16

Sistemas estructurales:
Edificios

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.1.1: Edificios de una sola planta: Introducción y estructura primaria 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 ANATOMÍA Y PROYECTO DE LA ESTRUCTURA 5
2.1 Cerramiento 5
2.2 Elementos secundarios 6
2.3 La estructura 6
2.3.1 Estructuras sencillas 9
2.3.2 Estructuras de pórticos 10
2.3.3 Cerchas de celosía 10
3 CARGA 14
3.1 Cargas gravitatorias externas 14
3.2 Cargas de viento 14
3.3 Cargas gravitatorias internas 14
3.4 Grúas 14
3.5 Otras acciones 15
4 FABRICACIÓN 17
5 TRANSPORTE 18
6 MONTAJE 19
7 RESUMEN FINAL 20
8 BIBLIOGRAFÍA 20
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 20

Lección 16.1.2: Edificios de una sola planta: Cerramientos y estructura secundaria 21

1 INTRODUCCIÓN 24
2 SISTEMAS DE CERRAMIENTO 25
2.1 Revestimiento de la cubierta 27
2.2 Cerramiento de paredes 28
3 RESISTENCIA A LA CARGA DE LOS CERRAMIENTOS 29
4 FORMAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES 33
4.1 Perfiles laminados en frío 33
4.2 Perfiles laminados en caliente 34
5 RESISTENCIA A LAS CARGAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES 35
6 ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL 40
7 RESUMEN FINAL 42
8 BIBLIOGRAFÍA 42

Problema Resuelto 16.1: Diseño de un edificios industrial simple 43

1 EL PROBLEMA 46
2 TIPOS DE BARRAS 48
2.1 Cerramiento 48
2.1.1 Cobertura 48
2.1.2 Chapado de las paredes 48
3 CÁLCULO PRELIMINAR DE ESTRUCTURAS METÁLICAS 49
3.1 Cargas 49
3.2 Evaluación de la carga sobre la cubierta 49
3.3 Evaluación de la carga de viento sobre la estructura 50
3.4 Cálculo de las correas 52
3.4.1 Correa en Z laminada en frío 52
3.4.2 Cálculo de los carriles laterales 53
3.4.2.1 Carril en Z laminado en frío 53
3.5 Diseño preliminar del pórtico principal de la cubierta 53
3.5.1 Trayectorias de carga 54
3.5.2 Proyecto preliminar - nudos de la cercha articulados 55

3.6 Cálculos preliminares 56
3.6.1 Cargas (excluido el viento) - basadas en una anchura total del chapado de 30,6 m 56
3.6.2 Tamaño inicial de las barras 56
3.7 Casos de carga (cargas características) 58
3.8 Análisis 59
4 PROYECTO FINAL 64
4.1 Cordón superior 64
4.2 Cordón inferior 66
4.3 Barras internas 67
4.4 Comparación de los tamaños de las barras 68
4.5 Cálculo de apoyos 69
4.6 Estructura metálica de las crujías terminales 77
4.6.1 Cabios de la crujía terminal 78
4.6.2 Apoyos de la pared del testero 81
4.7 Arriostramiento 82
4.7.1 Arriostramiento de la cubierta (en ambos extremos del edificio) - figuras 9 y 10 82
4.7.2 Arriostramiento de las paredes del testero (en ambos extremos del edificio) (figura 12) 84
4.7.3 Arriostramiento longitudinal de la pared lateral (en ambos extremos del edificio) (figura 13) 84
4.8 Base del apoyo 85
4.8.1 Pernos de sujeción (cuatro) 86
4.8.2 Soldaduras 87
5 CIMIENTOS 88
6 PLAN DE CONJUNTO FINAL DEL PÓRTICO 89

Lección 16.2: Análisis de pórticos: Introducción y análisis elástico 91

1 INTRODUCCIÓN 94
2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE PÓRTICOS 97
2.1 Estados límite de servicio 98
2.2 Imperfecciones 98

2.3 Análisis global de segundo orden 99
2.4 Análisis global de primer orden 100
3 CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE Y REGLAS DE PROYECTO ASOCIADAS 101
4 DISEÑO PRÁCTICO Y FABRICACIÓN DE PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE 105
5 RESUMEN FINAL 108
6 BIBLIOGRAFÍA 108

Lección 16.3: Análisis de pórticos: análisis plástico 109

1 EL PÓRTICO DE ACERO ACTUAL 112
2 REQUISITOS DEL ANÁLISIS PLÁSTICO 114
3 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UNA VIGA 117
4 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UN PÓRTICO SIMPLE 121
5 PRINCIPIO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES 123
6 MÉTODO DE ANÁLISIS PLÁSTICO 124
7 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS RÍGIDO-PLÁSTICO SIMPLE AL DISEÑO DE UN PÓRTICO INCLINADO 126
8 RESUMEN FINAL 128
9 BIBLIOGRAFÍA 128
10 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 128
ANEXO A: ALGUNAS REGLAS DE CÁLCULO PARA PÓRTICOS SIMPLES 129

Problema Resuelto 16.3: Cálculo de un pórtico mediante el análisis rígido-plástico 135

1 DIMENSIONES DEL PÓRTICO 138
2 ACCIONES 139
3 CMBINACIONES DE CARGA DE CÁLCULO 140
4 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 141
5 IMPERFECCIONES 142
6 CARGAS DE CÁLCULO PARA EL ELU: COMBINACIÓN PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS PERFILES DE ACERO 144

7 DIMENSIONAMIENTO INICIAL DEL PERFIL: CABIO, APOYO Y NUDO DE LOS ALEROS 145
8 ESTABILIDAD DEL PÓRTICO Y COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN 147
9 COMPROBACIÓN DETALLADA DEL PROYECTO 152
APÉNDICE 1: CÁLCULO DE LA RELACIÓN CRÍTICA DE CARGA, V_{Sd}/V_{cr} ... 164
BIBLIOGRAFÍA 166

Lección 16.4: Vigas carril de puentes grúa 167

1 INTRODUCCIÓN 170
1.1 La viga-carril de puente-grúa y la estructura 170
2 TIPOS DE GRÚA 174
2.1 Clasificación de las grúas 174
3 CARRILES DE RODADURA 176
3.1 Juntas de los carriles 177
3.2 Fijaciones de los carriles 177
4 CARGAS SOBRE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA 179
4.1 Transmisión de cargas al ala superior 180
5 SELECCIÓN DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA 181
5.1 Proporciones óptimas de las vigas 182
6 PROYECTO DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA 183
6.1 Detalles de la unión entre la viga-carril y el soporte 184
6.2 Comdiciones de rigidez 185
6.3 Rigidizadores del alma 185
6.4 Esfuerzos transversales y pandeo por torsión lateral 186
6.5 Criterios de fatiga 187
7 RESUMEN FINAL 188
8 BIBLIOGRAFÍA 188

Lección 16.5: Celosías espaciales 189

1 INTRODUCCIÓN 192
1.1 Definiciones 192
1.2 Precedentes históricos 192

1.3 Tipos de sistemas 194
1.3.1 Introducción 194
1.3.2 Entramados bidimensionales 195
1.3.2.1 Entramados de una sola capa 195
1.3.2.2 Entramados de doble capa 195
1.3.3 Bóbedas cilíndricas 197
1.3.4 Cúpulas 199
2 DISEÑO DE SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES 201
2.1 Diseño conceptual 201
2.2 Método de proyecto 201
2.3 Dimensionamiento inicial 203
2.4 Elección del sistema estructural 205
2.5 Procedimiento de cualificación 207
3 ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES 210
3.1 Métodos de análisis 211
3.2 Hipótesis de cálculo 211
3.3 Límite de validez de los métodos descritos 212
3.4 Método de desplazamiento 213
4 FABRICACIÓN DE CELOSÍAS ESPACIALES 214
4.1 Introducción 214
4.2 El sistema estructural 214
4.3 Métodos de fabricación y montaje 216
5 RESUMEN FINAL 218
6 BIBLIOGRAFÍA 218
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 218

Lección 16.6: Estructuras especiales de una sola planta 219

1 INTRODUCCIÓN 222
1.1 Generalidades 222
1.2 Seguridad 222
2 ALGUNOS TIPOS ANTIGUOS DE ESTRUCTURAS ESPECIALES DE UNA SOLA PLANTA 225
2.1 La cubierta en diente de sierra 226

2.2 Techos de "paraguas" y de "mariposa" 226
2.3 Cubiertas arqueadas 226
2.4 Estructuras pretensadas 226
2.5 Cúpulas 227
3 ESTRUCTURAS ATIRANTADAS Y PESADAS 230
3.1 Generalidades 230
3.2 Rigidez bajo carga transversal 232
3.3 Anclaje 236
4 TIPOS ADICIONALES DE ESTRUCTURAS ESPECIALES 238
4.1 Hangares 238
5 RESUMEN FINAL 239
6 BIBLIOGRAFÍA 239

Lección 16.7: Anatomía de edificios de varias plantas 241

1 INTRODUCCIÓN 244
2 ESTRUCTURA PRIMARIA 245
2.1 Elementos bajo carga vertical 245
2.1.1 Suelos 245
2.1.2 Estructura 247
2.2 Arriostramiento a carga horizontal 253
2.2.1 Sistemas arriostrados 253
2.2.2 Sistemas rígidos 255
2.2.3 Edificios altos 256
3 ELEMENTOS SECUNDARIOS Y ACABADOS 258
4 REQUISITOS DE SERVICIO 260
5 RESUMEN FINAL 261
6 BIBLIOGRAFÍA 261
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 261

Lección 16.8: Clasificación de pórticos de varias plantas 263

1 INTRODUCCIÓN 266
2 SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO 267

2.1 Introducción 267
2.2 Definición teórica 268
2.3 Definición del Eurocódigo 268
3 PÓRTICOS RÍGIDOS 269
3.1 Introducción 269
3.2 Definición teórica 269
3.3 Definición del Eurocódigo 271
4 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS Y SIN ARRIOSTRAR 273
4.1 Introducción 273
4.2 Definición teórica 273
4.3 Definición del Eurocódigo 274
5 PÓRTICOS TRASLACIONALES/INTRASLACIONALES 275
5.1 Introducción 275
5.2 Definición teórica 275
5.3 Definición del Eurocódigo 276
6 RESUMEN FINAL 278
7 BIBLIOGRAFÍA 278
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 278

Lección 16.9: Métodos de análisis para pórticos de varias plantas .. 279

1 INTRODUCCIÓN 282
2 OBJETIVOS Y CONSIDERACIONES PRELIMINARES 283
3 ACCIONES 285
3.1 Acciones permanentes 285
3.2 Acciones variables - carga impuesta 285
3.3 Acciones variables - cargas del viento 285
3.4 Fenómenos sísmicos 287
3.5 Temperatura 288
4 ESTADOS LÍMITE 289
4.1 Estado límite último 289
4.2 Estado límite de servicio 289
5 CLASIFICACIÓN DE PÓRTICOS 293

5.1 Clasificación como arriostrado/sin arriostrar 293
5.2 Clasificación como traslacional o intraslacional 293
6 CONSIDERACIÓN DE LAS IMPERFECCIONES 294
7 MODELO Y MÉTODO DE ANÁLISIS 295
7.1 Pórticos simples 295
7.2 Pórticos continuos 296
7.2.1 Análisis elástico de primer orden 296
7.2.2 Análisis plástico global 297
8 RESUMEN FINAL 300
9 BIBLIOGRAFÍA 300

