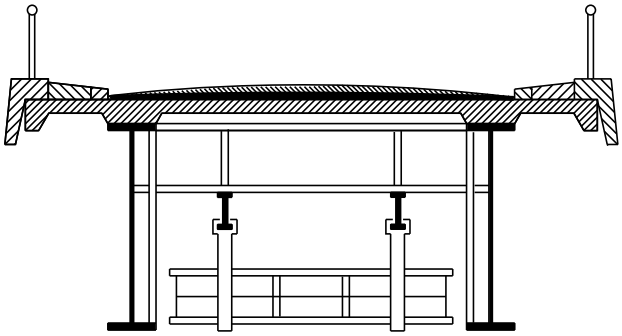


Figura 31 Pórtico móvil de inspección

Se proporcionan espacios libres con el diseño, de forma que se pueda llegar al tablero del puente y se pueda ir más allá de las pilas.

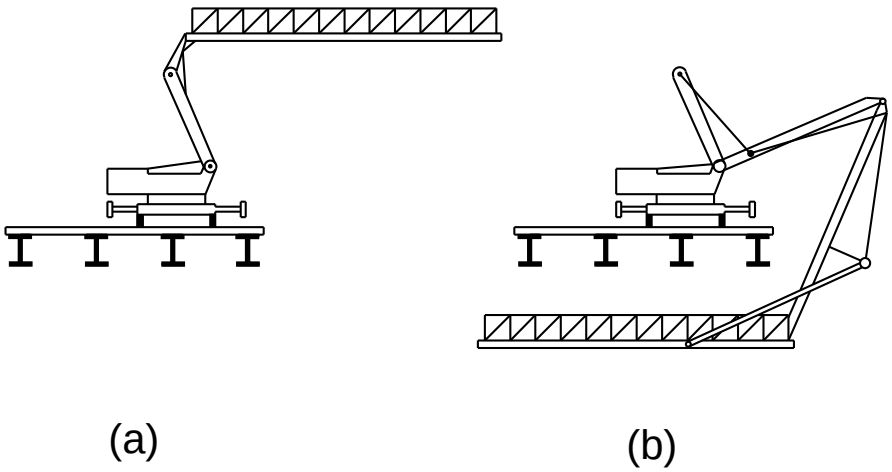


Figura 32 Equipo móvil especial de inspección

8.3 Equipo especial

Están disponibles elementos de equipo especial, tales como brazos telescópicos montados sobre camiones que se aparcan en la calzada. Este equipo móvil es económico si se puede usar en un gran número de estructuras (figura 32).

9. INTEGRACIÓN DEL EQUIPAMIENTO EN EL DISEÑO GENERAL

El diseño global de la estructura de un puente se determina, en primer lugar, por las condiciones geométricas y geotécnicas de la ubicación de la obra, la naturaleza de la ruta, los espacios libres y las condiciones de construcción.

El diseño global debe integrar los diversos elementos del equipamiento. Pueden generar tensiones y restricciones de la manera siguiente:

Consideraciones geométricas

Ocupan espacio y requieren que se incorporen a la estructura las armaduras y los puntos de anclaje adecuados. Es necesario tener en cuenta su montaje seguro.

Tensiones mecánicas

El peso del equipamiento es una de las partes no desdeñables de la carga permanente de la estructura.

Las fuerzas a las que están sometidos algunos de los elementos del equipamiento, p. ej., paso de los ejes sobre las juntas de dilatación, impactos sobre los pretiles, transferencia de carga sobre los sistemas de apoyos, generan tensiones significativas en la estructura secundaria.

Restricciones estéticas

El diseño de la imposta y los parapetos debería guardar armonía con la estructura del puente.

Exigencias de mantenimiento

En vista de las necesidades de inspección, mantenimiento o sustitución de los elementos de construcción del puente, debería proporcionarse suficiente espacio para las instalaciones de acceso.

Se obtiene un proyecto satisfactorio sólo si se tienen en cuenta todos estos factores.

10. RESUMEN FINAL

- Los puentes incluyen diversos tipos de equipamientos que son esenciales para su rendimiento y vida globales.
- El equipamiento del puente incluye: sistemas de apoyo, acabados, juntas de dilatación, pretiles, protección frente a la corrosión, drenaje, impostas e instalaciones de inspección.
- La selección del equipamiento debe basarse tanto en el coste inicial como en el coste relacionado con el mantenimiento o la sustitución.

11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Hoffman, P., Handbuck für der Stahlbau, Band IV. Stahlbrüchen, VEB für Banuregen, Berlin, 1974.

2. Heins, C. P. and Firmage, D. A., Design of Modern Steel Highway Bridges, John Wiley and Sons, New York. 1979.

3. Bakht, B. and Jaefer, L. G., Bridge Analysis Simplified, McGraw-Hill Book Co., New York. 1985.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.11: Cubrejuntas y otras uniones en Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Proporcionar información general sobre los empalmes y otras uniones en los puentes y ofrecer pautas para su análisis y diseño.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lecciones 2.6:	Introducción al Proyecto de Puentes de Acero y Mixtos
Lecciones 4.1:	Fabricación General de Estructuras de Acero
Lecciones 4.2:	Montaje
Lección 4.6:	Inspección / Garantía de Calidad
Lección 5.4:	Protección contra la Corrosión de Puentes
Lección 13.1.2:	Introducción al Diseño de Uniones
Lecciones 13.2:	Uniones Soldadas
Lección 13.3.2:	Uniones con Tornillos Pretensados
Lecciones 13.4:	Análisis de Uniones
Lección 13.8:	Uniones en edificios
Lección 14.1:	Introducción a la Fatiga
Lección 14.6:	Comportamiento de Fatiga de Uniones Atornilladas
Lección 14.8:	Conceptos Básicos de Cálculo de Fatiga en el Eurocódigo 3
Lecciones 18:	Sistemas Estructurales: Puentes
Lección 20.5:	Reforma de Puentes

RESUMEN

Se habla de los diversos métodos utilizados para hacer empalmes y otras uniones en los puentes y se ofrece una orientación sobre su diseño. Se describen las uniones utilizadas en elementos de puentes en particular. La atención se centra en las consideraciones especiales que se aplican cuando la fatiga pudiera influir en su concepción.

1. INTRODUCCIÓN

Además de ser los elementos más sencillos de los puentes, de tramos relativamente cortos, las vigas principales de los puentes están formadas por elementos unidos en el taller. Por ejemplo, una viga compuesta se elabora normalmente mediante la soldadura conjunta de las alas superiores e inferiores, las chapas de alma y los rigidizadores. Una viga de celosía se fabrica a partir de cordones superiores e inferiores con barras diagonales (y verticales) internas.

Normalmente, la mayor parte del trabajo se realiza en el taller. Sin embargo, debido a las limitaciones del tamaño de las piezas que se pueden transportar desde el taller hasta la obra, o posiblemente debido a los problemas de acceso o a las limitaciones del peso que se puede elevar hasta su posición, la mayoría de los puentes constan de diversos subconjuntos que se ensamblan en la ubicación de la obra. Las uniones entre estos subconjuntos constituyen el tema de esta lección.

Las uniones en la obra, a las que se denomina empalmes, son necesarias entre las secciones de las vigas principales, cuando éstas no se pueden transportar a la obra ni montar en una pieza. También se requieren para unir las barras secundarias, p. ej., para unir los travesaños a las vigas principales y para conectar cualquier arriostramiento que sea necesario.

La ubicación de los empalmes ejerce una influencia importante en los aspectos económicos del proyecto, trabajo de taller y montaje de los puentes. Además, los detalles de los empalmes influyen en la fatiga y en la resistencia a la corrosión de un puente.

Desde el concepto inicial, a través del diseño y análisis, hasta los detalles finales del puente, el proyectista debe siempre tener en cuenta las uniones. En todas las etapas debe saber dónde van a estar estas uniones, cómo se diseñarán y detallarán, cómo se van a elaborar y cuándo se realizarán.

La posición y orientación relativas de los elementos que se van a unir puede marcar la diferencia entre una unión sencilla y eficaz y una que sea difícil de diseñar, detallar, elaborar y montar. Por esta razón, las uniones deben estudiarse en una etapa inicial del proceso de diseño.

Una parte significativa del coste de una estructura se puede atribuir a las uniones. Por ejemplo, quizás sea razonable modificar el canto de una barra, como en el caso de un travesaño, si esto permite que se utilice una unión en el extremo más sencilla, aun cuando esto incremente el peso del elemento.

2. TIPOS DE EMPALMES

Existen dos métodos básicos de hacer empalmes. La soldadura, mediante soldaduras a tope o soldaduras en ángulo, y la unión atornillada. Cuando los principales elementos del empalme pueden unirse con soldaduras a tope de resistencia total, el diseño es sencillo y no se produce el efecto de cualquier pérdida de sección debido a los taladros de tornillos.

Al tomar una decisión sobre el uso de la soldadura o de la atornilladura, éstos son algunos de los puntos que se deben tener en cuenta:

- Estética. Las uniones soldadas a tope son normalmente menos prominentes que las uniones atornilladas.
- Acceso. Se requiere un acceso adecuado y seguro para ambos métodos de unión; pero también es necesaria la protección del viento y la lluvia en una soldadura satisfactoria.
- Apoyo temporal. Se debe considerar el apoyo de la barra mientras se realiza la unión. Esto es especialmente significativo en un empalme soldado, en el que la ubicación y alineación de los elementos que se van a empalmar deben mantenerse durante la soldadura. Esto a menudo requiere el uso de abrazaderas de montaje temporal y, si éstas están soldadas, es necesario tener en cuenta el efecto de la soldadura a la hora de realizar cualquier verificación de fatiga (incluso si se retiran después del montaje).
- Corrosión. Se requiere un cuidado especial para garantizar que la protección frente a la corrosión impida la oxidación entre las chapas en una unión atornillada, y para que la superficie de soldadura se limpie adecuadamente antes de pintar una unión soldada. Ambos tipos de unión deben entonces realizarse correctamente en lo que respecta a la resistencia a la corrosión.
- Detalles. Los empalmes de platabanda atornillada ocupan espacio adicional, en comparación con los empalmes soldados a tope. Esto podría suponer un problema, por ejemplo, cuando las chapas del tablero se sujetan a alas superiores, especialmente cuando se va a aplicar una fina superficie sujeta a desgaste sobre las chapas del tablero.
- Coste. También debe tenerse en cuenta el coste de las diversas opciones a la hora de tomar decisiones en relación con el tipo y la posición de las uniones.

2.1 Empalmes soldados

Además de la planificación previa y del cuidado que se requiere para hacer frente a los problemas de apoyo temporal, acceso, ubicación y buen ajuste, también deben estudiarse los efectos potenciales de la retracción de la soldadura.

Estos puntos se pueden ejemplificar mediante referencia a la unión alternada que se muestra en la figura 1. Se puede contribuir a la alineación del ala omitiendo las soldaduras de ala con alma durante una corta distancia X en ambos lados de la unión durante el montaje. Las

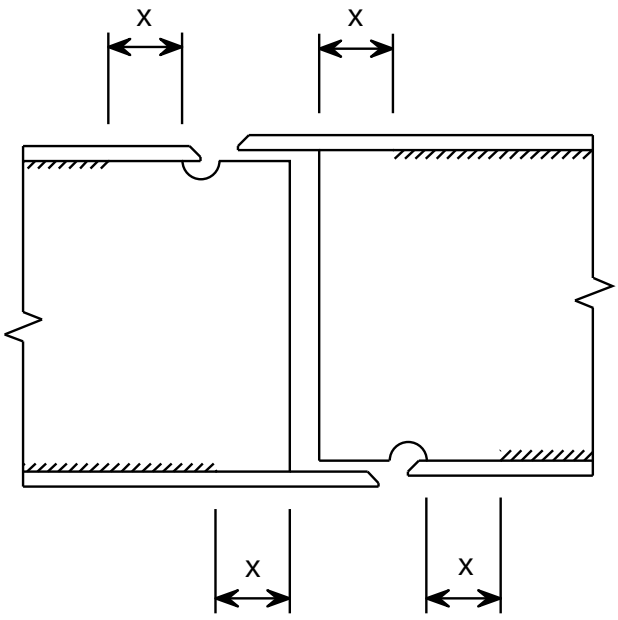


Figura 1 Viga compuesta: empalme soldado

soldaduras de ala con alma se finalizan después de las demás soldaduras.

Un método para reducir los efectos de la retracción de las soldaduras transversales es completar las soldaduras del ala antes de realizar las soldaduras del alma. Debido a la esbeltez del alma, la retracción de las soldaduras del ala podría provocar el pandeo del alma si se suelda primero. Un procedimiento alternativo es realizar cordones individuales de soldadura en las alas y alma por orden, comenzando por las alas. Esto debería tender a equilibrar las retracciones entre los elementos.

Los orificios de rebaje del alma adyacentes a las soldaduras del ala mejoran el acceso para soldar las alas y deben dar como resultado un mejor modelo de tensión. Normalmente, el orificio de rebaje no se debe rellenar, aunque su relleno quizás sea necesario para la protección frente a la corrosión de las vigas en cajón.

2.2 Empalmes atornillados

Los tornillos de apoyo, sin momento de torsión, de los orificios de paso normales (2 mm), no se usan generalmente para los empalmes de los puentes. En la mayoría de los empalmes, la deformación asociada al deslizamiento hacia el apoyo sería inaceptable. Para evitar este deslizamiento, se requieren tornillos calibrados, en taladros de tolerancias muy pequeñas, o tornillos de Alta Resistencia (TR). Generalmente, se utilizan tornillos TR, para evitar la necesidad de adaptar y avellanar los orificios. El pretensado de los tornillos también mejora su vida a la fatiga e impide que se aflojen las tuercas debido a la vibración.

Es importante que, cuando se vayan a utilizar tornillos TR, se dejen los huelgos apropiados para permitir el uso de herramientas de apriete adecuadas.

En la figura 2 se ilustra un típico empalme de cubrejunta atornillada. Es posible que tengan lugar desviaciones de los perfiles de las dos partes de la jácena, debido a las tolerancias de laminación, las diferencias en las alturas globales y la torsión o el alabeo relativos de las alas. Esto puede dar como resultado una inadaptación tal como la que aparece en la figura 3. La posibilidad de que esto suceda debe examinarse en el diseño del empalme y en la protección frente a la corrosión. La adición de más tornillos, en la etapa de detalles, es una forma sencilla de garantizar que la resistencia al deslizamiento aún sería la apropiada si tuviera lugar una inadaptación.

Se utilizan calzos o rellenos, por ejemplo, cuando existe un cambio en el espesor de la platabanda. Es fundamental que las superficies de los rellenos o calzos cumplan los requisitos que se presuponen para las superficies de contacto, en el proyecto.