Lección 16.10: Edificios de varias plantas arriostrados e intraslacionales 301

1 INTRODUCCIÓN 304
2 ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA 306
2.1 Sistemas de arriostramiento 306
2.2 Pórticos simples 310
2.3 Forjados 313
3 PROYECTO DE LA ESTRUCTURA 315
3.1 Cargas y sus combinaciones 315
3.2 Cálculo de las vigas 315
3.3 Cálculo de los pilares 317
3.4 Sistema de arriostramiento 318
3.5 Uniones 320
4 MONTAJE 321
5 RESUMEN FINAL 322
6 BIBLIOGRAFÍA 322
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 322

Lección 16.11: Influencia de las uniones en el comportamiento de los pórticos 323

1 INTRODUCCIÓN 326
2 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES 328

2.1 Influencia de la flexibilidad de las uniones en la estabilidad elástica de los pórticos 328
2.2 Influencia de la flexibilidad de la unión en la resistencia del pórtico 331
2.3 Influencia de la resistencia de la unión en el comportamiento del pórtico 333
3 MODELIZACIÓN DE LA UNIÓN 334
4 RESUMEN FINAL 337
5 BIBLIOGRAFÍA 337

Lección 16.12: Método simplificado de cálculo para pórticos de poca altura 339

1 INTRODUCCIÓN 342
2 EL MÉTODO 343
3 ÁMBITO 346
4 ANÁLISIS GLOBAL PARA ESTADOS ÚLTIMOS EXTREMOS 350
5 CÁLCULO DE VIGAS PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 353
6 CÁLCULO DE PILARES EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 354
7 CÁLCULO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 355
8 RESUMEN FINAL 357
9 BIBLIOGRAFÍA 357

Problema Resuelto 16.2: Diseño según el momento del viento de edificios de varias plantas 359

1. PÓRTICOS Y CARGAS 362
2. IMPERFECCIONES DEL PÓRTICO 365
3. FUERZAS HORIZONTALES EQUIVALENTES 366
4. COMBINACIONES DE ACCIONES DEL ELU 367
4.1 Cargas Muertas e Impuestas 367
4.2 Cargas Muertas y de Viento 367
4.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 368
5. ANÁLISIS DEL PÓRTICO SOMETIDO A FUERZAS HORIZONTALES 370
5.1 Cargas Muertas e Impuestas 371

5.2 Cargas Muertas y de Viento 372
5.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 373
6 VIGA DE FORJADO 374
6.1 Cargas Muertas e Impuestas 374
6.2 Cargas Muertas y de Viento 376
6.3 Carga Muerta, Impuesta y de Viento 376
7 CÁLCULO DE APOYOS 377
7.1 Cargas Muertas e Impuestas 377
7.2 Cargas Muertas y de Viento 377
7.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 378
8 APOYO INTERNO 378
8.1 Cargas Muertas e Impuestas 378
8.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 379
9 APOYO INTERNO: TERCERA PLANTA 379
9.1 Cargas Muertas e Impuestas 380
9.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 382
9.3 Patrón de Carga Impuesta 382
10 APOYO EXTERNO 384
10.1 Cargas Muertas e Impuestas 384
10.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 385
11 APOYO EXTERNO: TERCERA PLANTA 386
11.1 Cargas Muertas e Impuestas 386
11.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 387
12 RESUMEN DEL CÁLCULO DE ELEMENTOS EN ELU 389
13 MOMENTOS Y ESFUERZOS INTERNOS EN LAS CONEXIONES 390
13.1 Cargas Muertas e Impuestas 390
13.2 Cargas Muertas y de Viento 390
13.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento 391

Lección 16.13: Proyecto de pórticos de varias plantas con resistencia plástica parcial y uniones semirrígidas 393

1 INTRODUCCIÓN 396
2 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES 398

3 RELACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO Y DE LAS UNIONES 405
4 UNIONES CALCULADAS PLÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS ELÁSTICAMENTE 407
5 UNIONES CALCULADAS ELÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS PLÁSTICAMENTE 408
6 RESUMEN FINAL 409
7 BIBLIOGRAFÍA 409

Lección 16.14: Métodos de análisis de pórticos de nudos rígidos 411

1 INTRODUCCIÓN 414
2 ENFOQUE DEL EUROCÓDIGO 3 DEL ANÁLISIS Y CÁLCULO 415
2.1 Enfoque general 415
2.2 Efectos de segundo orden 415
2.3 Imperfecciones 417
2.3.1 Práctica habitual 417
2.3.2 Definiciones y requisistos del Eurocódigo 3 417
3 MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO GLOBAL 419
3.1 Premisa 419
3.2 Análisis elástico global de primer orden 419
3.3 Análisis elástico global de segundo orden 420
3.3.1 Efectos locales de segundo orden (P-delta) 421
3.3.2 Efectos de segundo orden globales (P-Delta) 422
3.3.3 Evaluación aproximada de los efectos de segundo orden 422
3.4 Cálculo de fuerzas y momentos externos 422
3.4.1 Efectos de las deformaciones 422
3.4.2 Pórticos arriostrados 423
3.4.3 Pórticos intraslacionales 423
3.4.4 Métodos de cálculo para el análisis elástico de pórticos traslacionales (métodos directos e indirectos) 424
3.5 Requisitos de las secciones transversales 425
4 MÉTODOS DE ANÁLISIS PLÁSTICO GLOBAL 426
4.1 Análisis rígido-plástico 426

4.1.1 Hipótesis, limitaciones y requisitos de las secciones transversales 426
4.1.2 Cálculo del multiplicador de clapso de las cargas 427
4.2 Análisis elástico-perfectamente plástico 427
4.2.1 Requisistos de las secciones transversales 428
4.3 Análisis elastoplástico 428
4.3.1 Requisitos de las secciones transversales 429
4.4 Cálculo de esfuerzos y momentos 430
4.4.1 Análisis plástico de pórticos traslacionales 430
5 RESUMEN FINAL 431
6 BIBLIOGRAFÍA 431
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 431

Lección 16.15: Proyecto de edificios altos 433

1 INTRODUCCIÓN 436
2 EVOLUCIÓN DE LOS SISTEMAS 438
2.1 Sistemas de pórticos a cortante 438
2.2 Sistema de triangulación y pórtico a cortante 439
2.3 Pórticos, celosías verticales, perimetrales y de conexión 440
2.4 El tubo porticado 441
2.5 El tubo triangulado 445
2.6 Sistema de tubos agrupados o tubo modular 446
2.7 Sistemas mixtos de acero y hormigón 448
2.7.1 Sistemas de tubos compuestos 449
2.7.2 Sistemas arriostrados en el núcleo 449
3 ESTRUCTURAS ALTAS 451
3.1 Superestructura o megaestructura 451
3.2 Supertubos triangulados 456
4 SISTEMAS DE ACERO VISTO 457
5 RESUMEN FINAL 459
6 BIBLIOGRAFÍA 459
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 461

ESDEP TOMO 16
SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.1.1: Edificios de Una Sola Planta: Introducción y Estructura Primaria

OBJETIVOS/CONTENIDO

- Describir la anatomía de los edificios de una sola planta, revestimiento, elementos secundarios y estructuras porticadas principales.
- Clarificar cómo se apoyan las cargas.
- Presentar los principios básicos del diseño y el análisis de un edificio de una sola planta.
- Ofrecer un ejemplo de diseño.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.1:	Proceso de Diseño
Lección 2.3:	Bases para la Determinación de Cargas
Lección 2.5.1:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales
Lección 11.1:	Elementos de Pequeño Espesor

LECCIONES AFINES

Lección 16.1.2:	Edificios de Una Sola Planta: Cerramientos y Estructura Secundaria
Lección 16.2:	Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
Lección 16.3:	Análisis de Pórticos: Análisis Plástico
Lección 16.4:	Vigas Carril de Puentes Grúa
Lección 16.5:	Celosías Espaciales
Lección 16.6:	Estructuras Especiales de Una Sola Planta

RESUMEN

Los edificios de acero de una sola planta se utilizan para acoger distintas funciones, como fábricas, instalaciones de ocio y supermercados. La estructura está formada por distintos elementos. La lección examina la función de cada uno y ofrece indicaciones generales sobre su coste en relación al coste total del edificio.

La lección también proporciona información sobre cargas, sobre los distintos factores que influyen en el concepto de estructura principal y sobre consideraciones relacionadas con el proceso de construcción de la estructura.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción metálica se utiliza en la mayoría de edificios de una sola planta no residenciales, en los que representa el 90% en el RU y el 70% en Francia. Esta gran proporción es debida a la posibilidad de diseñar estructuras de acero relativamente ligeras, con grandes luces y duraderas que son fáciles de erigir con seguridad y rapidez. Los desarrollos de cerramientos de acero y sistemas de correas ligeras y carriles que se han llevado a cabo en los últimos años han permitido a los arquitectos e ingenieros crear proyectos económicos y atractivos para una amplia gama de aplicaciones y destinos.

A medida que se desarrolla la tecnología, la velocidad de cambio es muy rápida en cualquier actividad. Los clientes, por tanto, esperan que la vida de sus edificios supere con creces a la prevista por su plan de conjunto. Un requisito primordial es, en consecuencia, la flexibilidad de programación resultante de la demanda del menor número posible de pilares. La posibilidad de proporcionar luces de hasta 60 m, aunque las habituales estén sobre los 30 m, por medio de acero ha obtenido gran aceptación para edificios comerciales y de ocio. La ligereza y flexibilidad de este tipo de estructuras metálicas reduce el tamaño y el coste de los cimientos y las hace menos sensibles a las características geotécnicas del suelo.

La base de proyecto de la mayoría de edificios industriales de una sola planta estriba esencialmente en proporcionar una estructura carente de pilares internos o con un número limitado de ellos. En principio, se realiza una construcción de cuatro paredes y una cubierta para una estructura de una o varias naves. Las paredes pueden estar formadas por crujías de acero con revestimiento, que puede ser de chapa plana o perfilada, hormigón pretensado o mampostería. El proyectista tiene en consideración un sistema de vigas o marcos (reticulares o tradicionales) de acero de construcción para soportar el revestimiento del techo. Se utilizan secciones huecas (circulares o rectangulares) y tradicionales (perfiles en I, ángulos, etc.), así como perfiles conformados en frío.

Los marcos reticulados ligeros del techo de un edificio industrial proporcionan una estructura resistente y eficaz de diseño sencillo, ejecución económica y que con frecuencia satisface los requisitos arquitectónicos. Mientras que la envoltura estructural y el proyecto son “básicamente” simples, es vital comprobar correctamente las cargas aplicadas a la estructura y predecir los tramos de carga de las planchas sobre las correas y los carriles laterales, la viga de la cubierta y, finalmente, sobre los cimientos y el suelo.

2. ANATOMÍA Y PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

El diagrama de la figura 1 muestra la estructura de un edificio normal de una sola planta. Está formada por tres elementos principales: cerramientos laterales y de cubierta, perfilería de soporte de cerramientos y estructura, incluidos todos los arriostramientos necesarios. Además, el edificio necesita cimientos que se han de diseñar y realizar previendo la transmisión de todas las cargas al suelo.