2.3 Empalmes híbridos

En un empalme se puede utilizar una combinación de soldaduras y tornillos. En la figu-

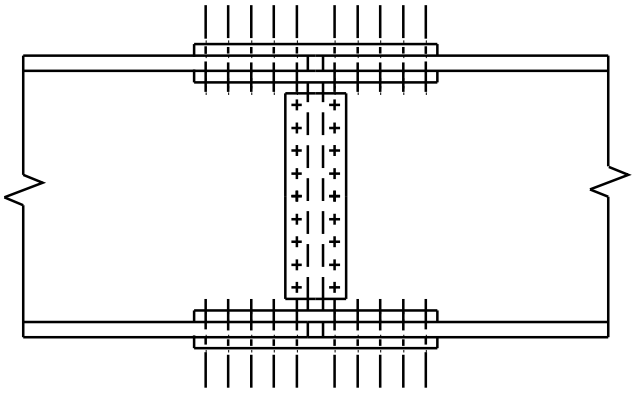


Figura 2 Viga compuesta: empalme atornillado

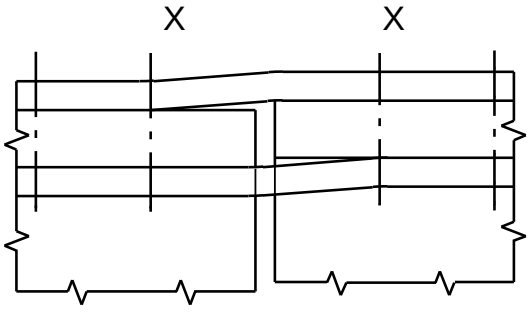


Figura 3 Falta de ajuste en las alas

ra 4 se ilustra una posible unión híbrida para una viga ligera. En este empalme, cada una de las platabandas se une a una mitad de la viga en el taller y la atornilladura se utiliza para completar el empalme en la obra. Una desventaja de esta unión es que cada parte requiere tanto perforación como soldadura en el taller.

Si en la misma parte de una unión se emplea una combinación de diferentes tipos de tornillos o de tornillos y soldaduras, con diferentes características de carga/deformación, la carga tenderá a ser soportada por el rigidizador que une los elementos. Por consiguiente, se debe suponer que o un tipo de tornillo o la soldadura transmite toda la carga. Un ejemplo de esto sería si una platabanda atornillada, que utiliza tornillos en los taladros de paso, se fuera a “reforzar” mediante soldadura en ángulo de la platabanda al ala. Se ignorarían los tornillos y la soldadura tendría que diseñarse de

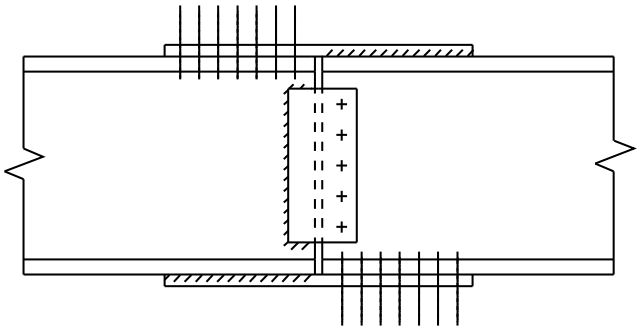


Figura 4 Empalme híbrido

forma que soportara toda la carga. Existe una excepción a esta regla, y es que cuando los tornillos TR se diseñan como resistentes al deslizamiento en el estado límite final, puede considerarse que comparten la carga con las soldaduras, siempre que el apriete final de los tornillos se realice después de que se complete la soldadura.

3. DISEÑO

El procedimiento más sencillo para el diseño de una unión consiste en examinar las rutas de las cargas mediante las cuales las fuerzas se transmiten a través de la unión. Por ejemplo, en la unión de placa de extremo que se ilustra en la figura 5, la fuerza de tracción del ala superior de la viga se transmite a través de la siguiente ruta de la carga: ala de la viga a tracción - soldaduras en ángulo en cizallamiento - placa de extremo a flexión - tornillos a tracción - ala de la barra vertical a flexión - soldaduras en ángulo de ala con alma a cizallamiento - alma de la barra vertical. De forma parecida, la ruta de la carga seguida por el esfuerzo de compresión en el ala inferior es: ala de la viga a compresión - placa de extremo y ala de la barra vertical en apoyo/compresión - rigidizadores a compresión y cizallamiento - soldaduras en ángulo de los rigidizadores a cizallamiento - barra vertical.

Las rutas de las cargas a través de una unión deben ser suficientes para soportar todas las fuerzas, momentos y cizallamientos aplicados. Las rutas de las cargas deben ser completas y estar en equilibrio, es decir, no deberían faltar eslabones ni existir puntos débiles. Deberían ser lo más directos posible.

Se requiere tener cuidado para garantizar que las peores combinaciones de momentos y fuerzas que puedan tener lugar en las uniones se utilicen para su diseño. No son necesariamente los momentos y las fuerzas utilizadas para el cálculo de las barras. De esto se deduce que los momentos y las fuerzas suministradas por un programa informático para el cálculo de las barras quizás no sean suficientes para el diseño de las uniones.

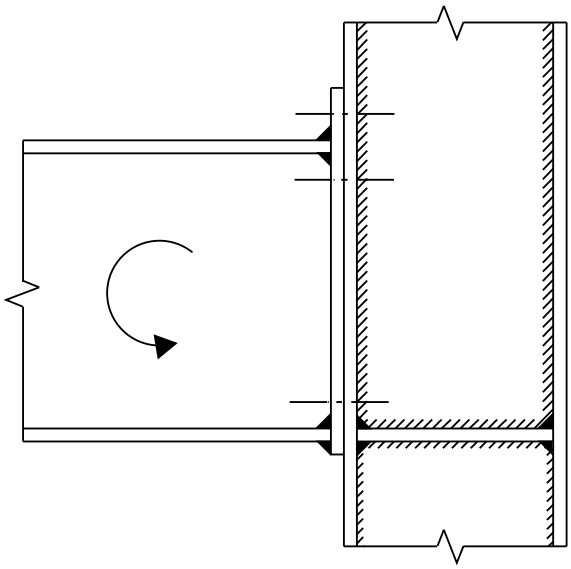


Figura 5 Unión con placa de extremo

Los ejes baricéntricos de las barras (y los elementos de las barras) deberían cruzarse siempre que fuera posible. Si no es posible, deben tenerse en cuenta en el cálculo los efectos de cualquier excentricidad.

Siempre que sea factible, los ejes baricéntricos del material de los empalmes debe coincidir con el eje baricéntrico de los elementos unidos. Cuando no sea posible, en el cálculo se debe considerar el efecto de cualquier excentricidad.

Evite las grandes concentraciones de tensiones. Esto es especialmente importante cuando la fatiga pueda constituir un problema.

Examine el efecto de cualquier falta de ajuste sobre el comportamiento de la unión, especialmente en relación con el efecto que podría tener sobre la vida a la fatiga de la unión.

4. TIPOS DE BARRAS

Existen muchos tipos de puentes de acero, p. ej., puentes de vigas simplemente apoyadas, de vigas compuestas, de vigas de pórtico, de vigas de celosías (Prat, Warren y cuerda de arco), en arco, de cables atirantados y puentes colgantes. Además, existen variaciones como el uso de estructuras de tablero mixto.

Los principios básicos del diseño de las uniones se aplican a todos los tipos de puentes. No es posible abarcar en una lección todos los detalles específicos de los diferentes puentes. Sin embargo, a continuación se ofrece una orientación adicional sobre algunos de los empalmes más frecuentes.

4.1 Vigas laminadas y armadas

Generalmente, los empalmes en las vigas laminadas y armadas se hacen con cubrejuntas atornillados mediante el uso de tornillos TR. Otra solución puede ser el uso de empalmes soldados, especialmente cuando se requiere un aspecto elegante.

Cuando las vigas laminadas son continuas, por lo general los empalmes se sitúan cerca del lugar donde estaría el punto de inflexión (momento cero) si el puente estuviera sometido a carga uniforme. Debe determinarse el momento (y cizallamiento) máximo al que puede estar sometido el empalme bajo los posibles modelos de carga. Si se ha utilizado la redistribución de momentos (cálculo plástico) para el diseño de la viga laminada, entonces también debería comprobarse el momento en el empalme asumiendo un cálculo elástico, puesto que, si el rendimiento de la viga laminada está por encima del mínimo o si la sección es más pesada que el mínimo requerido, quizás no tenga lugar la redistribución plástica. Sería poco recomendable exigir que el empalme actuara como una rótula plástica. Si el momento de cálculo es relativamente bajo, sería acertado diseñar el empalme de forma que transmitiera un momento, de al menos, pongamos por caso, un tercio del que produce fluencia en la fibra extrema. Una resistencia mínima similar se debería aplicar a la resistencia al cizallamiento.

4.2 Vigas de celosía

Las vigas de celosía para tramos relativamente cortos generalmente se sueldan en el taller, con un número mínimo de uniones en la obra. Las pasarelas y los puentes de transportadores con frecuencia se elaboran a partir de perfiles huecos laminados en caliente, en cuyo caso la soldadura es el único procedimiento razonable para hacer las uniones en el taller. Si se necesitan uniones en la obra, pueden soldarse, o bien se pueden utilizar alas atornilladas si son aceptables estéticamente.

Las vigas de celosías de tramos más grandes, en las que el canto es mayor que la relación canto/anchura que puede transportarse, generalmente se elaboran con uniones atornilladas para su montaje en la obra. A menudo se emplean cartelas en la unión, para simplificar el montaje y permitir que los ejes baricéntricos de las barras se encuentren en un único punto.

Con frecuencia se utilizan perfiles tubulares soldados para los cordones de los puentes de mayor luz. En la figura 6 se muestra una unión atornillada para un cordón de este tipo. El espesor de las chapas del cordón ha aumentado para compensar la pérdida de sección debida a los taladros de tornillos (y los orificios de acceso). El empalme no debe estar en la sección de mayor carga del cordón y se debería considerar la alternativa de proporcionar chapas más gruesas al empalme, con el fin de evitar el coste de soldaduras a tope adicionales en los extremos de la chapa engrosada. Se requiere un orificio de acceso que facilite la aproximación para la colocación de los tornillos. Después del uso, se sella con una platabanda para ofrecer protección al interior del cordón frente a la corrosión.

4.3 Barras secundarias

En la figura 7 se muestran dos métodos para conectar las vigas transversales a las vigas

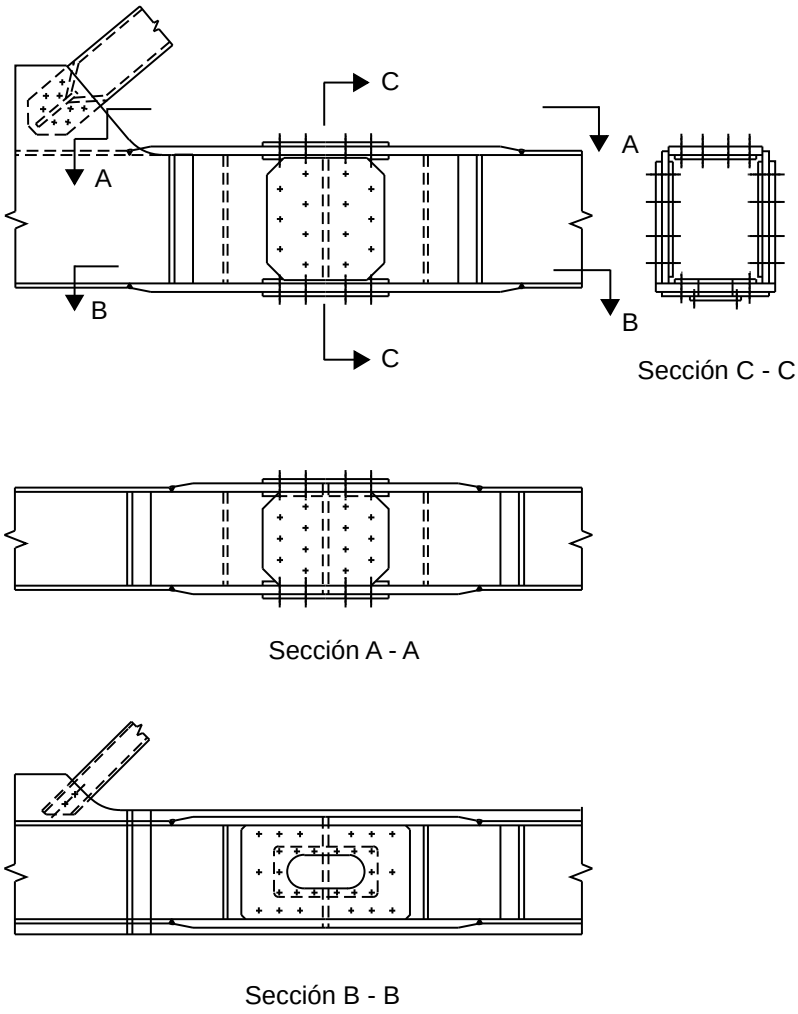
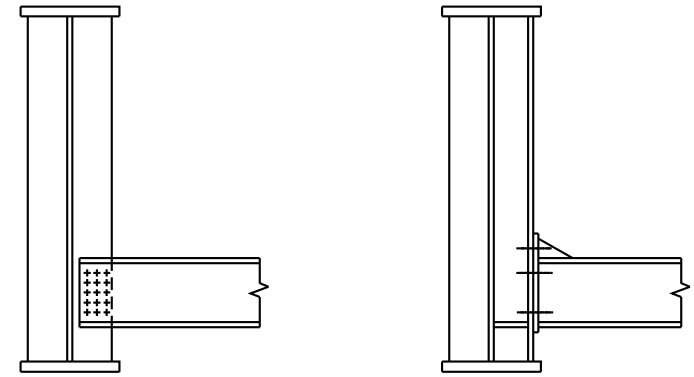


Figura 6 Empalme atornillado de cordón de viga de celosía

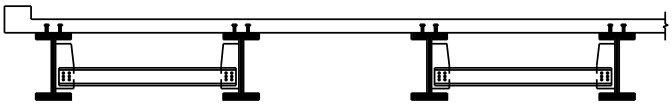
principales. Ninguno de los detalles generaría la resistencia total de la viga transversal, pero esto no sería necesario normalmente (cuando sólo existen dos vigas principales). En cualquier empalme, el hecho de que las chapas puedan desplazarse o no hasta su contacto total depende de la precisión del trabajo de taller, la rigidez de las chapas y la fuerza de apriete aplicada por los tornillos. El empalme solapado es el más sencillo de elaborar y montar. En el detalle de la placa de extremo atornillada, es más probable que la placa de extremo soldada se deforme y existe menos tolerancia para tener en cuenta un pequeño error de longitud o alineación. Si, por ejemplo, existe un error en la alineación vertical relativa de las placas de extremo de travesaños adyacentes, a la acción de reunir las placas se le opone la resistencia a la torsión de la viga principal y las resistencias a la flexión de las vigas transversales, de forma que el cierre de las placas quizás no sea posible. Si las placas no se unen correctamente, la vida a la fatiga de los tornillos TR se puede reducir gravemente. Otro detalle alternativo consistiría en soldar una sección de la viga transversal a la viga principal en el taller y utilizar un empalme de platabanda para unir ésta a la parte principal de la viga transversal en la obra.