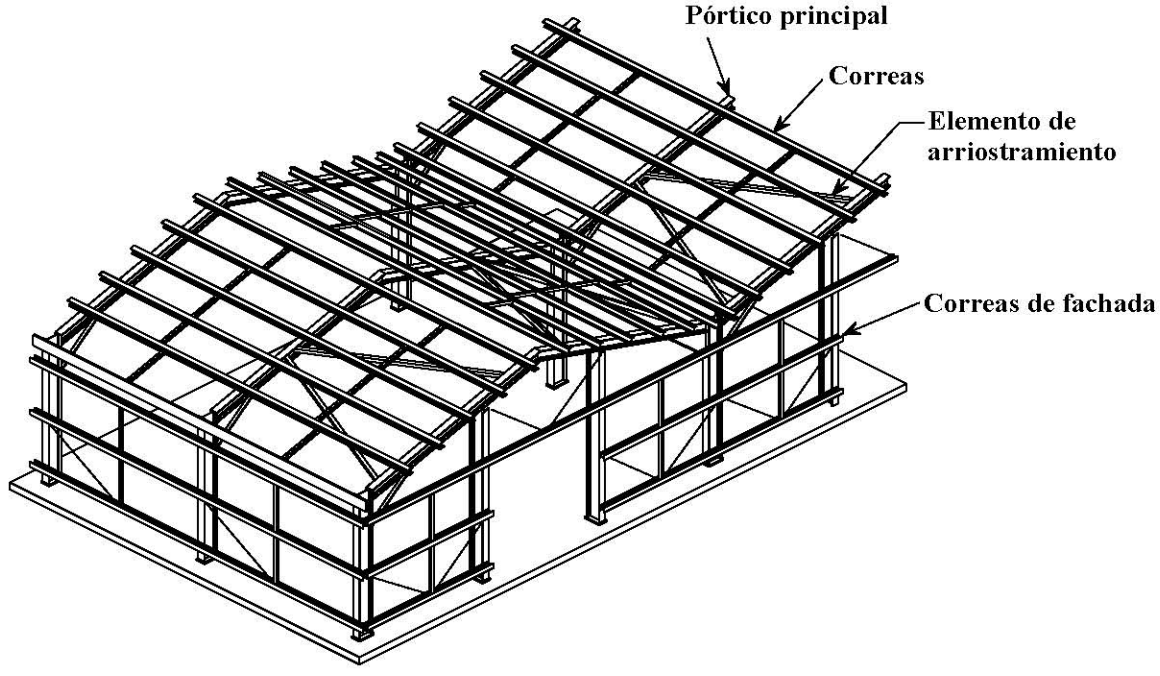
2.1 Cerramiento

Las funciones principales del cerramiento son proporcionar recubrimiento, protección y un aspecto atractivo. En consecuencia, el revestimiento es el elemento más importante del edificio. Puede representar alrededor del 50% del coste total incluso si se aplican elementos relativamente sencillos. La estructura tiene la única misión de soportar el cerramiento y los servicios.

Los requisitos de paredes y cubierta son algo distintos, aunque ambos deben ser resistentes a la intemperie, duraderos y aislantes.

La resistencia de la cubierta a la intemperie es claramente esencial, en particular cuando está poco inclinada.

En el caso de las paredes, el aspecto será la prioridad principal al hacer la selección. Los cerramientos formados con chapas metálicas se han situado como la opción más popular desde su aparición en la década de 1970. El substrato más habitual es el acero, con el aluminio como segunda, y más cara, elección. El mayor coeficiente de expansión del aluminio puede provocar dificultades en algunas circunstancias.



Nota: No aparecen representados ni los cerramientos ni los cimientos
Para mayor claridad se han omitido algunos arriostramientos de las cerchas

Figura 1 Componentes de una estructura de pórticos

2.2 Elementos Secundarios

En los edificios normales de una sola planta, el cerramiento se apoya en las barras secundarias, que transmiten las cargas a la estructura del edificio.

Una solución económica la proporcionan los perfiles ligeros conformados en frío [1]. Estos perfiles tienen una forma patentada y se fabrican bajo pedido en máquinas de laminación "controladas por ordenador". Estos procesos son muy eficaces dado que los componentes se entregan a pie de obra realizados exactamente según las necesidades. Como resultado, los tiempos de fabricación y montaje se reducen al mínimo y se eliminan los desechos de materiales. Con los laminados de gran volumen, el contenido de material de las correas y raíles supone una parte importante del coste y los fabricantes han desarrollado perfiles extremadamente eficaces respecto al aprovechamiento del material. Los más habituales son los perfiles en Z, Z modificadas y sigmas, tal como se muestra en la figura 2. Las luces suelen ser de 5 a 8 m, aunque pueden conseguirse de hasta 12 m.

También es habitual la utilización de perfiles laminados en caliente como vigas en C o en I, menos sensibles al efecto de inestabilidades puntuales. La distancia entre ejes de los pórticos se reduce en tal caso a 5 o 6 m.

En general, el desglose de costes de los distintos elementos nos daría 50% para el cerramiento, 10% para correas y carriles, 30% para la estructura principal y 10% para los cimientos. Estas cifras son indicativas, ya que existe una gran variación según la calidad y el coste del cerramiento, que es el mayor elemento individual. El cerramiento puede variar de 10 ecu/m^2 a más de 150 ecu/m^2.

El resto de esta lección está dedicado a la estructura. El cerramiento y los elementos secundarios se tratan en la lección 16.1.2.

2.3 La Estructura

Las cargas se transmiten de la chapa a las correas y perfiles que, a su vez, están soportados por una estructura primaria (o principal). Estas cargas pueden obtenerse en los reglamentos correspondientes. Incluyen:

- el peso propio del cerramiento, de los elementos secundarios (correas y perfiles) y de la propia estructura,
- las cargas aplicadas de los servicios, etc.
- las cargas verticales y horizontales de las grúas,
- las cargas de nieve,
- las cargas de viento,
- los efectos de los terremotos (en algunas zonas).

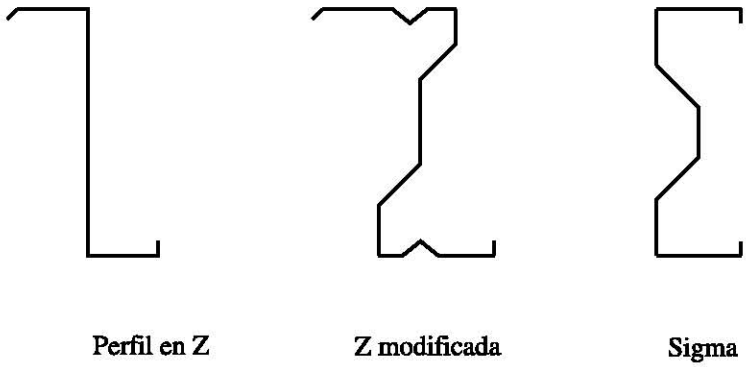


Figura 2 Correas conformadas en frío

Cuando la longitud de la estructura no es muy grande, digamos de 50 a 100 m, y en función del campo de temperaturas, es una práctica habitual no tener en consideración los efectos de los cambios de temperatura. Otra práctica habitual es no considerar el asentamiento diferencial de los cimientos cuando está por debajo de 2 cm.

El viento, por supuesto, provoca cargas de presión, aspiración y

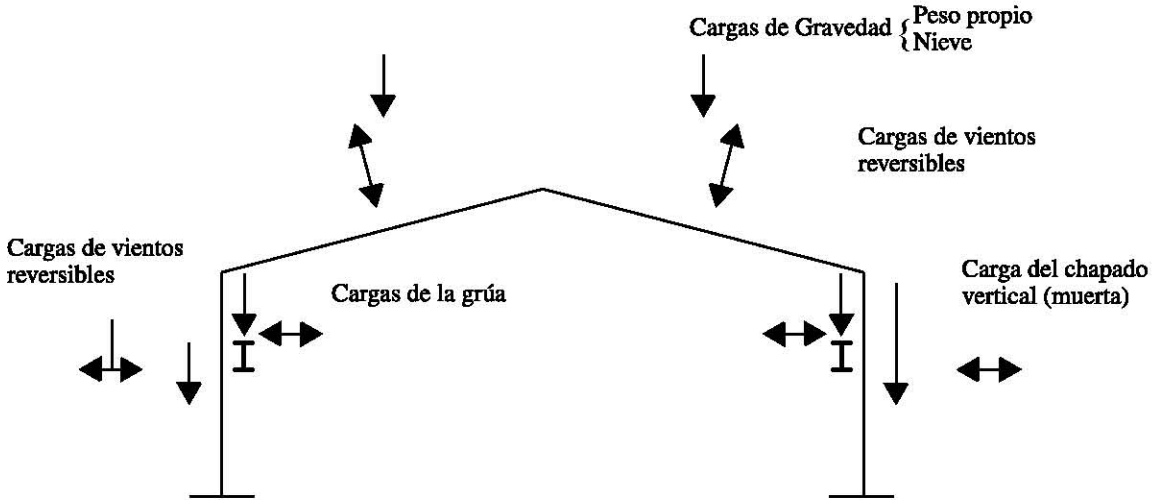


Figura 3 Cargas que actúan dentro del plano del pórtico

tangenciales sobre el cerramiento. La figura 3 muestra los distintos componentes de la carga que se deben considerar al realizar el proyecto.

La distancia entre ejes de los pórticos estructurales principales será normalmente de 5 a 8 m. Aunque son cada vez más populares las distancias mayores, un análisis de las ventas de un fabricante de correas muestra que la distancia más habitual son los 6 m. La forma estructural más elemental de una sola planta está formada por un par de pilares verticales con una viga apoyada sobre ellos. Para ser prácticos, es necesaria una cierta inclinación de la cubierta para disponer de un drenaje adecuado. En luces pequeñas, para las que es adecuada esta disposición, la inclinación puede conseguirse en los acabados o por medio de una pendiente nominal de la viga. Esta forma de construcción se muestra en la figura 4. La estabilidad frente a la carga de viento puede proporcionarla el cerramiento, fijado entre pórtico y pórtico. Esta estructura simple se utiliza en construcciones de pequeño tamaño. Sólo es adecuada luces de hasta unos 12 m.

Para luces mayores, esta solución sencilla es, en general, antieconómica. En tal caso, los pórticos a dos pendientes y las cerchas de celosía son soluciones más competitivas.

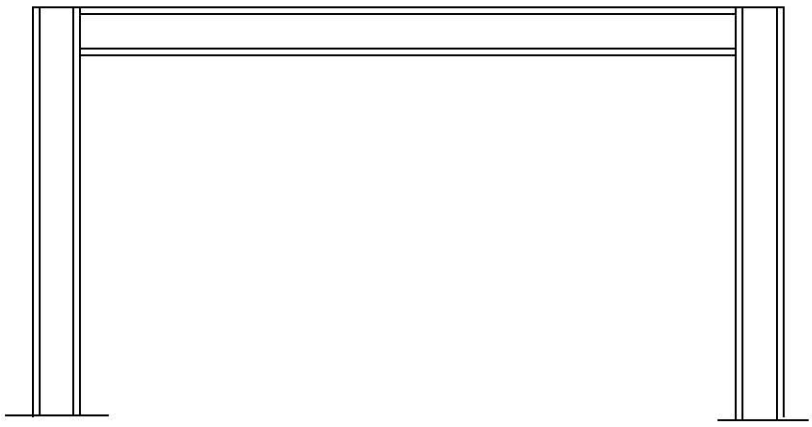


Figura 4 Forma básica de estructura de una sola planta

La figura 5 muestra algunas opciones utilizadas con frecuencia para los pórticos. Las soluciones más habituales son las bases articuladas, cuando no se debe soportar ninguna grúa, y la versión totalmente rígida si es necesario soportar las cargas de una grúa o conseguir desplazamientos horizontales menores. En cualquier caso, con pórticos de base fija se obtiene menor peso de acero, aunque el coste adicional de los cimientos de los apoyos puede superar el ahorro de acero.