Generalmente se requiere arriostramiento para proporcionar arriostramiento torsional y lateral a las vigas principales. En la figura 8 se muestran dos sistemas de arriostramiento típicos de un puente de construcción mixta. Las jácenas se arriostran por pares para evitar las tensiones adicionales que

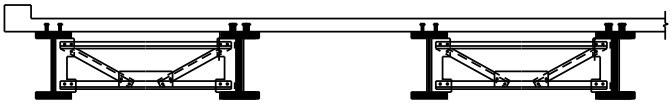


(a) Unión de solape (b) Unión con chapa de extremo

Figura 7 Uniones de vigas transversales a vigas principales



(a) Vigas transversales



(b) Arriostramiento en K

Figura 8 Sistemas de arriostramiento en puentes mixtos

se producirían si se utilizara arriostramiento continuo, lo cual redistribuiría la carga entre las jácenas.

4.4 Tableros ortotrópicos

Para los empalmes de los tableros ortotrópicos, la chapa, los nervios y las viguetas del tablero deberían unirse para proporcionar una unidad integral. Los empalmes se pueden atornillar o soldar. La alineación de los detalles en la obra es un problema especial, siendo necesarios un trabajo de taller y un montaje esmerados.

Las uniones atornilladas (figura 9) tienden a ser más complejas, pero presentan la ventaja de que su finalización en la obra no depende tanto de la climatología. Los empalmes soldados (figura 10) en dichos elementos del tablero que reciben mucha tensión deberían realizarse con sumo cuidado.

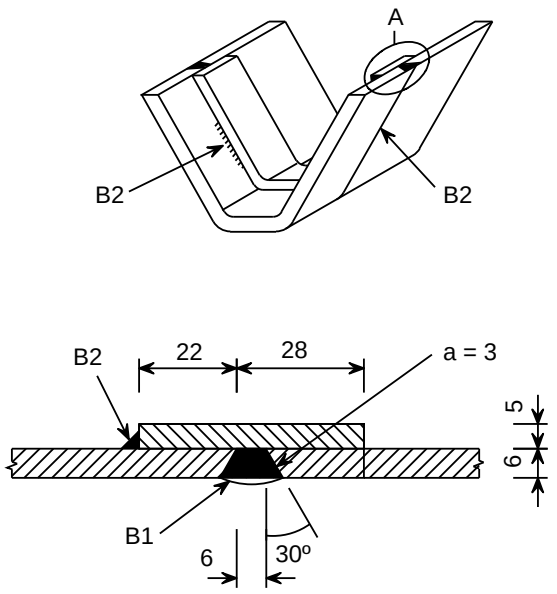
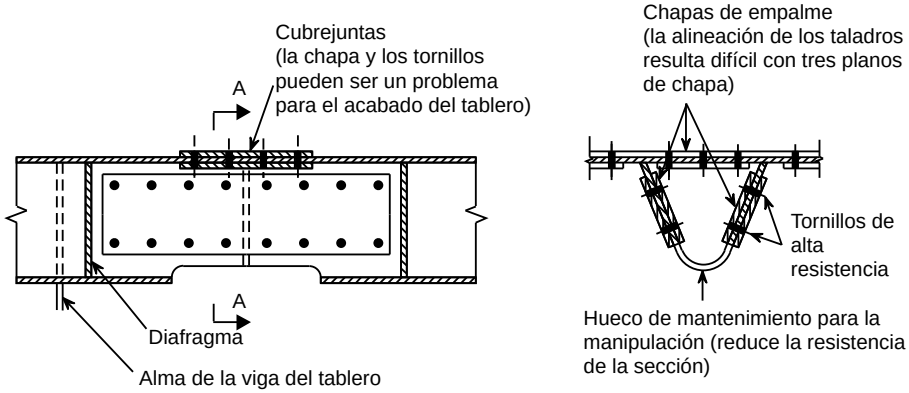


Figura 10 Empalme soldado de los nervios del tablero



Sección longitudinal por el nervio

Sección A - A

Figura 9 Empalme atornillado de los nervios del tablero

5. FATIGA

Cuando la fatiga pueda ser un factor a tener en cuenta en el diseño del puente, éste se debe diseñar, detallar y elaborar de forma que se eliminen las concentraciones de tensiones siempre que sea posible. Entonces deben reducirse las tensiones admisibles, si así lo exigen las reglas de diseño de fatiga, con el fin de tener en cuenta los efectos perjudiciales de los demás (inevitables) concentradores de tensiones.

Éstos son algunos de los puntos que debe observar el proyectista cuando el puente puede estar sujeto a fatiga:

- En el cálculo no se permite la redistribución de las tensiones. A menudo se utiliza la ductilidad del acero para permitir la simplificación de los procedimientos de cálculo. Estas simplificaciones quizás no se apliquen.
- El cálculo de fatiga se basa en tensiones elásticas. Por lo tanto, no son aceptables el análisis plástico y la redistribución de momentos en una estructura. Para el cálculo debe utilizarse el módulo elástico y no el módulo plástico. Algunas de las reglas para la distribución de la carga, como la distribución de $2^{1/2}$ a 1 a través de un ala, no son aceptables, ya que se basan en el colapso plástico del ala.
- Quizás deban estudiarse las tensiones debidas a los efectos secundarios que se pueden ignorar en el cálculo estático.
- No se debería presuponer un apoyo entre las partes conectadas en uniones de soldadura en ángulo.
- Siempre que sea posible, evite las soldaduras cerca de los bordes de las alas.
- Generalmente, las tensiones de fatiga de cálculo son independientes de la clase de acero.
- Tenga en cuenta los efectos potenciales de la falta de ajuste y los errores de alineación de las piezas de una unión. A modo de ejemplo, si existe una falta de ajuste y las chapas verticales no están en estrecho contacto en el área de los tornillos adyacentes al ala inferior de la unión de la placa de extremo de la figura 5, la vida a la fatiga de los tornillos podría ser muy corta. El motivo de esto es que los tornillos sólo tienen una moderada vida a la fatiga, debido a que la variación del esfuerzo se reduce por el efecto de la carga previa de los tornillos. Si se pierde la carga previa cuando se aplica el momento, debido a la reducción de la “falta de ajuste”, la variación del esfuerzo en los tornillos aumentará, mientras que su vida a la fatiga se reducirá. La falta de ajuste que aparece en la figura 11 tendría el mismo efecto, aunque, puesto que están en contacto en los bordes del detalle, puede parecer que las chapas están en contacto al realizar una inspección.

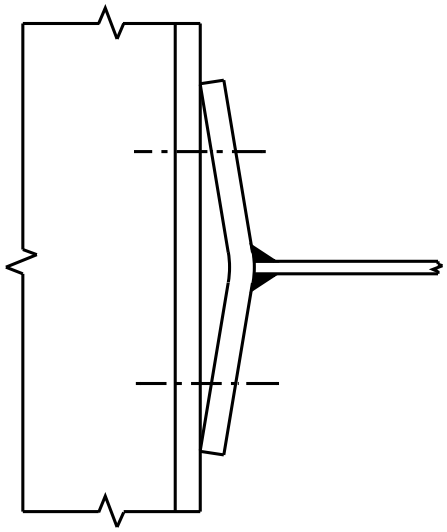


Figura 11 Falta de ajuste de una unión en T o de placa de extremo

6. FABRICACIÓN Y MONTAJE

Existen diversos métodos para el montaje de los puentes. Estos métodos incluyen la elevación de todo el puente (o las vigas principales) de una pieza, el uso de cimbras para apoyar las piezas mientras se realizan los empalmes en la obra, el deslizamiento del puente hasta su posición mediante gatos y cabrestantes y el montaje en voladizo libre.

La magnitud de las piezas que se transportan hasta la ubicación de la obra depende de la capacidad del taller, los medios e instalaciones de transporte y el equipo de montaje en la obra. La magnitud máxima de una pieza que se va a transportar es generalmente de hasta 4,5 m de anchura, hasta 24 m de longitud y hasta 40 toneladas de peso.

Cuando se pueden elevar o mover hasta su posición en la obra piezas más grandes de las que se pueden manejar en el taller (o transportar a la obra), a menudo es ventajoso ensamblar parcialmente las distintas partes en piezas mayores en la obra antes del montaje final.

El coste del envío (transporte) frecuentemente está en función del volumen ocupado, así como del peso. Por consiguiente, cuando se transportan a largas distancias las partes de, por ejemplo, una viga de celosía, se pueden transportar como barras individuales y después se pueden ensamblar en la obra para formar la viga de celosía. El proyectista debería tener en cuenta este requisito al diseñar y detallar la viga de celosía.

Puede ser aconsejable un premontaje de comprobación del puente (o las partes adyacentes del puente si es grande) como parte de los trabajos del taller, con el fin de garantizar que no van a tener lugar en la obra problemas innecesarios de alineación y falta de ajuste.

7. INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

Cuando se utilizan tornillos TR, se requiere un control de calidad y una inspección para garantizar que las superficies de contacto están en conformidad con el reglamento adoptado en el diseño, que las poseen el contacto correcto y que en los tornillos se consigue la carga previa mínima especificada.

Todas las soldaduras deben someterse a inspección visual y muchas de estas soldaduras, especialmente las situadas en los empalmes transversales de las vigas principales, requerirán además ensayo no destructivo (END). El aspecto más importante que debe tener en cuenta el proyectista, al decidirse por un detalle de unión, es que debe existir un acceso adecuado para la inspección y el ensayo no destructivo que se van a llevar a cabo.

El proyectista debería informarse sobre los requisitos básicos de los diversos procedimientos de inspección, especialmente aquéllos de control radiográfico y por ultrasonidos. Esto es necesario para que pueda asegurarse de que los empalmes se detallan de forma que la inspección pueda realizarse correctamente.

8. RESUMEN FINAL

- Las posiciones y los detalles de los empalmes deben tenerse en cuenta a lo largo del proyecto del puente, desde el concepto inicial, durante todo el proceso y hasta los detalles finales.
- Las posiciones de los empalmes experimentan la influencia de factores de diseño y también de la magnitud y el peso de las piezas que se pueden manejar en el taller y en la obra, así como de los medios e instalaciones de transporte entre el taller y la obra.
- Los empalmes deben ser detalles prácticos. Se deben estudiar detenidamente cuestiones tales como la retracción de la soldadura, el acceso para la soldadura y la inspección, así como los holguras para las herramientas necesarias para apretar los tornillos TR.
- Las rutas de las cargas a través de las uniones deben ser suficientes para soportar todas las fuerzas, momentos y cizallamientos aplicados y deben ser completas y estar en equilibrio.
- Debe estudiarse el efecto de cualquier posible falta de ajuste sobre la eficacia de las uniones.
- Deben evitarse las grandes concentraciones de tensiones, especialmente cuando la fatiga pueda suponer un problema.
- Algunas de las hipótesis y simplificaciones adoptadas en el cálculo estático, que se basan en la ductilidad del acero, no deben utilizarse en el cálculo de fatiga.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Rock, Albrecht, Weyer: Schrägseilbrücken. Verlag Wilhelm Ernst & Sohm, Berlin 1986.

2. Tschemmernegg: Neue Wege bei der Fertigung und Montage einer fertig geschweißten Straßenbrücke im Staate Minas Gerais in Brasilien. “Der Bauingenieur” 46 Jgg (1971), Heft 9, S.309-319.

3. Stahlbau Handbch. Stahlbau-Verlagsgesellschaft m.b.H Köln 1985, Band 2, S. 561-658.

4. Troitsky, M.S. “Orthotropic Bridges Theory and Design” Second Edition, March 1987.

5. P259 Linkerhänger “Neubaustrcken der Deutschen Bundesbahn Rahmenplaning für Stahlbrücken” Bauingenieur 60/1985.

6. Steel Designers Manual, The Steel Construction Institute, Blackwell, Oxford 1992.

7. Owens, G.W. and Cheal, B.D. “Structural Steelwork Connections”, Butterworths, London 1989.

ESDEP TOMO 18
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PUENTES

Lección 18.12: Introducción a la Construcción de Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Exponer los procedimientos contractuales y de programación de los proyectos de puentes, junto con los métodos de trabajo de taller y montaje.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 18.1: Elección Conceptual

Lección 18.2: Acciones en Puentes

Lección 18.3: Tableros de Puentes

Lección 18.4: Puentes de Vigas Armadas y Laminadas

Lección 18.5: Puentes de Celosías

Lección 18.6: Puentes de Vigas en Cajón

Lección 18.7: Puentes Arco

Lección 18.8: Puentes Atirantados

Lección 18.9: Puentes Colgantes

Lección 18.11: Cubrejuntas y otras uniones en Puentes

RESUMEN

En primer lugar, la lección habla sobre los procedimientos contractuales de los proyectos de puentes y ofrece algunas pautas sobre la elección de un licitador como contratista estándar.

En segundo lugar, se analiza el trabajo que se realiza en el taller y el transporte desde el taller hasta la obra.

También se tratan brevemente los principales métodos de montaje de los puentes de acero.

1. INTRODUCCIÓN

Un puente hace posible que el tráfico de vehículos o ferroviario o un servicio público puedan salvar obstáculos tales como una carretera o vía férrea, un río o un valle.

El proyectista estudia el carácter y la magnitud del obstáculo a salvar a la hora de establecer el tipo de estructura y compara varias alternativas para determinar la solución óptima.

En algunos casos, tales como cruces importantes de ríos u otros obstáculos, es necesario estudiar varios planes de conjunto (como se ilustra en la figura 1). La elección final se hace sólo después de haber examinado varios diseños competitivos. Los costes no son siempre el factor principal a la hora de seleccionar el tipo de puente. En la selección del tipo de estructura se incluyen también requisitos funcionales, de servicio y estéticos.

Esta lección abarca los procedimientos contractuales y de programación de los proyectos de puentes, junto con los métodos de trabajo de taller y montaje de los puentes de acero.