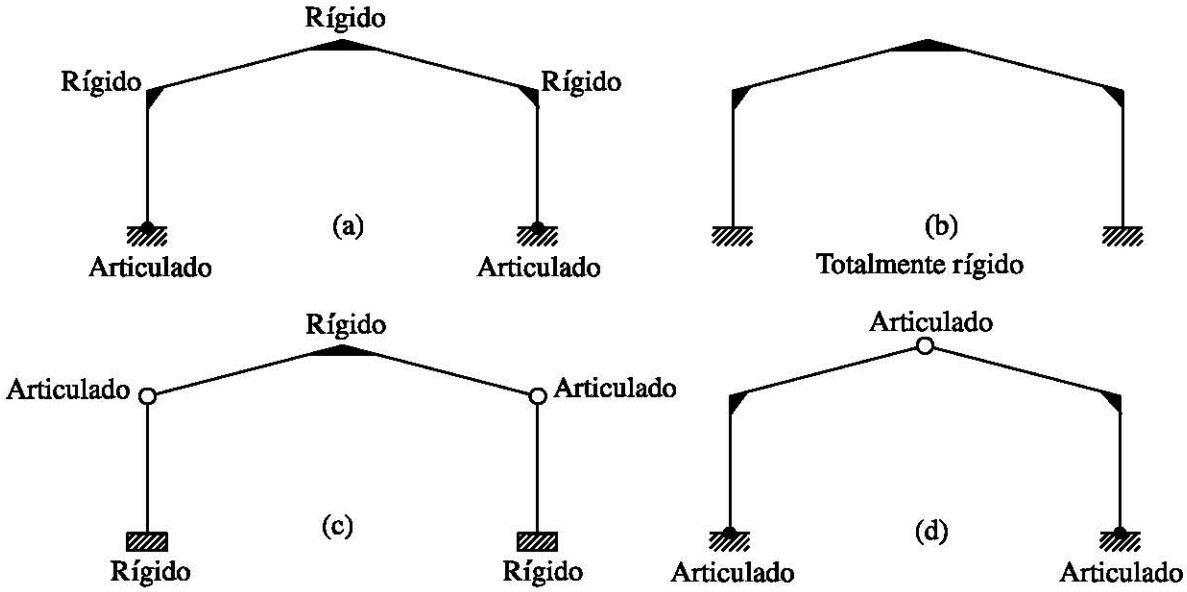
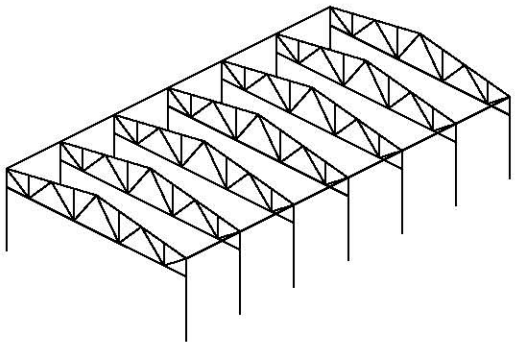


Figura 5 Distribución básica para pórticos

La figura 6 muestra un ejemplo de pilar macizo con una viga de celosía normal.

Sea cual sea la solución elegida, todas las cargas deben transferirse al suelo de forma homogénea, incluso en el más sencillo de los edificios. La adición de un arriostramiento se trata en la lección 16.1.2.

Las correas conectadas al ala superior del cabio y los perfiles conectados al ala del pilar exterior pueden restringir el pandeo de la estructura principal. La figura 7 muestra tres formas



Nota: Los elementos de arriostramiento se han admitido

Figura 6 Solución tipo con vigas de celosía

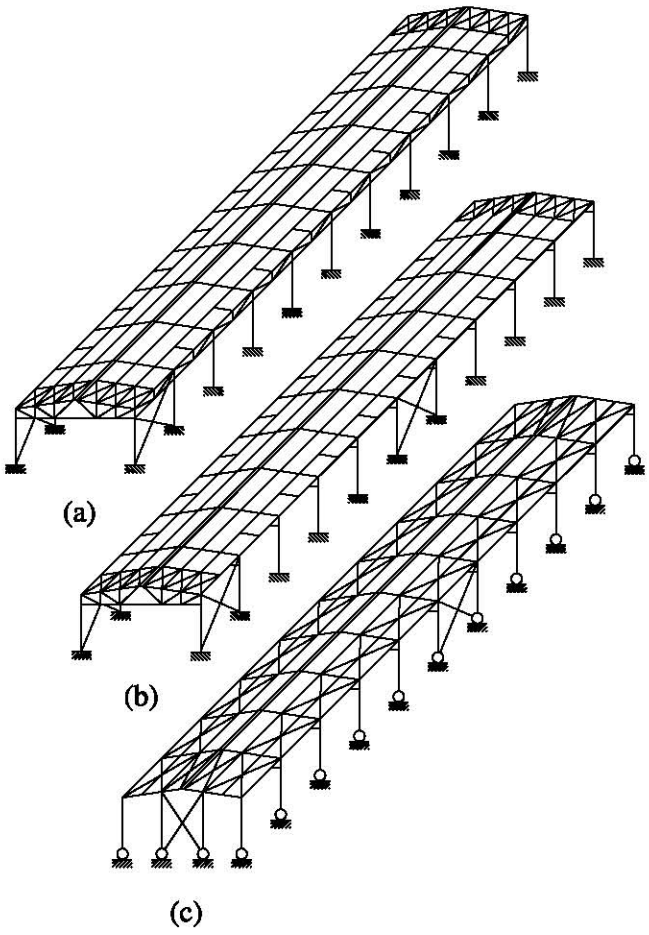


Figura 7 Formas habituales de arriostramiento

habituales de conseguir una restricción adecuada.

El cálculo plástico de los pórticos limita de 1,8 a 2 m la separación entre restricciones. En las zonas con rótulas plásticas es necesario incluir arriostramientos entre el perfil y el ala interior para evitar el pandeo lateral del ala comprimida. Las luces de cerramiento entre las correas y los perfiles comerciales son económicos en esta gama de distancias para satisfacer las necesidades de resistencia y drenaje.

Si se utilizan estructuras de celosía, se evita la flexión secundaria del cordón superior si las correas se apoyan en los puntos nodales. A menudo resultan económicas y adecuadas las separaciones alrededor de 1,8 m.

También es posible utilizar el revestimiento como una capa tensada que transmita las fuerzas horizontales generadas por el viento sobre la cubierta y también la tendencia del pórtico al pandeo fuera del plano.

2.3.1 Estructuras sencillas

La sección transversal mostrada en la figura 4 es, sin lugar a duda, la solución más simple que puede usarse para dotar de integridad estructural a edificios de una sola planta. Utilizada preferentemente en luces de hasta 10 m, en los que es aceptable una estructura de cubierta plana, el pórtico está formado por perfiles normalizados laminados en caliente con uniones simples o resistentes a la torsión.

Las cubiertas planas son claramente difíciles de impermeabilizar, dado que las flechas de las vigas transversales horizontales favorecen el estancamiento del agua de lluvia, que tiende a penetrar en los solapes de los perfiles de revestimiento tradicionales y, también, en cualquier punto débil del recubrimiento externo. Para contrarrestarlo, o bien se arquea la viga transversal para proporcionar a la cubierta la caída necesaria o bien se inclina el propio revestimiento un ángulo determinado para facilitar el drenaje del techo.

Dada la necesidad de controlar las flechas excesivas, los perfiles tienden a ser más pesados de lo requerido a efectos de resistencia, en especial si la viga transversal está diseñada como libremente apoyada. En su forma más simple, la viga transversal está diseñada para apoyarse entre pilares. Por lo que respecta a las cargas gravitatorias, los pilares están en compresión directa, dejando aparte un ligero momento de flexión en su parte superior debido a la excentricidad del apoyo de las vigas. La viga transversal trabaja a flexión debido a las cargas gravitatorias aplicadas, mientras que el ala de compresión queda restringida bien por correas, que soportan la chapa del techo, bien por una mampara de techo a medida que puede tenderse entre los pórticos principales y que debe afianzarse adecuadamente.

La resistencia a las cargas laterales se consigue utilizando una vigueta longitudinal, normalmente situada dentro del centro de la viga transversal, que transmite la carga de la parte superior de los pilares a los arriostramientos del plano vertical y, a través de ellos, a los cimientos. En general el arriostramiento está diseñado como una estructura articulada, en línea con las uniones sencillas utilizadas en el bastidor principal.

Los edificios que utilizan la construcción de viga y pilar tienen a menudo recubrimientos de mampostería en el plano vertical. La mampostería debe diseñarse cuidadosamente para proporcionar el arriostramiento transversal vertical, actuando de manera similar a los muros a cortante (rigidización) de un edificio de varias plantas.

También puede conseguirse resistencia a la carga lateral utilizando uniones rígidas en la unión soporte/viga o diseñando los pilares como elementos en voladizo.

Las uniones rígidas y las uniones pilares/cimiento rígidas también reducen la flecha de la viga y necesitan menos cantidad de acero de construcción en la estructura.

2.3.2 Estructuras de pórticos

Tal como ya se ha explicado, las dos disposiciones más habituales son los pórticos con bases articuladas, si no se debe soportar una grúa, y los pórticos rígidos, utilizados a menudo si hay una grúa. Estas formas son a la vez funcionales y económicas. La estabilidad en el plano deriva de la incorporación de uniones resistentes a flexión en la parte superior y en las conexiones entre viga y soporte en el primer caso, y también en la base en el segundo caso [2].

La pendiente de la cubierta necesaria la proporciona el revestimiento soportado por correas que, a su vez, son soportadas por las barras de la estructura principal. Las exigencias arquitectónicas llevan a la utilización de las menores inclinaciones compatibles con la impermeabilización. La inclinación más habitual está alrededor de 6%, pero se han llegado a utilizar inclinaciones tan reducidas como 1%.

Los pórticos se construyen con pares y pilares en I con acartelamientos en las uniones de los hombros, tal como se muestra en la figura 1. La longitud del refuerzo es aproximadamente el 10% de la luz y puede realizarse con chapa soldada o, más habitualmente, cortando un perfil laminado. La altura en el encuentro con la cara del pilar suele ser ligeramente mayor que con el perfil del par. El diseño de estas estructuras se trata en las lecciones 16.2 y 16.3. Los pórticos también pueden construirse con perfiles ahusados en lugar de rectos. Los pórticos de este tipo son habituales en Estados Unidos y cada vez más frecuentes en Europa. Los perfiles se fabrican a partir de chapa, en máquinas de soldadura automáticas. La posibilidad de modificar el espesor de alma, las dimensiones del ala y el centro del perfil tiene como resultado una gran eficacia de los materiales. Para maximizar el ahorro se utilizan perfiles muy delgados de canto grande. En la lección 16.3 se explican métodos de diseño adecuados. Además de la economía de materiales, presentan los beneficios de las menores flechas resultantes de la gran rigidez en el plano de las secciones profundas.

Los pórticos son particularmente económicos en luces de hasta 40 m y, si la programación interna lo permite, son efectivas las configuraciones multinave con luces de 20 a 30 m. Se han utilizado en estructuras con luces de hasta 75 m.