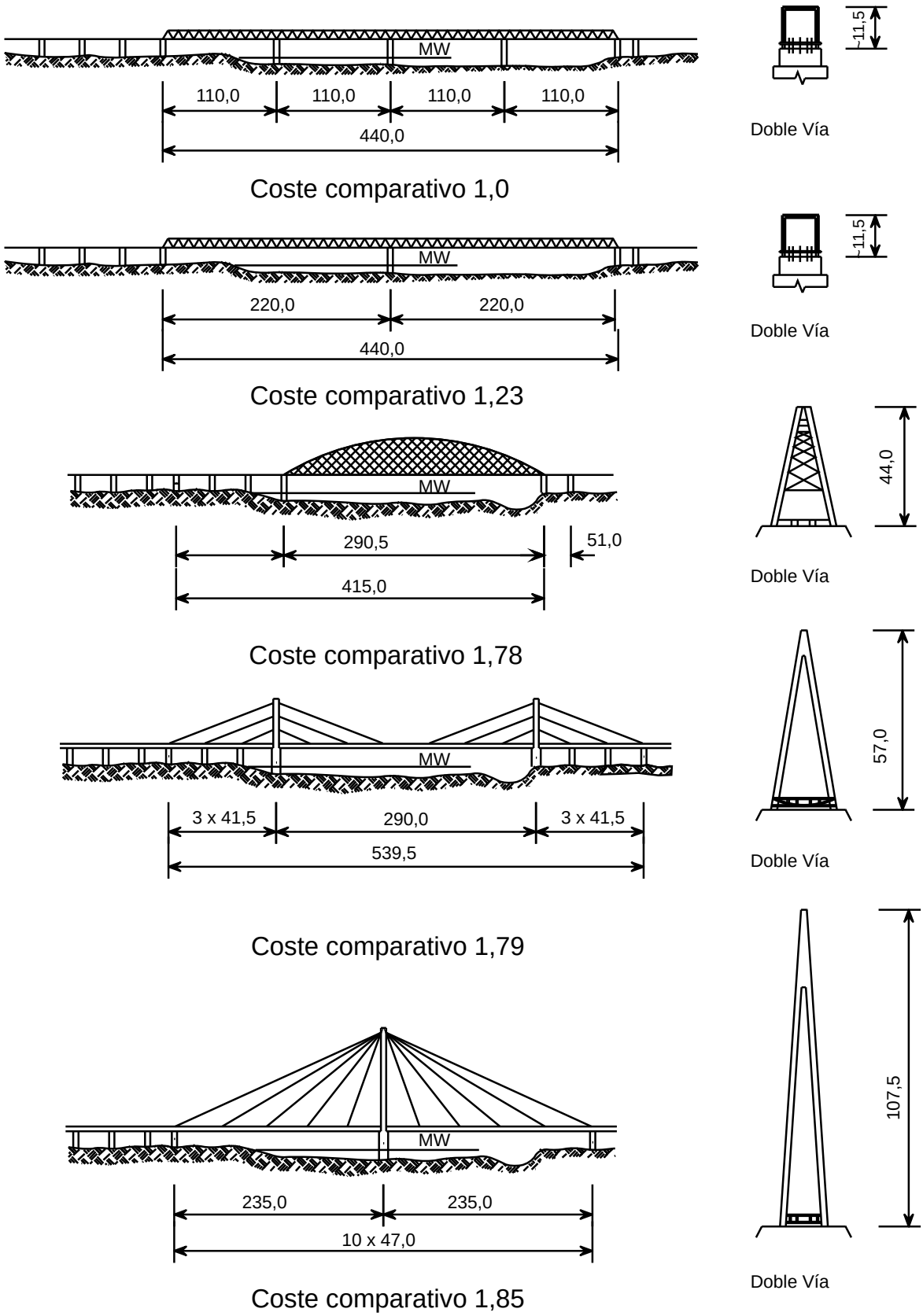


Figura 1 Planificación preliminar de puentes: Ejemplos de esquemas para viaductos de ferrocarril

2. PROGRAMACIÓN INICIAL

2.1 Promoción

Normalmente, un puente lo fomenta un importante gobierno nacional o local o un departamento cuasi estatal, como, por ejemplo, el Departamento de Carreteras o Ferrocarriles. Dichos organismos tienen la responsabilidad a nivel nacional de planificar el desarrollo de las infraestructuras y determinar las prioridades de los proyectos. Un puente puede ser una pequeña parte de un proyecto de ese tipo y, por lo tanto, tener unas repercusiones limitadas en numerosas cuestiones de política, o puede constituir un proyecto importante por sí mismo.

2.2 Programación

Un Director de Proyecto nombrado por el Promotor supervisa la programación del proyecto, incluida la elaboración de proyectos técnicos preliminares y presupuestos de costes, la realización de preparativos para consultas públicas y expropiaciones forzosas y la determinación de la formalización del contrato. Su equipo puede provenir de la plantilla del Promotor o él puede nombrar ingenieros consultores. Por consiguiente, supervisará el diseño de detalle y el pliego de condiciones, y, a continuación, la ejecución de las obras. Un ingeniero consultor puede llevar a cabo el diseño detallado y la supervisión.

2.3 Formalización del contrato

En una etapa inicial se deben tomar diversas decisiones sobre la formalización del contrato; por ejemplo, ¿se invitará a los fabricantes a presentarse a una licitación para un proyecto totalmente diseñado y especificado o sobre la base de una un pliego de condiciones y especificaciones con los fabricantes responsables del proyecto detallado? ¿Pagará el promotor al contratista por el trabajo realizado o el propio contratista financiará la construcción y recuperará sus costes y beneficios a partir de la explotación del proyecto?

2.4 El Supervisor independiente

En los puentes de gran importancia, es aconsejable un supervisor independiente. Su papel es verificar la estructura, desde el proyecto hasta el montaje y puede incluir también resolver los litigios entre el proyectista y el constructor, etc.

3. PROCEDIMIENTOS DE LICITACIÓN

Existen diversos procedimientos de licitación; los siguientes son los más generalizados:

- El Promotor anuncia el proyecto en la prensa para que se presenten los contratistas interesados. El Promotor envía los detalles suficientes para permitirles preparar una expresión formal de interés y capacidad.
- El Promotor invita a los contratistas (generalmente alrededor de cinco) a presentarse a una licitación. Les envía los documentos del contrato; pueden ser o bien proyectos totalmente detallados o bien pliegos de condiciones de rendimiento con el licitador responsable del desarrollo del proyecto.
- Los licitadores fijan el precio del proyecto, ya sea como tarifas de cada elemento de trabajo o como una cantidad global, junto con un calendario detallado de los trabajos.
- Si se exige a los licitadores que realicen el proyecto, éstos proporcionan, con sus licitaciones, suficientes detalles que permitan que se compruebe ese diseño.
- El Promotor decide qué oferta va a aceptar; la recepción se hace vinculante tanto para él como para el licitador que ha tenido éxito.

4. VALORACIÓN DEL COSTE DE UN PUENTE DE ACERO

A la hora de comparar los costes de los diferentes tipos de puentes, se deben considerar todos los aspectos pertinentes. Por ejemplo, parte del ahorro que ofrece un puente de acero sobre uno de hormigón puede provenir de unos cimientos más baratos. No se debería hacer la comparación únicamente de acuerdo con la superestructura. También es importante tener en cuenta el coste total durante la vida de la estructura, teniendo en cuenta el mantenimiento que se va a requerir.

Los seis elementos principales del coste de construcción de un puente de acero son:

- Materias primas, ya sean construidas directamente en el puente, p. ej., apoyos, o elaboradas, p. ej., chapas de acero.
- Mano de obra y personal.
- Equipo, que abarca desde simples herramientas manuales hasta equipos de montaje especiales.
- Gastos indirectos, que pueden ser generales, p. ej., mantenimiento de la oficina principal, o específicos del proyecto, p. ej., oficinas de obra, seguros, costes de licitaciones y gastos financieros.
- Subcontratistas.
- Estudios especiales.
- Beneficios.

Otros costes posibles que se deben tener en cuenta son:

- Trabajos diarios. El licitador proporciona tarifas para permitir la valoración de trabajo adicional, variaciones, etc.
- Inflación. Ya se tenga en cuenta en las cláusulas de Variación de Precio o en el encarecimiento de tarifas basado en las previsiones de inflación de los licitadores.

5. CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DE UN LICITADOR COMO FABRICANTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

5.1 Capacidad técnica

Un fabricante debe ser capaz de interpretar las necesidades del Promotor a partir de los documentos del contrato, hacer y utilizar planos precisos de trabajo de taller e idear y ejecutar un proyecto de montaje seguro. Si el contrato lo exige, debe ser capaz de elaborar el diseño detallado, contratando posiblemente a un ingeniero consultor. Debe disponer de procedimientos formales y satisfactorios de Garantía de la Calidad y Seguridad, y debe ser capaz de responder ante los problemas técnicos. También se valorará la experiencia en la construcción de otros puentes.

En una estructura importante, el fabricante quizás desee contratar asesoramiento técnico especializado. Una medida de este tipo no debe considerarse como el reconocimiento de debilidad técnica, sino como una actitud técnica responsable.

5.2 Programa

Un fabricante debe ser capaz de ejecutar obras de gran importancia en una escala de tiempo requerida y debe tener procedimientos adecuados de control de progreso. Debe ser capaz de reaccionar satisfactoriamente ante emergencias tales como prolongadas inclemencias del tiempo, incumplimiento de terceros, etc.

5.3 Costes

Puesto que no se debería haber invitado a presentarse a licitación a un fabricante que no cumpliera los criterios de rendimiento de capacidad técnica y programa, es probable que los costes sean la principal base de comparación de las licitaciones. No obstante, el Promotor también tendrá que considerar, por ejemplo:

- ¿Necesita el licitador una estrecha supervisión para garantizar el rendimiento?
- ¿Está condicionada la licitación de alguna forma que pudiera dar lugar a costes finales mayores?
- ¿Alguna parte del proyecto del licitador presenta un riesgo inaceptable y ha tenido en cuenta el licitador de forma adecuada los riesgos imprevistos?
- Si el licitador ha tenido que realizar el proyecto detallado a partir de un pliego de condiciones de rendimiento, ¿es totalmente satisfactorio (incluidas la durabilidad, facilidad de mantenimiento, etc.)?
- Si un licitador ofrece un precio más bajo, pero necesita más tiempo para la ejecución, ¿es eso aceptable?

6. EJECUCIÓN-GENERALIDADES

Los métodos de trabajo de taller y montaje de los puentes de acero tienen una importancia fundamental para el proyectista y el fabricante; mientras que los detalles son normalmente responsabilidad del fabricante, el proyectista debe estar informado de los modernos procesos de construcción, con el fin de realizar un diseño económico.

Los materiales, el trabajo de taller y el montaje se relacionan entre sí. Por ejemplo, el proceso de trabajo de taller depende a menudo de la clase de acero utilizado y puede verse afectado profundamente por la ubicación de la obra y el método de montaje.

7. MATERIALES

7.1 Especificaciones del acero

Las normas nacionales se remontan a los primeros años del siglo XX y se han actualizado continuamente a medida que se han comenzado a ver las ventajas de una mayor tensión de fluencia, soldabilidad, tenacidad a baja temperatura, mejora de la resistencia a la corrosión, etc. En Europa, esta evolución culminó con la promulgación de una norma común para el acero de construcción, EN 10025, que ofrece las propiedades mecánicas y químicas de una amplia gama de clases de acero.

7.2 Clase de acero y el fabricante de taller

Cuando aumenta la tensión de fluencia, también lo hacen los problemas del trabajo de taller. Las soldaduras tienen más tendencia a defectos tales como fisuración de la Zona Afectada por el Calor (ZAC). La fisuración de ZAC se puede evitar o reducir al mínimo con una adecuada tecnología de soldadura, por ejemplo, mediante una elección cuidadosa de los electrodos y, posiblemente, precalentando el metal de base cerca de la soldadura.

La soldadura del acero provoca tensiones y/o deformaciones residuales, que pueden reducir, ambas, la resistencia de un puente o sus partes. Para evitar las deformaciones, se tienen que arriostrar paneles durante la soldadura. Cuando más alta sea la tensión de fluencia, más graves serán estos efectos.

Los medios para evitar o rectificar dichos problemas entran dentro de la capacidad técnica de un encargado del trabajo de taller experimentado, que frecuentemente establecerá ensayos especiales para determinar el procedimiento óptimo.

7.3 Soldabilidad y procedimientos de soldadura

Los efectos de la soldadura en las características mecánicas del acero se limitan a la Zona Afectada por el Calor de la soldadura; sin embargo, los defectos de soldadura se delatan por la rotura y, por lo tanto, pueden llevar a un fallo estructural total. Por consiguiente, el acero debe poseer una adecuada soldabilidad, que se puede definir como su capacidad para conservar las características satisfactorias en la soldadura de Zona Afectada por el Calor. Está en función de las características tanto del acero de base como de los consumibles y procedimientos de soldadura.

El acero de base que cumpla los requisitos de EN 10025 normalmente se puede considerar que es soldable, aunque esto únicamente no garantiza una soldadura satisfactoria (véase la advertencia 7.5.1.1 de EN10025).

Los procedimientos de soldadura tienen una importancia fundamental. Una unión soldada puede detallarse de forma que se reduzcan al mínimo las tensiones residuales en el enfriamiento; esto implica un mínimo de embridado que pudiera dar lugar a una deformación inaceptable y, por lo tanto, supone una solución intermedia. La obligación del encargado del trabajo de taller es garantizar que, con independencia del proyecto, realiza un producto final satisfactorio.

Se obtiene una suficiente ductilidad de la soldadura utilizando electrodos apropiados que, sin embargo, pueden generar sus propios problemas, especialmente si se usan para la soldadura manual. Por ejemplo, los electrodos bajos en hidrógeno deben hornearse antes del uso y almacenarse en estufas precalentadas especiales.

A menudo se requiere el precalentamiento del acero de base para evitar la fisuración; es más probable que sea necesario con chapas más gruesas y clases de acero superiores. En los últimos años se han introducido soldadoras automáticas y semiautomáticas. Estas máquinas pueden funcionar a velocidades muy superiores a las que se obtienen con métodos manuales (véase 8.3).

Aunque los reglamentos ofrecen una orientación sobre los procedimientos de solda-

dura y el tipo de electrodo que se ha de utilizar, sigue siendo esencial que el encargado del trabajo de taller realice ensayos de procedimientos controlados sobre modelos establecidos que representen las condiciones que existen en la práctica. Además, hay que someter a las uniones soldadas a exhaustivos ensayos no destructivos, es decir, pruebas radiográficas y por ultrasonidos y otros métodos de detección de fisuras.

La soldadura sólo la deberían realizar soldadores convenientemente cualificados, bajo la supervisión de jefes de taller cualificados. Se deben hacer pruebas periódicas a los soldadores.

La soldadura en los puentes requiere un cuidado especial; además de que las condiciones de servicio son onerosas, la soldadura en la obra necesita protección ante la climatología. La soldadura en obra sólo puede realizarse de manera fiable con una preparación adecuada, que incluye:

- Provisión de soldadores cualificados en obra
- Medidas de inspección
- Acceso apropiado y protección ante la climatología
- Suministro de equipo de precalentamiento

Dichos preparativos generalmente sólo se pueden justificar para las estructuras de gran importancia. En condiciones de baja temperatura, quizás se requiera el precalentamiento cuando habría sido innecesario en un taller.

Siempre se debe tener en cuenta la accesibilidad para la soldadura.

Se requiere siempre la inspección y los ensayos de la soldadura en la obra.

8. PLAN DE CONJUNTO E INSTALACIONES DEL TALLER

8.1 Generalidades

Un encargado del trabajo de taller normalmente realiza el trabajo de mayor calidad en un taller permanente, utilizando personal experto y equipo de gran calidad. Estas instalaciones eliminan las incertidumbres debidas a la climatología y permiten que el encargado del trabajo de taller planifique su fabricación de manera eficaz y la lleve a cabo con precisión. Por lo tanto, se deben organizar las instalaciones para fabricar secciones tan grandes como sea factible en los talleres, dejando solamente el montaje y la unión finales para la obra. En los talleres se pueden realizar premontajes de comprobación de grandes secciones, aunque esto se hace innecesario con la gran precisión que se obtiene usando equipo de trabajo de taller de control numérico.

El transporte por carretera y/o ferrocarril limita la magnitud máxima de las piezas elaboradas que se pueden desplazar desde el taller, pero, si el plan de conjunto y la ubicación del taller y de la obra lo permiten, se pueden transportar por barco grandes secciones del puente.

8.2 Objetivos

El encargado del trabajo de taller recibe las materias primas de sus proveedores, las transforma en piezas lo más grande posible y las transporta a la obra para su montaje. Su objetivo es mejorar la productividad mediante la reducción del tiempo y de los costes de fabricación, al tiempo que mantiene o mejora la calidad del trabajo de taller. A partir de sus anteriores registros debería ser capaz de optimizar y mejorar su fabricación, por ejemplo, mediante:

- Mejora del flujo de materiales entre procesos de trabajo;
- Uso de detalles de elaboración más sencilla;
- Reducción de la pérdida relacionada con la fabricación.

8.3 Taller de fabricación

La automatización del trabajo de taller de las vigas armadas se está generalizando, no sólo en cada una de las máquinas, sino también mediante el establecimiento de cadenas de montaje, de forma que los procesos se sucedan unos a otros siguiendo un orden eficaz, con un mínimo de manipulación humana. El objetivo fundamental es vincular los detalles y el diseño asistido por ordenador (CAD) con la fabricación asistida por ordenador (CAM).

El encargado del trabajo de taller tiene que transformar los planos del proyectista en planos de trabajo de taller. Esta transformación supone la ejecución de magnitudes de corte (dejando un margen para las flechas de carga permanente del puente, la retracción de la soldadura, etc.) y la pormenorización completa de todas las uniones. Muchos procesos de trabajo ya se han automatizado completamente en algunos talleres actuales:

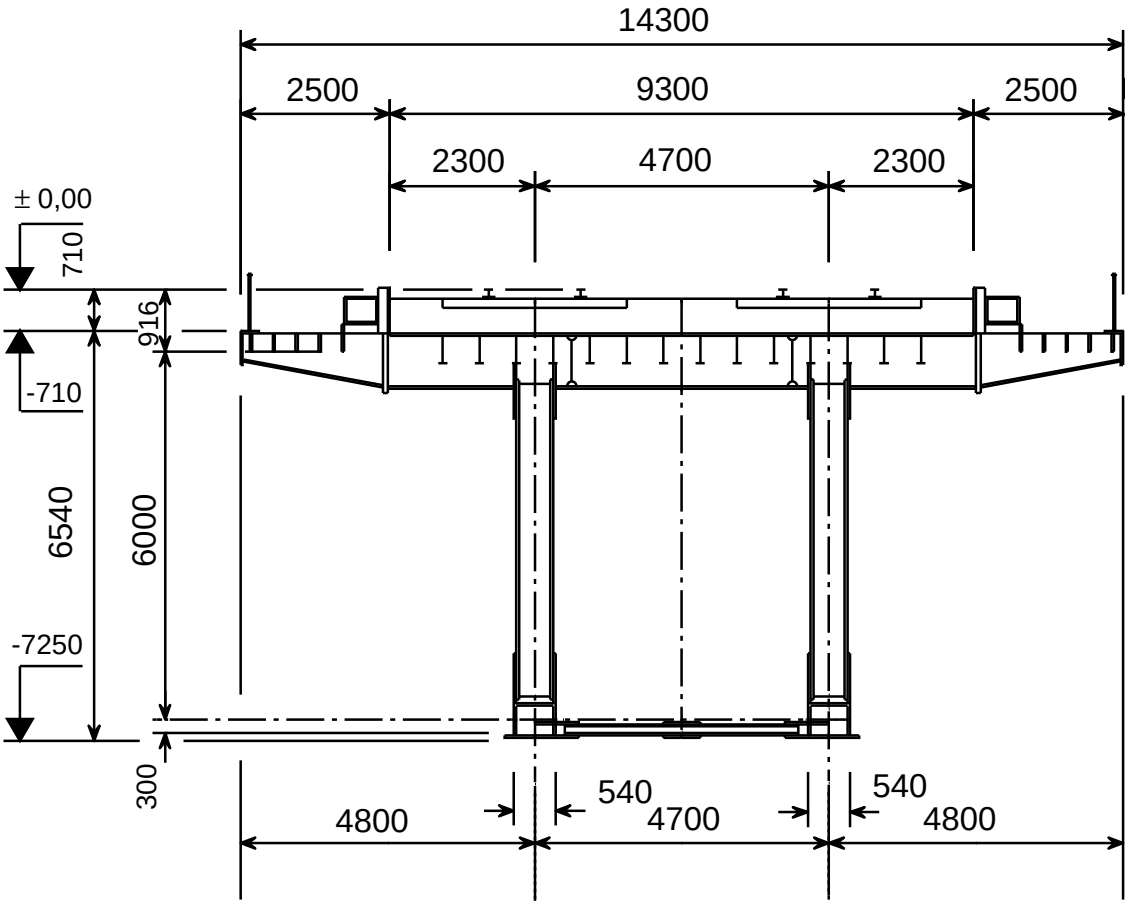
- Corte de las piezas. Las magnitudes de corte y los detalles de las uniones, que se calculan en la oficina de proyectos mediante CAD, se transfieren a un marcador y cortador mecánico de control numérico. Esta máquina funciona con suma precisión y puede ser capaz de optimizar el corte de una gran chapa reduciendo al mínimo la pérdida.
- Soldadoras de pluricabezales. Estas máquinas permiten colocar varias soldaduras sin manipulación intermedia de la jácena y posiblemente están asociadas a dispositivos automáticos para poner en estrecho contacto las alas con los bordes de las almas y para aplicar precalentamiento antes de la soldadura si es necesario.
- Colocación y soldadura automáticas de detalles tales como rigidizadores de alma, etc.
- Colocación y perforación automáticas de taladros para tornillos de los empalmes en la obra.

8.4 Estandarización

Las máximas ventajas de CAD/CAM sólo se pueden obtener mediante una normalización máxima. Cuando se adjudica un contrato de un puente partiendo de la base de un proyecto totalmente detallado, quizás el proyectista no sepa a qué encargado del trabajo de taller se va a contratar y, por consiguiente, no puede tener en cuenta el equipo especializado reglamentario del que dispone este encargado. Un encargado del trabajo de taller puede proponer modificaciones a los detalles, de forma que se adapten a sus instalaciones y, siempre que estas modificaciones no mermen el rendimiento del puente, un proyectista debería aceptarlas.

Un contrato adjudicado sobre la base de una norma de rendimiento permite a los encargados del trabajo de taller que se presentan a una licitación plantear los detalles del puente de forma que se adapte a sus instalaciones y, por ello, proponer la solución más rentable; también supone un incentivo para que un encargado del trabajo de taller instale un equipo moderno y eficaz y haga un uso efectivo del mismo.

Tenemos un buen ejemplo de normalización en las nuevas líneas de ferrocarril alemanas (N.B.S - Neubaustrecken). Teniendo en cuenta el importante número de puentes en los itinerarios (aproximadamente el 9% de la longitud total), se concibió una estructura de programación específica; en este caso, se justifica la estandarización. En la figura 2 se muestran la sección transversal típica, el precio de la superestructura para diferentes tramos y el intervalo de tramos (sin tramos intermedios).



Sección tipo de un puente de ferrocarril de doble vía

Rango de luces para puentes de acero				
No	Distancia entre los ejes de los pilares (m)	Luz libre (m)	Uso económico con alturas de pilares desde (m)	hasta (m)
1	25,00	22,75		25,00
2	30,00	27,75	25,00	48,00
3	40,00	37,75	48,00	68,00
4	44,00	41,75	68,00	78,00
5	50,00	47,75	78,00	95,00
6	58,00	55,75	95,00	

Para viaductos de varios tramos, la luz óptima es 40 m para alturas de pilares entre 48 y 68 m

Figura 2 Ejemplo de puente de ferrocarril estandarizado

9. LA FABRICACIÓN EN LA PRÁCTICA

9.1 Introducción

El trabajo de taller del acero constituye una gran parte del coste global de la construcción de un puente. Por lo tanto, para reducir los costes del trabajo de taller, el ingeniero debe minimizar la cantidad de trabajo de taller necesario y debe equilibrar los costes del peso reducido del material con los costes del aumento del trabajo de taller.

El fabricante de la estructura de acero y el Ingeniero de cualquier estructura metálica deben comprender el ámbito de los procesos de trabajo mutuos, con el fin de obtener las mejores soluciones, tanto económica como técnicamente.

Lo ideal sería que el Ingeniero tuviera una estrecha relación con el fabricante de la estructura de acero y fuera capaz de comentar con él sus ideas cuando tengan un alcance mutuo. De la misma manera, el fabricante de la estructura de acero debería con toda libertad plantearle al Ingeniero asuntos concernientes a los procesos de trabajo que mejorarán el producto final.

Los diferentes encargados del trabajo de taller abordan un proyecto de formas diferentes; en esta sección se describen principios generales, junto con ejemplos reales de puentes específicos que se muestran en las figuras 3 a 8.

9.2 La información para fabricación

El diseño estructural debe proporcionar planos que muestren la siguiente información:

a. La geometría global del puente.

b. La geometría detallada de los alzados y las secciones de los puentes.

c. Tamaño y calidad de todos los perfiles laminados de acero y chapas.

d. Detalles de todos los rigidizadores y sus uniones.

e. Sujeción del tablero de hormigón de un puente mixto a las barras principales.

f Detalles de empalmes entre elementos elaborados en el taller.

El diseño también proporcionará instrucciones para:

a. Tolerancias permitidas para los elementos o para todo el puente.

b. Soldadura y/o atornilladura.

c. Requisitos de ensayos no destructivos.

d. Protección superficial.

El encargado del trabajo de taller suministra a su taller planos detallados del trabajo de taller y la siguiente información adicional:

a. Cuadros de corte y taladro de chapas y perfiles de acero.

b. Preparación de los bordes de las chapas para la soldadura, junto con procedimientos de soldadura.

9.3 Tamaño de las piezas fabricadas

La magnitud de las piezas que se van a elaborar se rige por:

- Instalaciones del taller.
- Instalaciones y medios para transportar las piezas a la obra.
- Procedimientos de montaje en la obra.

Las piezas transportadas por carretera no deben sobrepasar normalmente los 5 metros de anchura, 4 metros de altura o 20 metros de longitud, aplicándose unas limitaciones más rigurosas al transporte por ferrocarril. Por barco se pueden trasladar piezas mucho más grandes.

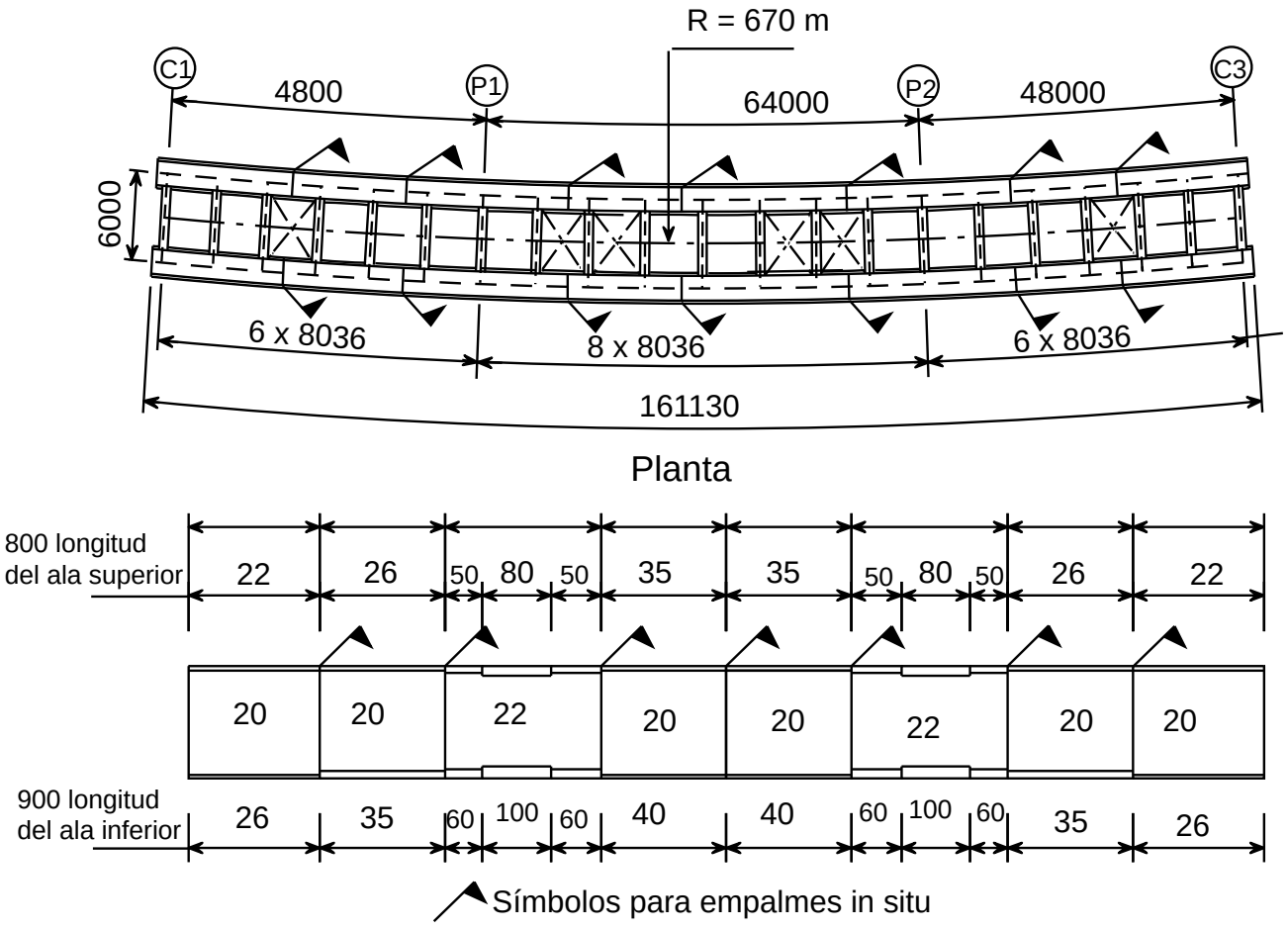


Figura 3 Disposición general del viaducto de Gisia

Las figuras 3 a 6 muestran las magnitudes transportadas en esos casos. Por ejemplo, para el viaducto Gisia (figura 3) se hicieron por separado en el taller y se enviaron a la obra 16 vigas laminadas, de 20 m de largo por término medio, 19 pórticos transversales y 2 travesaños. Las ubicaciones de los empalmes en la obra se eligieron de forma que se redujera al mínimo el número de soldaduras a tope en la obra y se evitara la soldadura de las chapas más gruesas en la obra.