2.3.3 Cerchas de celosía

La figura 8 muestra una estructura normal construida con cerchas de celosía. Las cerchas de celosía son más ligeras que los pórticos equivalentes para luces superiores a 25 m, aunque la

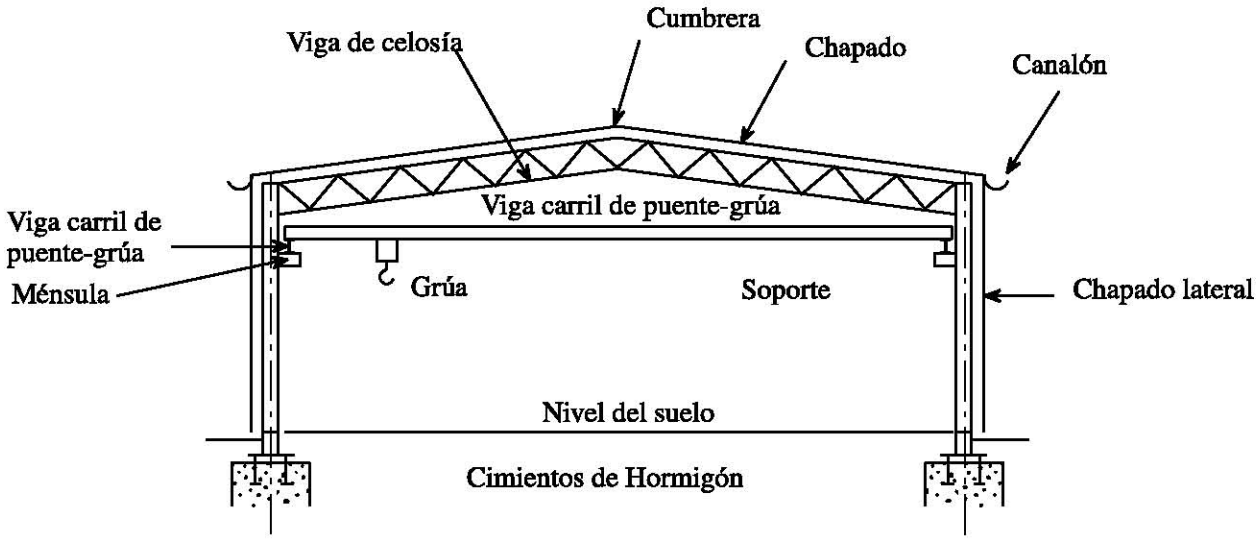


Figura 8 Estructura de una sola nave y una planta con cubierta a 2 aguas

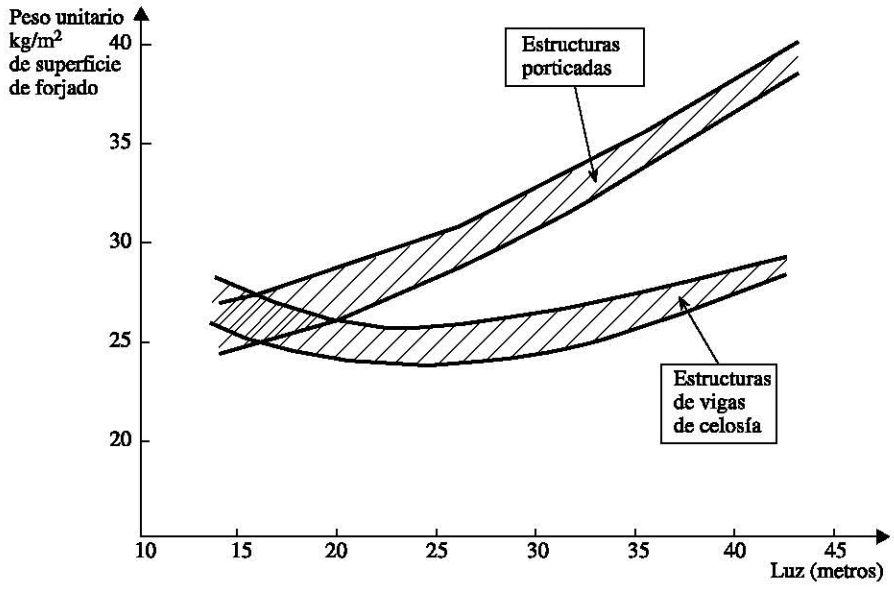


Figura 9 Comparación entre el peso de una estructura porticada y el de estructuras de celosía

mano de obra adicional aumenta los costes de fabricación [3]. La figura 9 ofrece una orientación sobre los pesos de material relativos. No es posible hacer una afirmación definitiva, pero en base a los requisitos estructurales los sistemas de cerchas suelen ser eficientes en relación a los costes para luces de más de 50 m.

Dado que las vigas de celosía tienen un momento de inercia y un módulo de sección mucho mayores a los correspondientes a un perfil en I de peso similar, tienen mayor rigidez y resistencia a la carga. Estas mejores propiedades vienen acompañadas, no obstante, por unos costes de fabricación y montaje superiores, debido al esfuerzo necesario para las uniones. De esta forma se han realizado luces de hasta 80 m.

Al decidir el tamaño de los distintos elementos de la viga de celosía, el ingeniero debe tener en cuenta que es probable que haya tensiones inversas provocadas por el viento.

Las estructuras se colocan habitualmente con una distancia entre ejes de 6 a 8 m. Estas separaciones ofrecen en general soluciones económicas para la disposición de las correas conformadas en frío y los perfiles laterales.

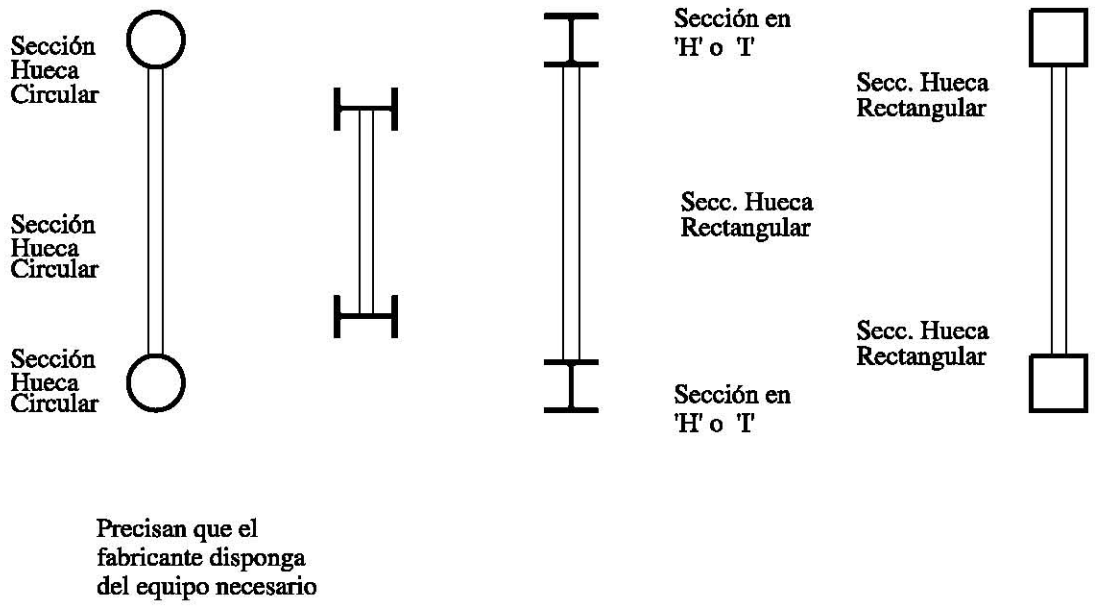


Figura 10 Varios diseños de vigas de celosía

En general, la decisión sobre los tipos de barras que se van a utilizar para la celosía se toma en una fase temprana del proceso de proyecto conceptual. Hay varias alternativas:

a. Secciones huecas, circulares o rectangulares.

b. Perfiles tradicionales: angulares, secciones en T, en U o en I.

c. Combinación de (a) y (b).

La viga de celosía seleccionada debe reflejar no sólo el objetivo del diseño de conseguir la estructura más ligera sino también los requisitos de fabricación y montaje.

En la figura 10 se muestran ejemplos de la forma compuesta en los que los cordones son perfiles en I y las barras de alma son perfiles huecos rectangulares. Los perfiles en I permiten la fácil conexión de los servicios a la viga de celosía y a los pilares. El arriostramiento del plano de la cubierta puede conseguirse utilizando barras simples en el plano y uniones simples o bien aprovechando la rigidez relativa de un perfil en I o en H.

Las ventajas específicas de las secciones huecas (y los tubos) en comparación con las secciones tradicionales (perfiles en I, en U o angulares) son la elevada relación de resistencia respecto al peso, la máxima eficiencia respecto a la tracción, eficacia a compresión, buenas propiedades a torsión, aspecto y mantenimiento. Al considerar la utilización de secciones huecas circulares o secciones huecas rectangulares, el proyectista debe recordar que no todos los fabricantes están plenamente equipados para fabricar secciones huecas circulares (los costes de unión se reducen considerablemente si se eligen cordones de secciones huecas rectangulares junto con barras de alma de secciones huecas circulares o secciones huecas rectangulares). Las principales desventajas de las secciones huecas circulares y secciones huecas rectangulares son el mayor coste de las uniones en algunos nodos y las dificultades relativas de realizar uniones in situ para los servicios (eléctricos, etc.). Además, respecto a los perfiles tradicionales, los costes básicos en relación al tonelaje son superiores (aunque se fabriquen estructuras de menor peso).

Las pendientes relativas de las barras internas deben tenerse en cuenta en relación con el proceso de especificación y construcción. Si son paralelas entre ellas, el ángulo de corte en cada extremo es idéntico para todas las barras.

La decisión final sobre los tipos de barras a utilizar puede estar influida por la estética y no por el coste.

Los primeros edificios industriales se construían con disposiciones de cercha en dien-

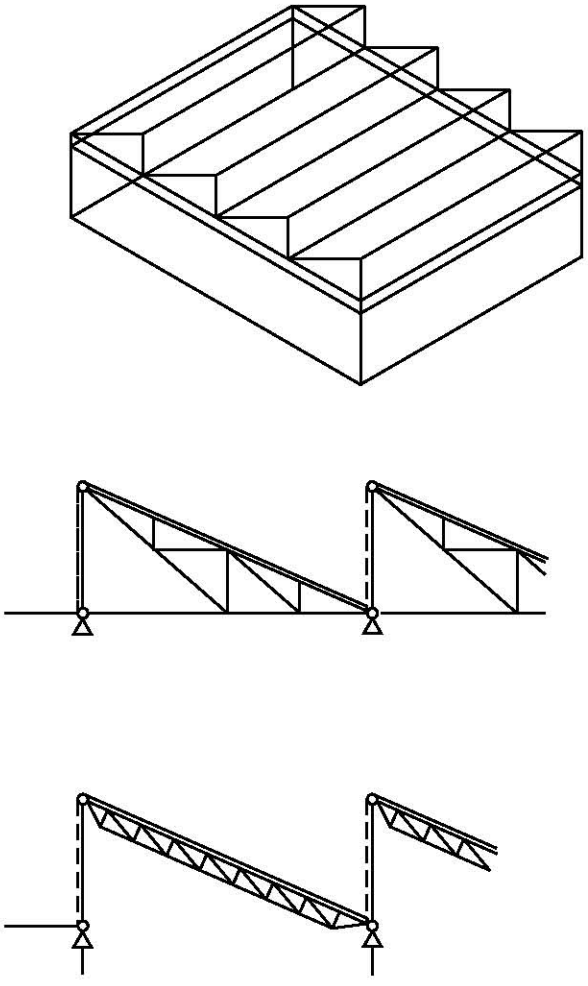


Figura 11 Cubiertas en diente de sierra con cerchas

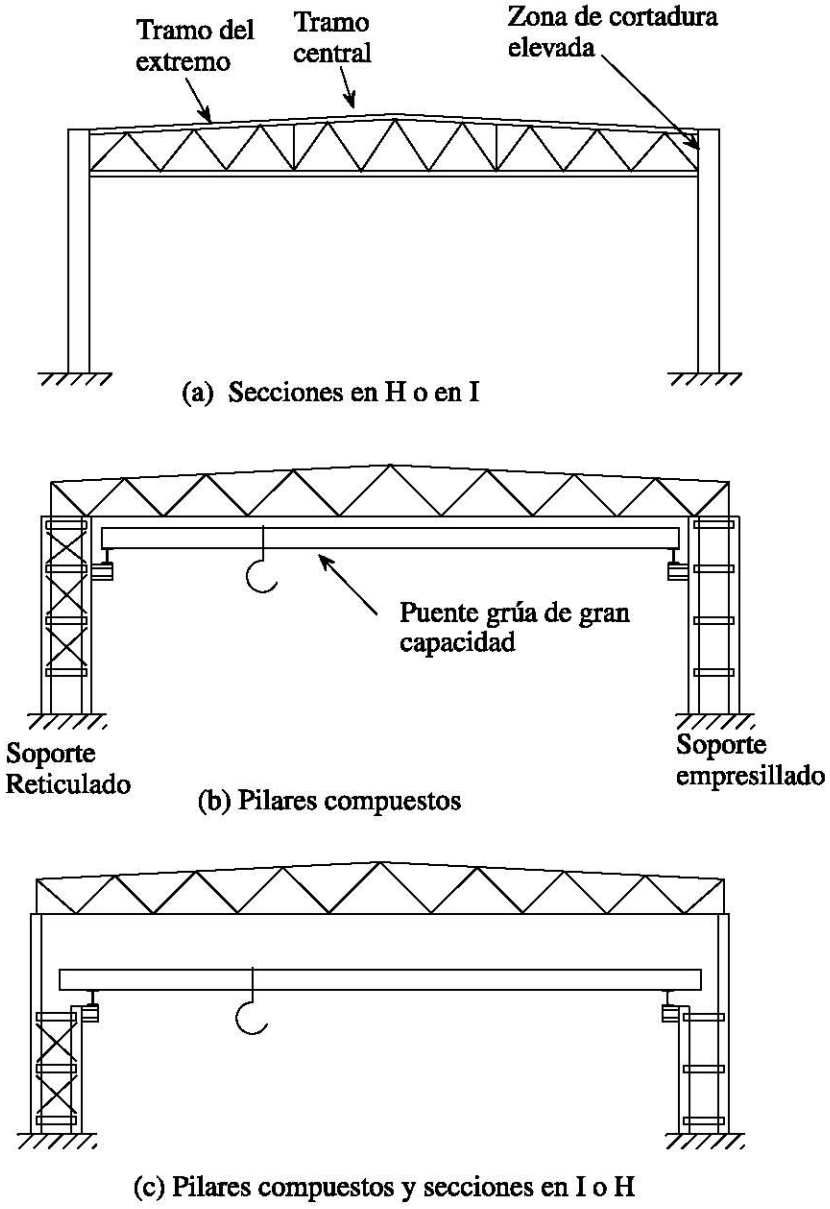


Figura 12 Varias formas de pilares

te de sierra, como las mostradas en la figura 11. Los elementos verticales (o casi verticales) estaban acristalados y orientados al norte para permitir la máxima entrada de luz solar con la mínima irradiación directa. En la actualidad ha disminuido la necesidad de iluminación natural gracias a los sistemas modernos de iluminación y aunque es habitual que el 10% del área del techo ayude a la iluminación por medio de paneles transparentes, muchos edificios aprovechan las ventajas de las condiciones más fiables y controlables de la ausencia total de iluminación natural.

En general, los pilares de la estructura son perfiles en I o U (figura 12a). Los más recientes tienen una mayor rigidez transversal que los antiguos y son los preferidos en casos con flexión desviada. Cuando el edificio incluye un puente-grúa de gran capacidad, puede utilizarse un soporte empresillado o de sección compuesta (figura 12b). En algunos casos, los soportes compuestos se prolongan con perfiles en I por encima del nivel de la estructura de soporte de la grúa, para reducir los costes (figura 12c).

3. CARGA

3.1 Cargas Gravitatorias Externas

La carga gravitatoria dominante la provoca la nieve. En general se aplica una carga básica uniforme, pero en el caso de la cubiertas inclinadas con varios tramos y parapetos debe tenerse en cuenta la acción de la nieve que se desplaza y acumula. La carga básica es variable de acuerdo con la posición. Actualmente la información sobre proyecto la proporcionan los códigos de carga nacionales y será incluida en el Eurocódigo 1, actualmente en preparación. El dimensionamiento de la estructura principal de los pórticos debe realizarse aplicando el caso de la carga uniforme, aunque deben aplicarse las cargas variables provocadas por el desplazamiento al revestimiento y a las correas. Los efectos del desplazamiento se representan por medio de cargas triangulares para las que se dispone de fórmulas para los distintos efectos en limahoyas, parapetos, paneles verticales, etc. Los primeros ensayos llevados a cabo en el Reino Unido establecieron que en el cálculo de las correas pueden aplicarse cargas equivalentes repartidas uniformemente. En las zonas con una elevada carga local, debe tenerse en cuenta si se reduce la distancia entre correas o se aumenta su tamaño. Cuando sea posible es preferible la reducción de la separación, ya que evita los riesgos e inconvenientes relacionados con la identificación y fabricación de correas de distinto espesor para un mismo trabajo.

En el caso de los pórticos, la resistencia de la estructura se determinará en general para el caso de la carga de nieve, aunque la altura de los aleros sea grande en relación con la luz.

3.2 Cargas de Viento

Las cargas de viento son importantes cuando se utilizan cerramientos, correas y carriles ligeros. El cerramiento y sus uniones están dimensionados para el coeficiente de presión local, por ejemplo tal como se indica en BS 6399: Parte 3 y otros reglamentos nacionales. Las correas y estructuras principales se calculan utilizando los factores estadísticos adecuados, pero sin coeficientes locales adicionales.

Debe tenerse el cuidado de incluir el efecto total de ambos coeficientes de presión, interna y externa.

3.3 Cargas Gravitatorias Internas

A las cargas de los servicios de iluminación, etc. se les supone globalmente una aportación de 0,6 kN/m^2. Dado que las necesidades de servicios han aumentado, es necesario considerar cuidadosamente la previsión que se realiza.

La mayoría de fabricantes de correas pueden proporcionar horquillas para colgar cargas puntuales limitadas que ofrecen una flexibilidad de distribución. Si se precisan servicios y aspersores, es normal calcular las correas para una carga de servicios global de 0,1 - 0,2 kN/m^2, con una reducción del valor para las estructuras principales para tener en cuenta la probable distribución. Los elementos particulares de la instalación deben tratarse individualmente. El ingeniero proyectista debe evaluar de forma realista las necesidades porque los elementos son sensibles, aunque las cargas puedan parecer pequeñas, representan un considerable porcentaje del total y afectan proporcionalmente a la economía del proyecto.

3.4 Grúas

Si además de las cargas gravitatorias hay cargas móviles como grúas o transportadores (figura 13), en el proyecto deben tenerse en cuenta los efectos de la aceleración y la deceleración. En general, se aplica un enfoque cuasi estático en el que las cargas móviles se aumentan y se tratan como cargas estáticas. Los factores de aumento a utilizar dependen de cada instalación y de su capacidad de aceleración y frenado. Cuando se vayan a utilizar varias grúas o éstas sean pesadas o de alta velocidad, debe consultarse a sus fabricantes.

Para tener en cuenta los efectos dinámicos de las grúas, se aumentan las cargas verti-

cales y fuerzas horizontales máximas según coeficientes concretos que pueden encontrarse en la normativa nacional.

El movimiento repetido de una grúa facilita las condiciones de fatiga. Los efectos de la fatiga quedan restringidos a las zonas de soporte, la propia viga de la grúa, la consola de apoyo y la unión a los pilares principales. No es habitual diseñar toda la estructura para la fatiga, dado que los niveles de tensión debidos al desplazamiento de las grúas son relativamente bajos.

3.5 Otras Acciones

En algunas áreas deben tenerse en cuenta los efectos de los terremotos. En los países afectados, hay mapas que indican el nivel sísmico de cada zona y normas para evaluar el comportamiento estructural. El Eurocódigo 8 [5] trata con detalle este problema.

En la práctica habitual no es necesario tener en cuenta un asiento diferencial de menos de 2,5 cm. Si el asiento diferencial supera los 2,5 cm, deben estudiarse sus efectos tanto desde el punto de vista estructural como del funcional. En las estructuras menos dúctiles, como las construidas con perfiles no correspondientes a las Clases 1 o 2, siempre es importante evaluar la sensibilidad de la estructura en relación con el posible asiento diferencial.

Otra práctica general es no tener en cuenta los efectos de la temperatura si la dimensión máxima del edificio es menor de 40 o 50 m o si se han utilizado juntas de expansión que sepa-

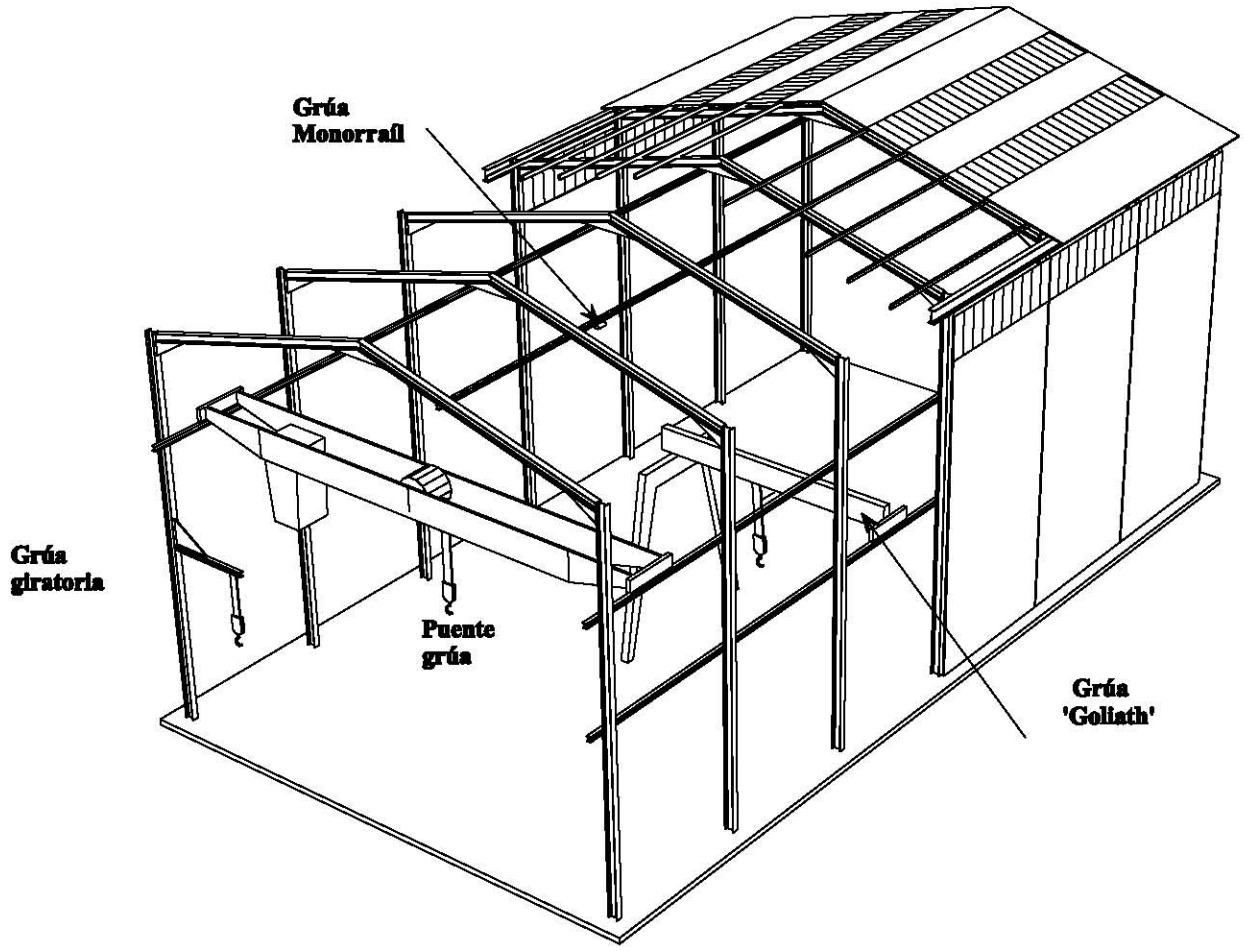


Figura 13 Ejemplos de grúas en naves de estructura portificada

ran la estructura en zonas que no exceden dicha longitud. De todos modos, es importante evaluar los efectos de las variaciones de temperatura. También es necesario asegurar que las características de la estructura acabada, tanto los sistemas de sujeción como las juntas de los cerramientos, son compatibles con las inevitables deformaciones debidas a los cambios climáticos.