9.4 Procedimientos de un puente mixto típico

Por ejemplo, el procedimiento de trabajo de taller del puente Gisia (figura 3) era, en líneas generales:

a. Oxicorte de los paneles de almas y alas.

b. Soldadura a tope de los empalmes que tenían lugar en las chapas dentro de la longitud soldada, usando un proceso de soldadura automática por arco sumergido en atmósfera inerte. Formación de longitudes de chapas de ala y alma para elaborar la longitud de transporte necesaria (20 m) de la jácena.

c. Soldadura en ángulo de las alas superiores e inferiores a las almas y sujeción de los conectores a las alas superiores.

d. Sujeción de los rigidizadores y provisión de empalmes en la obra.

e. Elaboración de pórticos transversales y travesaños.

Con la mayoría de los puentes se realiza un montaje de comprobación en los talleres, aunque la mejora de los procedimientos de Fabricación Controlada por Ordenador (CCF) deberían hacer que esto fuera menos necesario en el futuro. Ejemplos típicos:

- Para las vigas laminadas rectas, sólo debería ser necesario presentar vigas conjuntamente por pares para comprobar la geometría de las uniones en la obra.

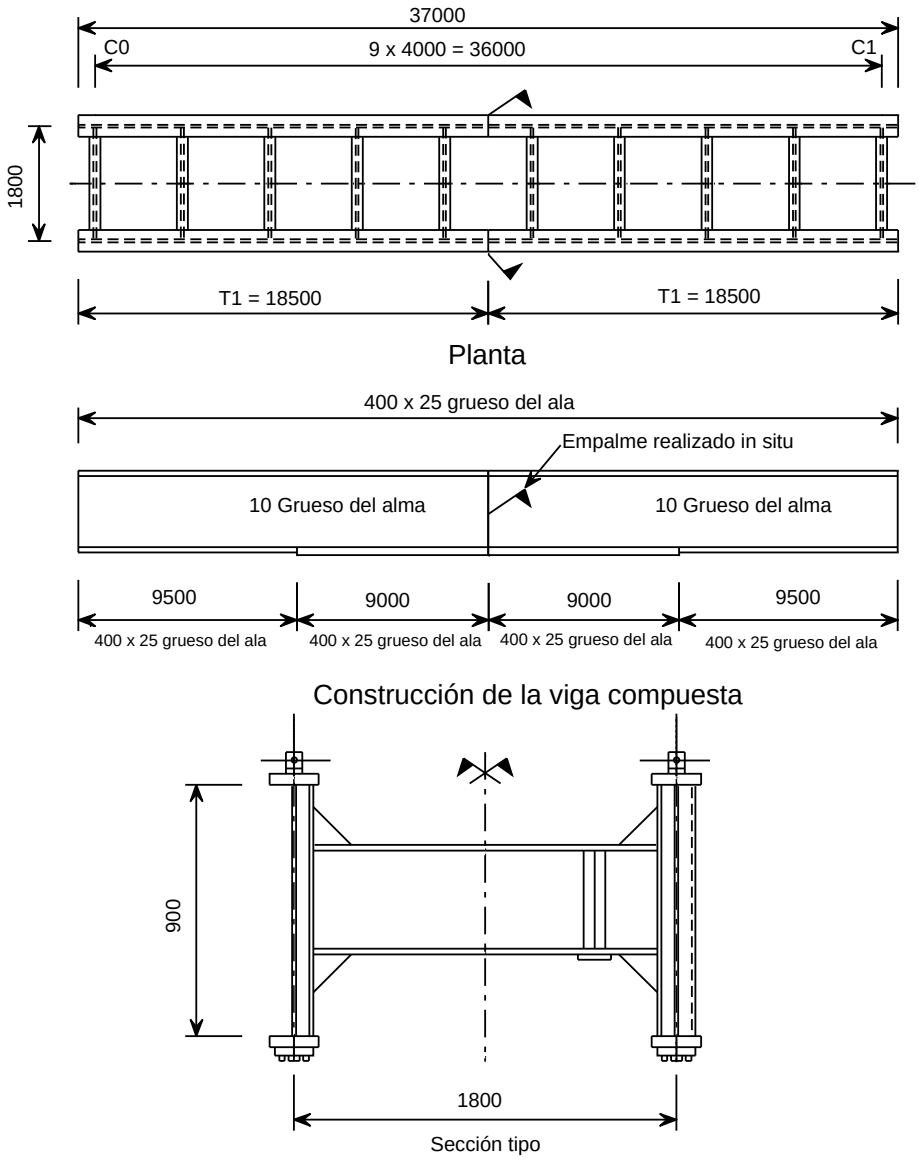
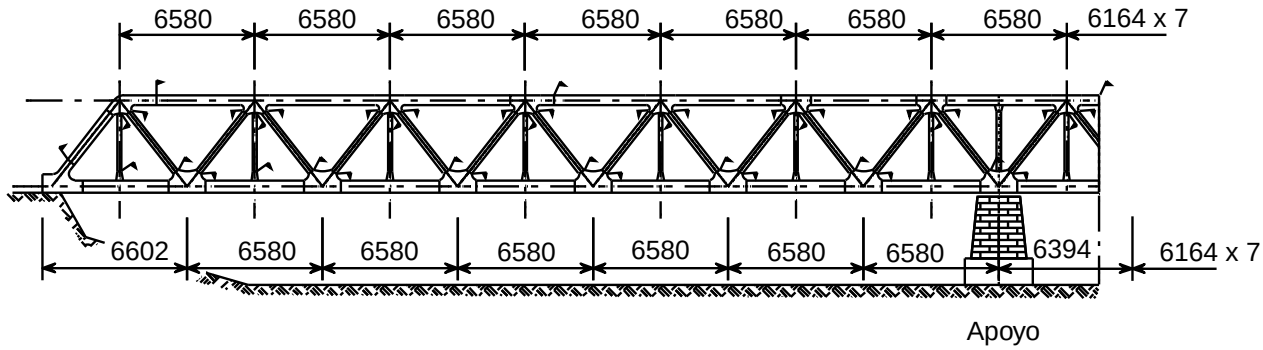


Figura 4 Esquema general del paso peatonal en Passerelle



Alzado

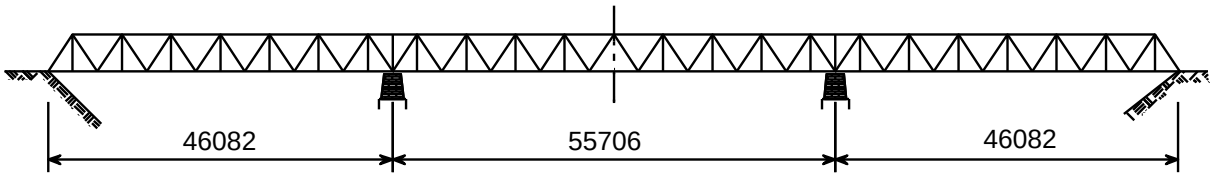
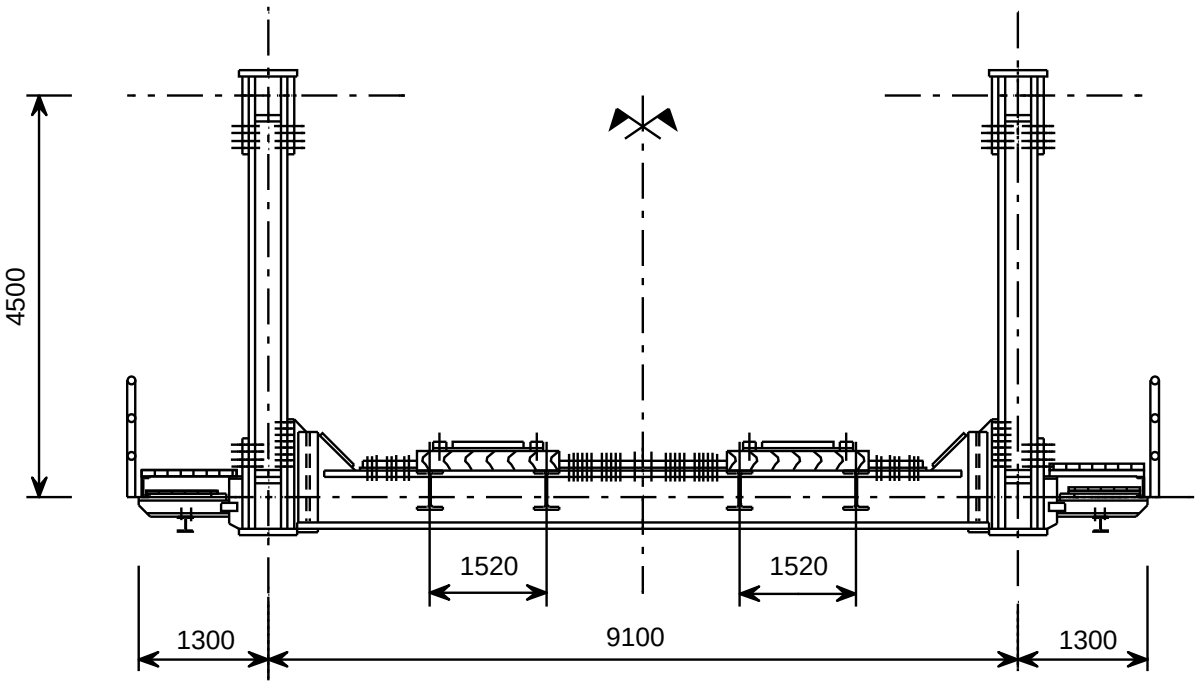


Diagrama clave
Alzado esquemático



Sección tipo

Figura 5a Esquema general del viaducto de L'Eyrieux

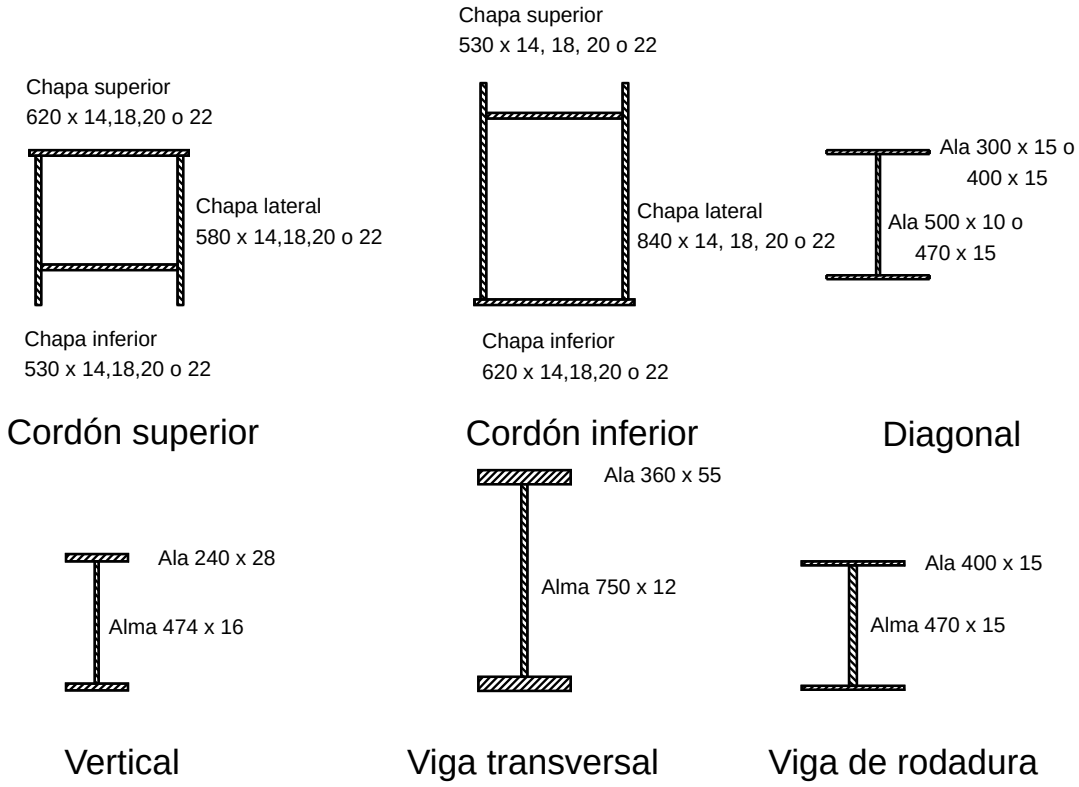


Figura 5b Detalles de elementos del viaducto de L'Eyrieux

- En puentes curvos de poco radio (inferior a unos 300 m), quizás sea necesario un montaje de comprobación completa.
- En los puentes largos, el premontaje de comprobación completa es imposible en el taller; puede realizarse por etapas. Por ejemplo, se hizo un premontaje de comprobación en dos etapas del puente Clermont-Ferrand (figura 8):

Primera etapa: Se montaron las vigas laminadas P1N, P2N, P1S, P2S, junto con travesaños y pórticos transversales.

Segunda etapa: Se retiraron P1N y P1S, se hizo avanzar la parte restante (P2N y P2S) y se unieron a ella P3N y P3S junto con los travesaños y los pórticos transversales.

9.5 Vigas armadas

Las vigas armadas se utilizan con mucha frecuencia en la construcción de puentes de acero. Generalmente se elaboran como se indica en la figura 9.

9.6 Puentes de celosías o de vigas de celosías

La amplia variedad de puentes de este tipo significa que se tiene que decidir la secuencia del trabajo de taller para cada caso concreto, dependiendo de las instalaciones del encargado del trabajo de taller.

Normalmente, los elementos de vigas de celosías remachadas se elaboraban a partir de perfiles o chapas laminadas, se unían mediante alas y almas, utilizando cartelas si era necesario, para un montaje “de piezas pequeñas” en la obra. En la figura 5 se muestra una versión moderna, el viaducto Eyrienx. Ahora se utilizan tornillos de alta resistencia en lugar de remaches.

Las barras de muchos puentes de celosías actuales son tubulares. Normalmente, en los

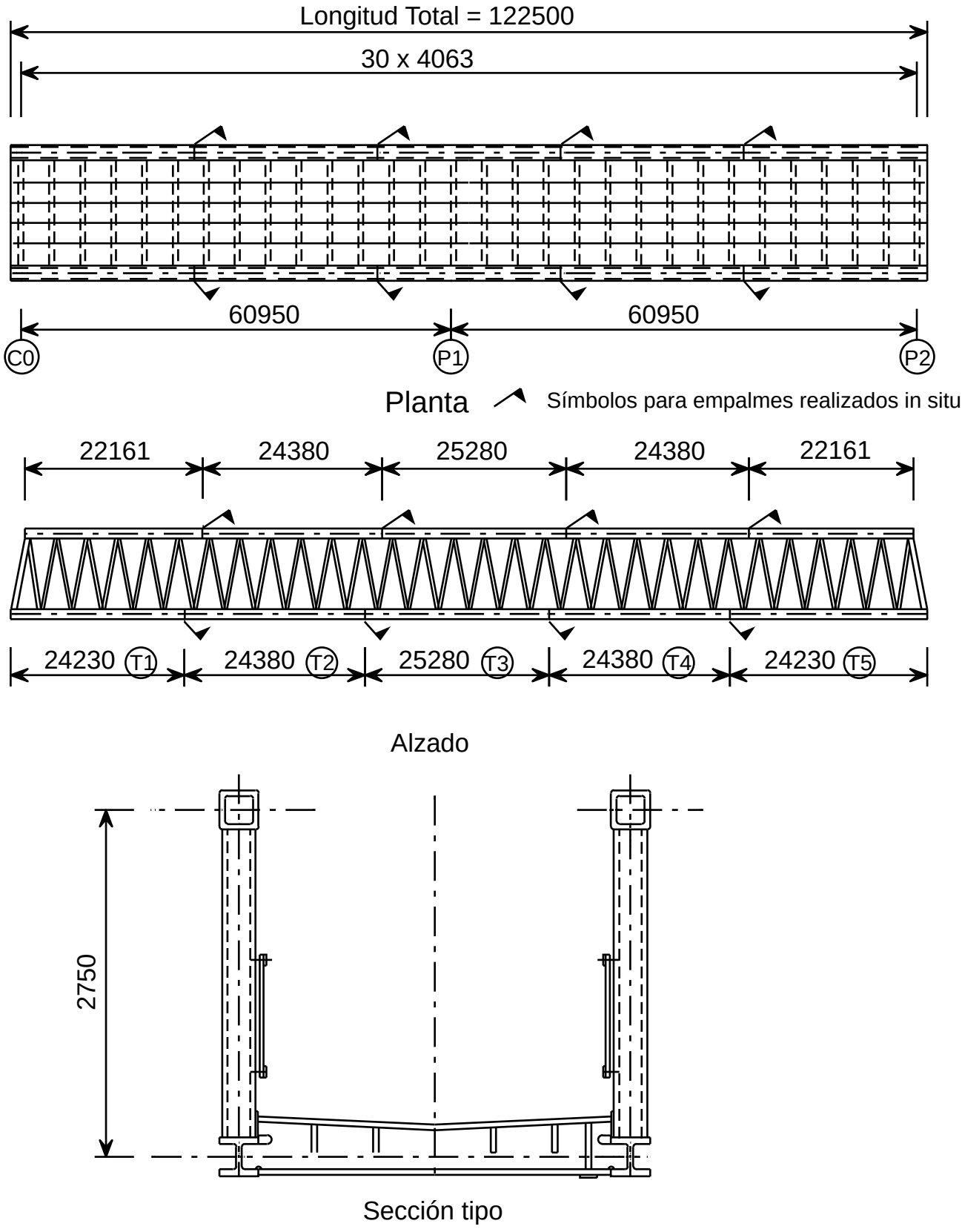


Figura 6 Pasarela peatonal en Moussac

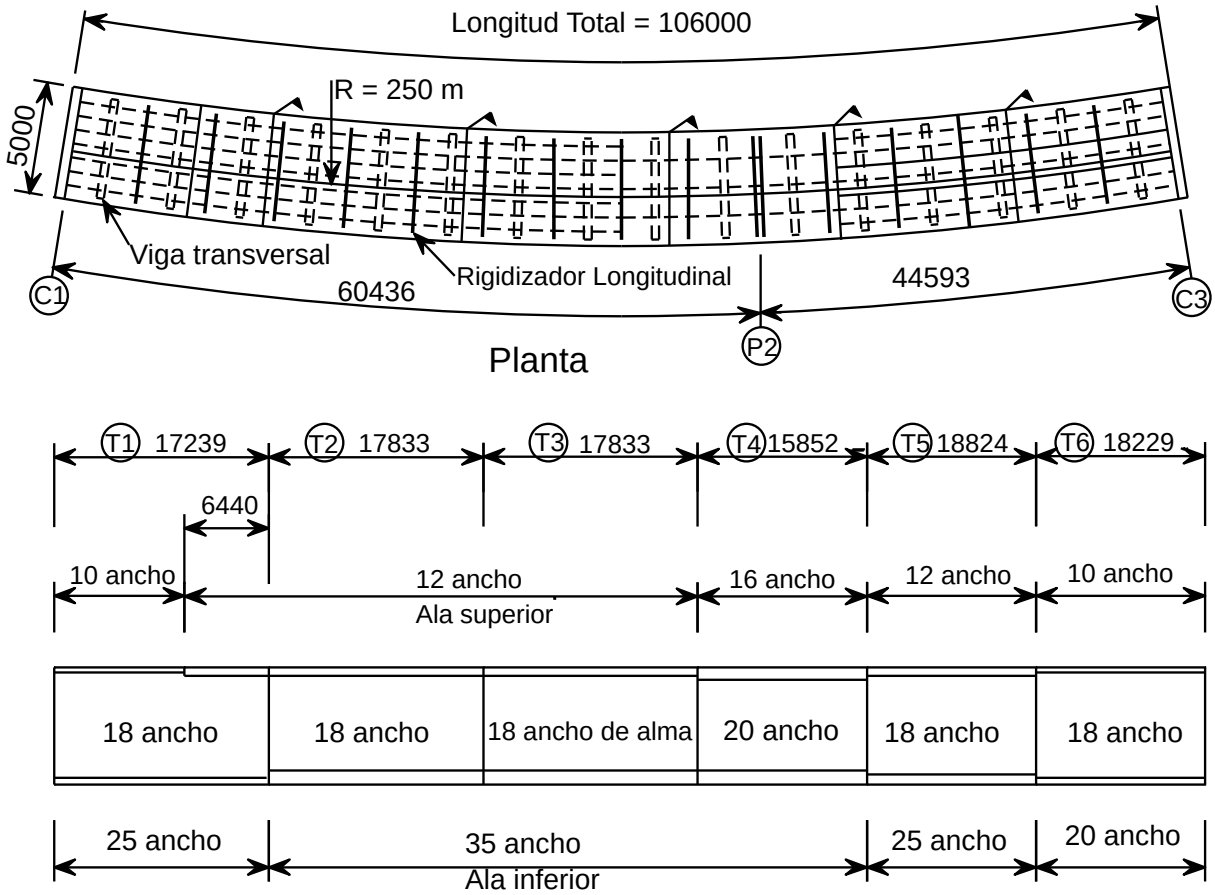


Figura 7 Viaducto Siboulet

puentes pequeños, los tubos se sueldan directamente uno a otro; la compleja curva de intersección se adapta bien a los procedimientos de CCF, formándose secciones completas en los talleres, p. ej., pasarela Moussac, figura 6.

9.7 Puentes de vigas en cajón

Los procedimientos de trabajo de taller para cajones de magnitud media, p. ej., viaducto Siboulet, figura 7, son similares a los utilizados para vigas compuestas en un puente mixto.

Las vigas en cajón requieren una soldadura de la mejor calidad. Para unir almas y alas deben usarse largos cordones de soldeo eléctrico automático por arco sumergido en atmósfera inerte. A menos que se realice muy bien, la unión de los rigidizadores longitudinales a la chapa del tablero tiene mucha tendencia a la fatiga prematura bajo la carga debida al tráfico.

Las secciones transversales en los empalmes en la obra deben elaborarse con mucha precisión; los defectos de alineación son difíciles de corregir. Los cajones que se van a empalmar en la obra generalmente se elaboran por pares y se sujetan conjuntamente y de forma temporal los elementos apropiados, con el fin de garantizar la alineación antes de soldar en el taller la sección transversal.

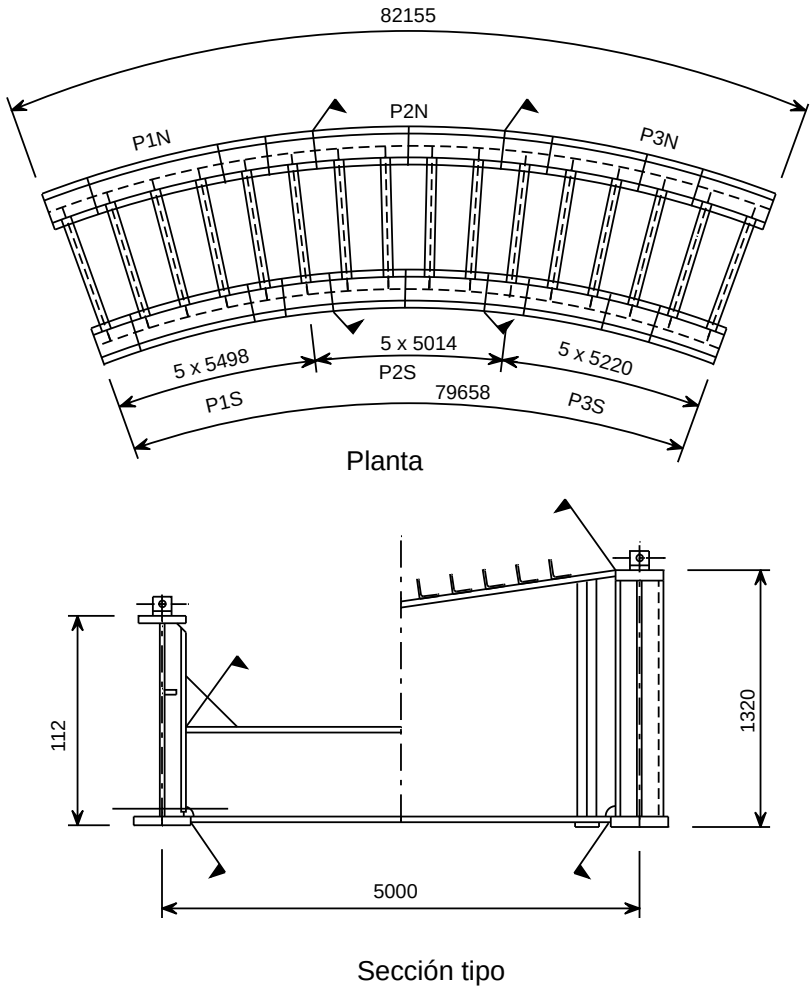


Figura 8 Sección tipo del paso elevado de ferrocarril en Clermont Ferrand

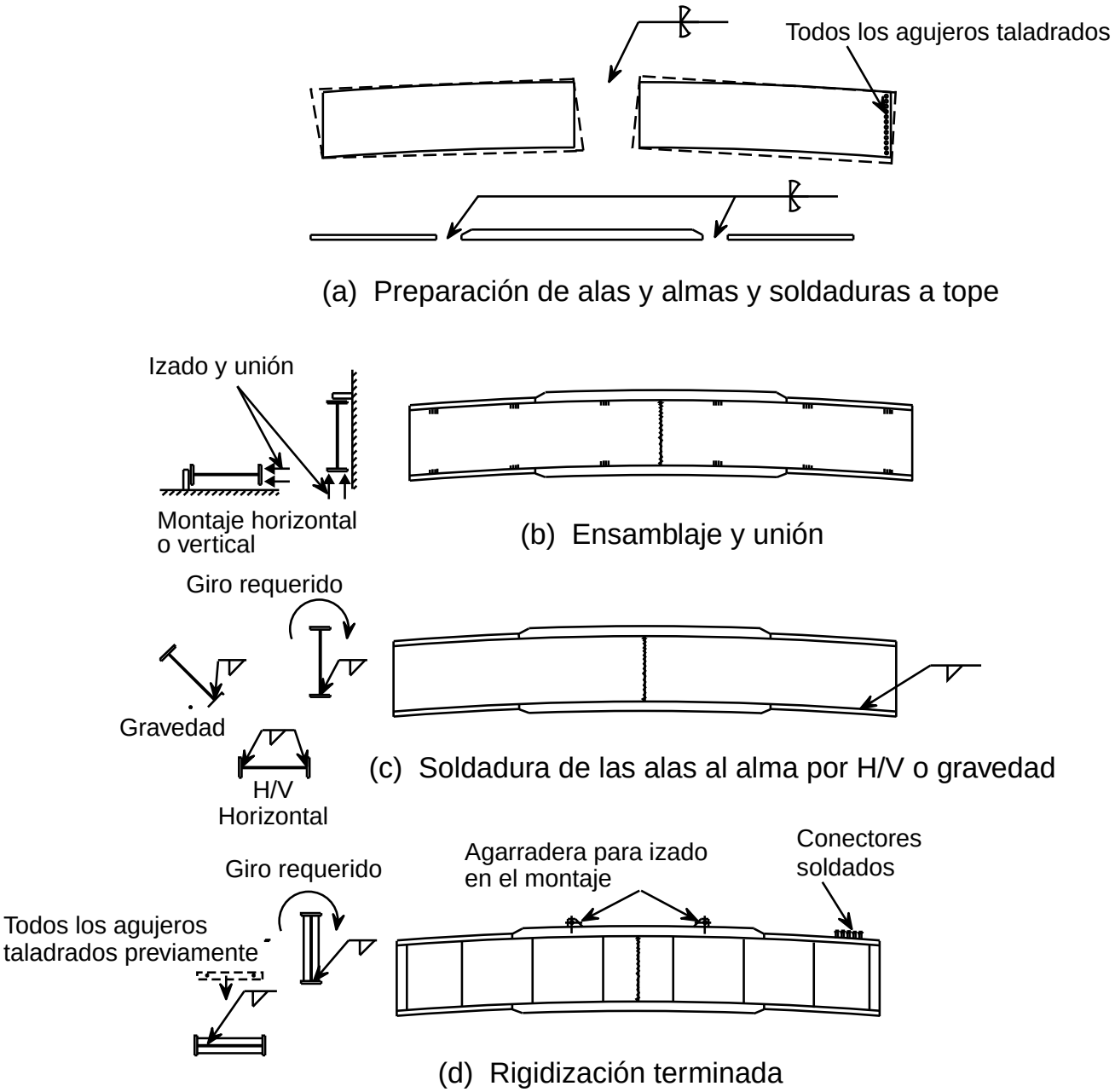


Figura 9 Secuencia de ensamblaje de una viga de alma llena

10. TRANSPORTE

El fabricante de la estructura de acero determina el método de transporte de las secciones desde el taller a la obra. Al valorar las diferentes posibilidades, tendrá en cuenta factores económicos y prácticos tales como:

- Disponibilidad, rapidez y capacidad de las posibilidades.
- Restricciones en cuanto al peso o la magnitud de las piezas que se van a transportar: Restricciones nacionales sobre las dimensiones y restricciones específicas, tales como puentes bajos, carreteras estrechas, etc., que pueden imponer restricciones adicionales en itinerarios concretos.
- Precauciones a tomar para estabilizar o proteger las piezas que se transportan.
- Instalaciones de carga y descarga de las piezas en los puntos de partida y llegada del recorrido.
- Deben proporcionarse dispositivos para izar para la entrega y el montaje.
- Detalles del método de montaje. El trabajo de taller, el transporte y el montaje se relacionan entre sí y la solución más eficaz requiere la valoración conjunta de los tres procesos.

Si es posible el transporte por barco, probablemente se pueden desplazar piezas mucho más grandes. Las consideraciones especiales incluyen:

- ¿Las piezas serán autoflotantes o habrá que transportarlas en barcazas?
- Suministro de fondeaderos, gradas de lanzamiento, diques secos, equipo de elevación y manejo, etc., incluidas las posibles instalaciones en la obra para elevar grandes secciones y colocarlas directamente en su lugar.
- Restricciones en cuanto al itinerario (p. ej., puentes, esclusas).
- Estabilidad de flotación de las unidades que se transportan, incluida la estabilidad durante las tormentas.
- Resistencia al arrastre de las unidades flotantes y, por lo tanto, potencia y disponibilidad de los remolcadores, etc., necesarios para el remolque.