4. FABRICACIÓN

Entre los factores importantes que deben considerarse en las fases conceptual y de especificación, se encuentran los relativos a las instalaciones y espacio de los talleres y al transporte entre el taller y la obra. Aunque para reducir el número de uniones en la obra puedan ser deseables grandes vigas o grandes secciones, la utilización de grandes vigas reduce a menudo el número de fabricantes que pueden licitar a un proyecto dado.

Las longitudes de las barras disponibles en los detallistas o directamente de fábrica pueden variar. Cuando se consideren deseables las grandes longitudes, es necesario comprobar su disponibilidad. Los perfiles normalizados pueden obtenerse en un plazo razonable mientras que si se precisan perfiles no normalizados son probables los retrasos y los costes adicionales. La utilización de perfiles ligeramente más pesados y la estandarización de su tamaño puede llevar a una estructura final más barata. Si se utilizan grandes cerchas prefabricadas puede ser necesario dotarlas de puntos de elevación (ojos) colocados de forma que se reduzcan al mínimo las tensiones provocadas durante la elevación. Todas las piezas pintadas en el taller deben manejarse con cuidado para no dañar el recubrimiento.

Las celosías están hechas con barras largas y delgadas y por tanto pueden verse sometidas a importantes distorsiones al soldarlas si no se toman precauciones durante el proceso de fabricación.

Es crucial que el proyectista tenga en cuenta que:

i. los grandes pedidos con pequeñas variaciones de tamaños son más baratas que los pedidos pequeños con muchos tamaños distintos.

ii. el número de piezas a manejar debe llevarse al mínimo.

iii. deben tenerse en cuenta las distorsiones y tolerancias de soldadura.

iv. la fabricación automática es en general más barata.

v. un diseño cuidadoso puede minimizar los costes de transporte.

vi. para reducir costes las especificaciones deben ser realistas.

vii. es esencial un buen control de calidad.

5. TRANSPORTE

En todos los países hay longitudes y anchos concretos que pueden transportarse sin ningún problema, p. ej. anchos hasta unos 3 m y longitudes hasta 15 m. Para dimensiones superiores se necesita una notificación a las autoridades o un permiso especial.

Debe tenerse en cuenta que las distintas autoridades establecen períodos distintos durante los cuales se pueden trasladar cargas especiales a través de sus distritos. Si los "tiempos" entre zonas colindantes están mal sincronizados y las retenciones del tráfico normal provocan problemas al movimiento de cargas especiales, puede que éstas se retrasen hasta 24 horas. Si debido a estos retrasos forzosos se quedan sin trabajar una o más grúas o el personal de montaje asignado, los costes adicionales pueden ser importantes. Algunas ciudades establecen restricciones a la longitud de los materiales que se pueden transportar por carretera.

Las vigas pueden fabricarse y enviarse tumbadas y planas. La altura total permitida a la carga depende de la carretera por la que se circula y de la altura libre de cualquier puente por debajo del que se deba pasar. El transporte por ferrocarril puede admitir piezas largas, pero la anchura y la altura están más restringidas.

Para limitar la longitud de las unidades transportadas, las cerchas pueden dividirse en piezas soldadas (dos, tres o más piezas) que pueden ser luego atornilladas en la obra. Luego puede elevarse todo el conjunto a su posición.

En caso de envíos por barco, deben establecerse las mismas dimensiones que para el transporte en carretera. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que los costes de flete se basan a menudo en el volumen más que en el peso. A menudo hay importantes restricciones a la longitud de una pieza que deba ser transportada por barco. El responsable del barco puede rehusar el transporte de manufacturados de acero como carga de puente. Puede resultar más económico enviar el acero por piezas para su posterior montaje en la obra.

6. MONTAJE

Al considerar el montaje de una estructura, el proyectista busca un proceso económico pero seguro. El coste de montaje puede ser una parte importante del coste del contrato de suministro metálico. A menudo resulta útil para el proyectista con poca o nula experiencia en el montaje metálico comentar las posibles soluciones con un contratista. Este último conoce cómo edificar y evitar la posibilidad de un colapso, y también cómo satisfacer al asegurador. El montaje metálico es potencialmente peligroso y es necesario un buen control para garantizar la seguridad de los montadores.

Las cerchas pueden montarse cómodamente en el suelo y elevarse hasta su posición. No obstante, dado que se utilizarán grúas, no puede ignorarse el efecto de las cargas dinámicas de elevación ni de la alternancia de tensiones. Todas las estructuras metálicas pueden precisar arriostramientos provisionales, que pueden formar parte del sistema permanente. Los sistemas provisionales deben ser diseñados concienzudamente. El proceso se resume con los aspectos siguientes:

a. El montaje de una estructura metálica es una operación que requiere una programación meticulosa desde su concepción hasta su finalización.

b. La operación implica varias disciplinas y exige la cooperación y la comunicación entre todos los implicados.

c. Se trata de una operación dependiente de las capacidades personales de todos los implicados para garantizar que el contrato se finaliza sin accidentes, a tiempo y dentro del presupuesto.

7. RESUMEN FINAL

- Al nivel más básico, las estructuras de una sola planta deben proporcionar cobertura y protección a la actividad prevista en el edificio.
- El acero proporciona un medio de obtener edificios económicos con grandes espacios sin pilares. Se comentan los sistemas estructurales.
- El sistema estructural se reviste para resistir los elementos. El cerramiento está soportado por perfiles en frío que, a su vez, se apoyan en la estructura principal.
- La gama de luces va de 6 a 10 m. Para cubrir esta gama, se dispone de sistemas estructurales que van de simples vigas y soportes a pórticos y cerchas trianguladas.
- La estabilidad lateral de las estructuras puede conseguirse tanto con sistemas de arriostramiento como por uniones resistentes al momento.
- Las proporciones de costes para un edificio simple son, aproximadamente: 50% revestimiento, 10% raíles, 30% estructura principal y 10% cimientos.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Davis, J. M. and Raven, G. K., `Design of Cold Formed Steel Purlins', IABSE Thin Walled Metal Structures in Buildings Colloquium, Stockholm 1986.

[2] Dowling, P. J. et al, `A Development in the Automated Design and Fabrication of Portal Framed Industrial Buildings', Institution of Structural Engineers, London, October 1982.

[3] Horridge, J. F. and Morris, L. J., `Comparative Costs of Single Storey Steel-Framed Structures', Institution of Structural Engineers, London, July 1986.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

[1] Ballio, G. y Mazzolani, F. M., `Theory and Design of Steel Structures', Chapman and Hall, 1983.

[2] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1, General rules and rules for buildings, CEN 1992.

[3] Dowling, P. J., Knowles, P. R., y Owen, S. G. W., "Structural Steel Design", Butterworths, 1988.

[4] Steel Designers' Manual, quinta edición. The Steel Construction Institute, 1992.

[5] Eurocode 8: "Structures in Seismic Regions - Design", CEN (en preparación).

ESDEP TOMO 16
SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.1.2: Edificios de una sola planta: Cerramientos y Estructura Secundaria

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir con más detalle las funciones y características del revestimiento y los elementos de la estructura secundaria en edificios de una sola planta y ofrecer orientaciones sobre diseños de correas y vientos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 2.5.1:	Introducción al Diseño de Edificios Industriales Simples
Lecciones 11:	Construcción con Chapa de Pequeño Espesor
Lección 16.2:	Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
Lección 16.3:	Análisis de Pórticos: Análisis Plástico
Lección 16.4:	Vigas Carril de Puentes Grúa

RESUMEN

Se describen las funciones y características de los elementos de la cobertura y la estructura secundaria de edificios de una sola planta. Se presenta la deducción de la resistencia a las cargas del cerramiento por medio de las tablas de los fabricantes y se esboza el diseño de correas utilizando información de los fabricantes.

Finalmente, se comentan los requisitos de arriostramiento de la estructura principal.

1. INTRODUCCIÓN

La lección 16.1.1 proporcionó una visión rápida de las funciones de los distintos elementos de los edificios de una sola planta. Los métodos de proyecto de estructuras de las distintas configuraciones se presentan en otras lecciones y también se describen en los libros de texto convencionales. Por contra, el desarrollo del diseño y la selección de sistemas de recubrimiento, correas y carriles disponibles comercialmente no suele tratarse en ningún sitio.

La lección revisa los sistemas disponibles y los criterios de selección. Finaliza con una descripción de los sistemas de arriostramiento utilizados en edificios de una sola planta.

2. SISTEMAS DE CERRAMIENTO

Las chapas de cerramiento de acero se realizan a partir de un substrato con capas de galvanizado, imprimación y recubrimiento de color, tal como se muestra en la figura 1. El recubrimiento de la cara expuesta a los elementos es normalmente de cloruro de polivinilo (PVC), fluoruro de polivinilo (PVF^2) o, cuando el precio representa una restricción, los menos duraderos recubrimientos acrílicos. Puede esperarse que el PVC y el PVF^2 no precisen un primer mantenimiento hasta que hayan pasado de 10 a 25 años, según las condiciones del entorno. En las cubiertas deben utilizarse colores claros para minimizar la absorción de calor y los desplazamientos térmicos. No debe utilizarse PVC en latitudes inferiores a 49º [1].