11. ENSAMBLAJE Y MONTAJE EN LA OBRA

11.1 Introducción

Las piezas transportadas desde el taller pueden montarse directamente en sus posiciones finales, o quizás requieran ensamblaje en la obra hasta formar piezas más grandes antes del montaje. Durante el montaje, las tensiones de los elementos del puente pueden superar las de servicio y los operarios y el puente estarán sometidos a fuerzas ambientales (p. ej., viento, temperatura); un puente incompleto es menos resistente a dichas fuerzas. Deben reducirse los riesgos hasta un nivel aceptable mediante arriostramiento temporal o permanente, estructuras de acero adicionales o apoyos temporales adicionales que refuercen el puente y mediante barreras, arneses de seguridad, etc., que protejan a los operarios. Deben especificarse las responsabilidades de todas las personas de la obra, debiendo conocer los operarios y los supervisores la secuencia de montaje planificada. Un fallo durante el montaje podría dar lugar a la pérdida de todo un puente, junto con las vidas de operarios.

11.2 Métodos de montaje

11.2.1 Generalidades

Existen muchos métodos de montaje de puentes de acero; los cinco típicos son:

- Montaje a pie de obra;
- Lanzamiento;
- Elevación-izado;
- Montaje en voladizo;
- Deslizamiento.

Son posibles las combinaciones de estos métodos.

11.2.2 Montaje a pie de obra

Este método implica el montaje del puente a partir de sus componentes o subconjuntos individuales en su posición final, generalmente sobre cimbras o alguna otra forma de apoyo temporal, haciendo las juntas en la obra y retirando las cimbras. Debe proporcionarse un adecuado servicio de grúas que abarque toda la superficie del tablero. La presencia de cimbras puede bloquear temporalmente una carretera, vía férrea o río sobre el que se construye un puente. El montaje a pie de obra puede usarse conjuntamente con otros métodos de montaje.

11.2.3 Lanzamiento

Este método supone el montaje de un puente sobre rodillos o patines en su alineación final, pero al lado del obstáculo que se ha de cruzar. Cuando se ha finalizado, se empuja o se tira hacia adelante para cruzar el obstáculo y se hace descansar sobre aparatos de apoyo en la orilla contraria.

Aunque su principio es sencillo, el lanzamiento requiere un control muy minucioso, especialmente de los niveles, reacciones de los apoyos, desplazamientos y tensiones. Exige un análisis detallado, ya que, en las diversas etapas, las secciones de un puente pueden estar sometidas a cargas diferentes de aquéllas que se dan en estado de servicio.

El lanzamiento también requiere importantes trabajos temporales, tales como un pescante de lanzamiento de extremo frontal y un contrapeso y arriostramiento de extremo posterior, especialmente frente a la torsión. Quizás requiera también cimbras sobre las que construir el puente en la orilla y desmontar el pescante después del uso. El equipo temporal puede incluir:

- rodillos o patines sobre apoyos de oscilación;
- cabrestantes, gatos y bloqueos de tracción;
- pistas de desplazamiento transversal para realinear el lanzamiento;
- torres de levantamiento con gato y gatos verticales.

11.2.4 Izado

Este método implica levantar una parte independiente o la totalidad de un puente a o cerca de su posición final. Entre las piezas levantadas se puede encontrar desde una pequeña pasarela, de unas pocas toneladas, hasta una gran sección de un gran cruce cuyo peso sea de 1000 toneladas. La elevación puede ser una operación completa en sí misma o parte de un esquema de montaje en voladizo.

El equipo de elevación varía desde pequeñas grúas para puentes pequeños hasta grúas flotantes muy grandes para piezas importantes de puentes de estuarios; pueden utilizarse cabrestantes o gatos en la parte del puente que ya esté montada.

Las uniones con una parte ya montada pueden realizarse mientras la sección que se levanta es sustentada aún por el dispositivo elevador. Esto puede ser antieconómico si impide una pronta liberación del dispositivo; sería mejor sustentar la sección con una abrazadera temporal y desenganchar el dispositivo elevador.

El fabricante compara el ahorro económico del uso de muchos elevadores pequeños y baratos o unos pocos elevadores grandes y caros a la hora de optar por las operaciones de elevación.

11.2.5 Montaje en voladizo

Este método implica construir un puente, normalmente continuo sobre varios tramos, progresivamente a partir de uno o ambos estribos, uniendo secciones al extremo de la parte ya montada. Un tramo de anclaje se eleva o se monta a pie de obra y, a continuación, se montan en voladizo las secciones a partir de aquí, o bien elevándolas desde el nivel del suelo o bien deslizándolas a lo largo del tablero y haciéndolas descender desde el extremo. Estas operaciones requieren equipo especializado de elevación y/o descenso, así como medios para transportar grandes secciones al lugar del montaje. El contratista elige entre equipo muy pesado, a menudo construido con fines específicos, o grandes cantidades de uniones en la obra.

El montaje en voladizo permite un fácil control del perfil del puente, así como cierto control sobre la distribución final de momentos en el puente. Durante el montaje en voladizo, pueden producirse grandes tensiones. Los puentes de vigas armadas quizás tengan tendencia a inestabilidad lateral torsional de sus alas de compresión. Los voladizos largos pueden ser propensos a acción aerodinámica. Quizás sean necesarios espesores de la chapa o arriostramientos adicionales, o apoyos intermedios temporales.

El montaje en voladizo es ideal para puentes de cables atirantados múltiples, en los que los vientos actúan como apoyos intermedios.

11.2.6 Deslizamiento

Este método supone la construcción del puente desplazado lateralmente de la ubicación final para a continuación, levantarlo hasta su posición final. Por lo general se utiliza para sustituir un puente existente que no puede retirarse del servicio durante un período prolongado.

El equipo necesario para controlar esta operación incluye vigas-carril, placas de deslizamiento, gatos, cabrestantes, etc., además de lo que se necesite para construir el puente en su alineación desplazada.

11.2.7 Elección del método

El fabricante, al elegir el método, tiene en cuenta cuestiones como:

- Ubicación, topografía y orientación de la obra;
- Medios de transporte;
- Instalaciones - servicios de la obra, áreas de montaje de la obra, etc.;
- Equipo que posea o que esté fácilmente disponible;

- Destrezas especiales de su plantilla.

Por encima de todo, por supuesto, está la seguridad de la operación. El fabricante compara la viabilidad y los costes del refuerzo del puente de forma que resista las cargas impuestas sobre él por los diferentes métodos de montaje.

11.3 Control de tolerancias dimensionales

El fabricante debe finalizar un puente dentro de las tolerancias especificadas, teniendo en cuenta las flechas de carga permanente, las tensiones del montaje, la distorsión por el soldeo, la aparición de las tensiones del trabajo de taller, etc.

Durante el trabajo de taller y el montaje en la obra, la precisión depende de un correcto ajuste de las piezas y de unos buenos detalles de unión. El montaje de una gran pieza puede provocar flechas de viga significativas en ella y en el resto del puente. El fabricante debe tener en cuenta dichas flechas a la hora de detallar la estructura de acero. Durante el montaje debe comprobar que el puente presenta un rendimiento como el previsto, realizando frecuentes estudios de niveles y alineaciones críticas, etc., teniendo en cuenta efectos tales como la temperatura. Cualquier discrepancia debe analizarse antes de que continúe el montaje, ya que esto puede significar tolerancias incorrectas en el cálculo, que pueden corregirse mediante el ajuste previo de las barras, el reajuste de los niveles de alineación de los apoyos, el nuevo tensado de los vientos en los puentes de cables inclinados, etc.

11.4 Efectos del viento

Los efectos del viento en un puente pueden ser especialmente graves durante el montaje. Un puente incompleto puede presentar una reducción de la resistencia o rigidez transversales y un voladizo largo puede poseer acción aerodinámica. Puede ser necesario un arriostramiento o un venteado temporales, o quizá se requiera un amortiguamiento estructural adicional.

Normalmente, los operarios no pueden trabajar con seguridad cuando la velocidad del viento supera los 20 m/s. Este factor puede afectar a la elección del esquema de montaje en las obras desprotegidas.

11.5 Uniones en la obra

Normalmente, las uniones en la obra se realizan mediante soldadura o atornilladura, utilizando tornillos de alta resistencia (TR). Las consideraciones prácticas de las uniones en la obra incluyen:

- Ubicación y clima de la obra;
- Cantidades relativas de empalmes en el taller y la obra;
- Métodos habituales en el país de construcción;
- Conocimientos técnicos del fabricante.

Al fabricante quizás no se le conozca durante el proyecto. Después de que se le designa, puede ser que desee modificar las uniones en la obra. El director del proyecto debe estar dispuesto a hablar sobre dichas modificaciones.

Dependiendo de una resistencia global y a la fatiga satisfactorias, las uniones deben permitir el ajuste en la obra y proporcionar la tolerancia máxima para las imprecisiones del trabajo de taller.

Cualquier unión que, después de la finalización, permite un movimiento lineal relativo entre las piezas es inaceptable en un puente. Las uniones soldadas y las uniones atornilladas de alta resistencia constituyen uniones completamente rígidas entre secciones. Pueden usarse tornillos de alta resistencia en los orificios de paso, permitiendo así cierto ajuste de las piezas coincidentes antes de apretar. Puesto que tanto la soldadura como la atornilladura de alta resistencia son estructuralmente satisfactorias, la elección puede depender de los siguientes factores:

a. Preparar empalmes en la obra para la atornilladura es más caro.

b. La soldadura provoca deformación.

c. Las uniones atornilladas incompletas pueden mantenerse temporalmente en su posición con brocas de localización, mientras que las uniones soldadas requieren abrazaderas y chavetas.

d. La atornilladura requiere mano de obra menos cualificada.

e. Las uniones soldadas tienen más tendencia a la fatiga.

f. Las uniones atornilladas y soldadas en ángulo por puntos pueden experimentar problemas de corrosión.

g. Normalmente, las uniones atornilladas requieren sólo inspección visual; la mayoría de los defectos de soldadura no son visibles y la inspección requiere métodos especializados.

h. Las reparaciones de las uniones atornilladas pueden realizarse mientras prosigue el montaje. La reparación de una soldadura debe hacerse generalmente antes de continuar el montaje.

i. Las cabezas de los tornillos y las platabandas pueden obstruir equipos de montaje tales como los rodillos.

j. Las uniones atornilladas no se pueden usar en tableros de calzadas de acero, a menos que estén suficientemente recubiertas.

k. La soldadura requiere protección contra la intemperie, especialmente si se utilizan electrodos bajos en hidrógeno. La atornilladura depende menos de las condiciones climatológicas.

l. La atornilladura no es apropiada para uniones en chapas muy gruesas. La soldadura de dichas piezas puede realizarse con cuidado.

12. ORGANIZACIÓN EN LA OBRA

12.1 Generalidades

Para conseguir una construcción rápida, económica, de gran calidad técnica y -sobre todo- segura, se deben delimitar perfectamente la organización y la cadena de mando en la obra. Esto depende de la importancia y magnitud del proyecto.

12.2 El representante en la obra

El Representante en la Obra es el representante principal del fabricante en la obra. En una gran obra, puede tratarse de un Director; en una pequeña, de un ingeniero superior o un capataz. Debe estar presente de forma permanente en la obra y se ocupa personalmente de la gestión del fabricante en lo que respecta al montaje del puente.

En una obra grande, las obligaciones del Representante son en su mayoría de dirección, controlando el programa global, coordinando a los subcontratistas, si los hubiera, y delegando las tareas pormenorizadas del montaje en el personal subalterno. En una obra pequeña, él toma parte personalmente en las operaciones cotidianas. Toma decisiones que tienen que ver con la ejecución de los trabajos y comunica los problemas, cuando es necesario, a la persona responsable en la oficina principal del fabricante. Excepto en una emergencia, no está autorizado a modificar el esquema de montaje sin dicha consulta.

Mantiene un registro de la evolución de la obra y de los problemas y sus soluciones.

12.3 Personal subalterno en la obra

Dependiendo de la magnitud de la obra, el Representante tiene bajo su control a diversos niveles de personal subalterno. Define sus cometidos (técnicos, administrativos, de supervisión, financieros, etc.) y determina su jerarquía.

12.4 Información facilitada

La información facilitada al Representante para permitirle dirigir la obra incluye cuestiones tales como:

- Planos de la obra;
- Plan de conjunto y planos detallados del trabajo de taller, las uniones y el montaje;
- Detalles de geometría, niveles y contraflechas, etc., finales necesarios;
- Planos de trazado de componentes;
- Pliego de condiciones de las características de los materiales, procedimientos de ejecución, preparación de la superficie, pintura, etc.;
- Descripción del equipo de montaje e instrucciones de funcionamiento y mantenimiento del mismo;
- Relación detallada de los métodos de montaje, en la que consten los requisitos de las operaciones, incluidas flechas de viga, métodos de ajuste, precauciones sobre la climatología, inspección y ensayos, restricciones sobre las fuerzas de gatos, los cabrestantes, las grúas, etc.;
- Requisitos y normas de seguridad.

12.5 Personal del promotor en la obra

El Promotor normalmente proporciona personal en la obra, dirigido por un Ingeniero de Obra, para supervisar y verificar el trabajo del contratista, con el fin de garantizar que cumple sus obligaciones contractuales de forma segura y rápida.

13. RESUMEN FINAL

- El Promotor del proyecto de un puente debe decidir en una etapa inicial las disposiciones contractuales y financieras del proyecto.
- Un Promotor sólo debe invitar a presentarse a una licitación a fabricantes competentes y experimentados.
- Al aceptar una licitación, un Promotor quizás deba tener en cuenta otros factores que únicamente el coste más bajo.
- Un contratista de estructuras de acero debe coordinar todos los aspectos de la construcción (trabajo de taller, transporte, ensamblaje en la obra y montaje) al planificar su trabajo.
- El fabricante obtiene considerables ventajas en el uso de modernas técnicas de trabajo de taller y montaje.
- El esquema de montaje debe ser apropiado para la obra y los conocimientos técnicos disponibles.
- Deben delimitarse claramente la organización y las responsabilidades de la obra.
- Por encima de todo, la SEGURIDAD debe ser primordial en lo que constituye una operación de riesgo físico significativo.

14. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Eurocode 3: “Design of Steel Structures” ENV 1993-1: Part 1: General Principles and Rules for Buildings, CEN, 1992. Part 2: Bridges and Plated Structures.

2. Tordoff, D., “Steel Bridges”, British Constructional Steelwork Association, ISBN 0-85073-018-X.

3. Iles, D. C., “Replacement Steel Bridges for Motorway Widening”, Steel Construction Institute, 1992. ISBN 1-870004.73.6.

4. Linkerögner, W., “Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn. Rahmenplaning für Stahlbrucken”, Baumgenieur 60/1985 Springer Verlag.

5. Hansen, E., “Planning Lines Viergleisigen Eisen - Bahnbrückenzuges bei Dusseldörf-Hamm fur die Ost-West S-Bahn”, Der Stahlban, Heft 9/1980.