Hay cuatro clases principales de sistemas de cerramiento:

- trapezoidal de una capa (figura 2a)
- trapezoidal de dos capas (figura 3)
- junta resistente/fijación oculta (figura 4)
- paneles compuestos (figura 2b)

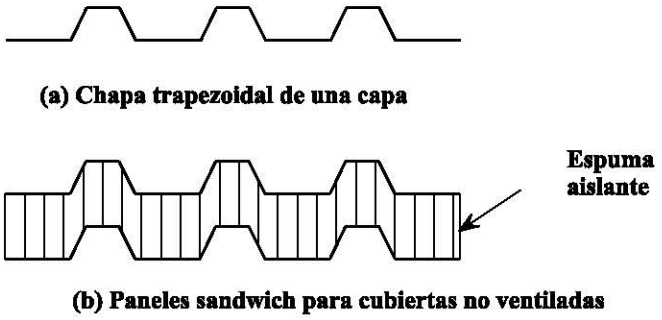


Figura 2 Elementos de chapa para cerramientos

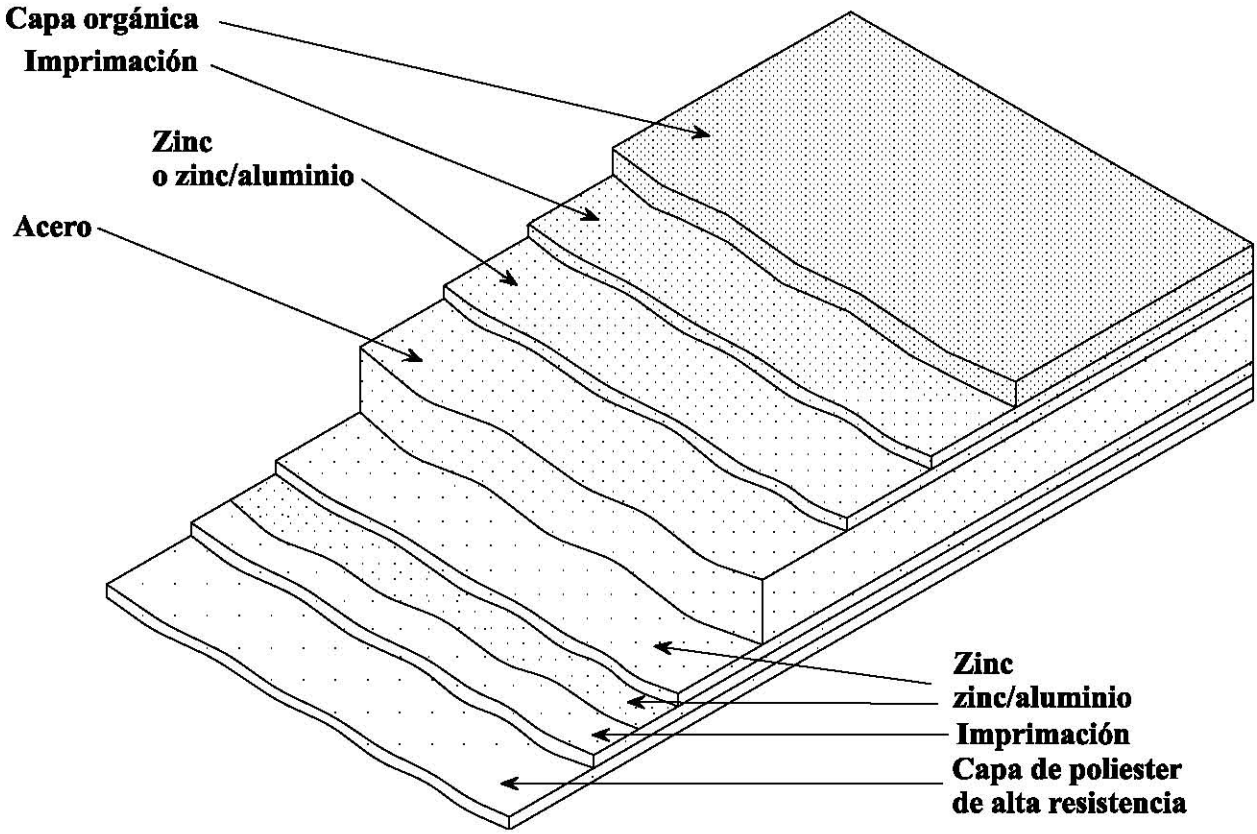


Figura 1 Componentes de un chapado con recubrimiento orgánico

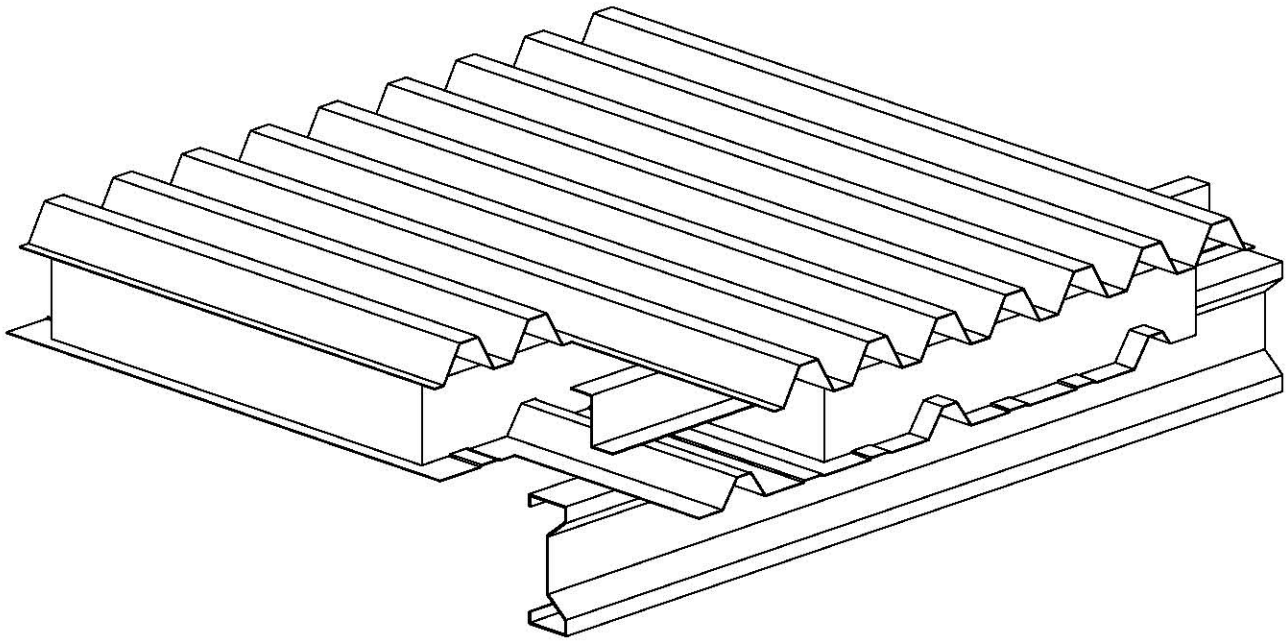


Figura 3 Cubierta tipo de doble capa

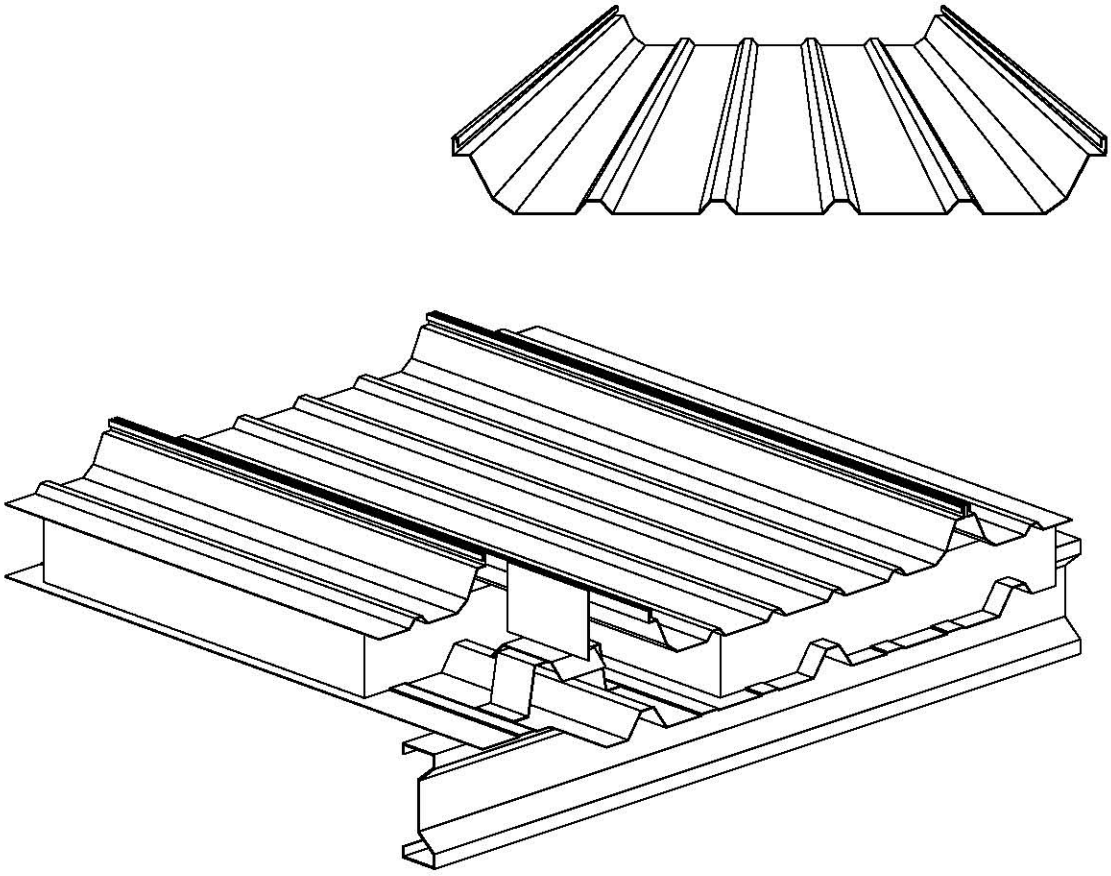


Figura 4 Cubierta de juntas con fijación oculta

Si se utilizan sistemas de doble capa en la chapa de cerramiento, normalmente de un espesor tan reducido como 0,4 mm, se incorpora un recubrimiento similar pero con pintura de poliéster de color claro en la cara interior. Además de proporcionar protección frente a los elementos, el cerramiento proporciona aislamiento al edificio. El espesor varía de acuerdo con el aislamiento necesario, pero son normales valores de 0,45 w/m^2°C obtenidos por medio de 80 mm de fibra de vidrio o lana mineral. El equivalente con paneles compuestos se conseguiría en general con un espesor de 50 mm. En casos particulares deben tenerse en cuenta los catálogos de los fabricantes.

2.1 Revestimiento de la Cubierta

Las características de los distintos sistemas de cubierta son:

Cubierta trapezoidal de una sola capa

Es la forma más básica de ejecución del revestimiento. El problema principal es evitar la condensación, ya que es difícil eliminar el aire húmedo de la parte inferior de la chapa. La apariencia interna es utilitaria dado que el aislamiento toma normalmente la forma de acolchamientos térmicos no enrollados soportados por tela metálica o tableros rígidos apoyados en perfiles T.

Ejecución de estructura de cubierta trapezoidal doble

Es la forma de revestimiento más habitual para paredes y techos con inclinaciones de hasta unos 5%. Está formado por una chapa de recubrimiento de acero sujeta a las correas o carriles con una chapa de exterior que se mantiene separada por medio de separadores en Z. El vacío creado contiene un aislante, normalmente de fibra de vidrio o fibra mineral. El sellado de la capa de recubrimiento o la adición de una barrera de vapor y una membrana de aireación permiten mejorar el rendimiento en situaciones con elevado riesgo de condensación. Normalmente los fabricantes suministran una gama de accesorios y lucernarios combinados que concuerdan con sus respectivos perfiles.

En la figura 3 se muestra una construcción típica.

Cubiertas de unión estacionaria y fijación oculta

A medida que el acero ha substituido a la tela de amianto en los revestimientos, han sido posibles menores pendientes de cubierta y el aspecto de los edificios ha mejorado mucho, tanto en el tratamiento de su forma como en el color.

Es factible descartar los tejados inclinados y ofrecer la forma rectangular recientemente fomentada por planificadores, ingenieros y arquitectos que se implican cada vez más en este tipo de edificio. Los problemas asociados con la nieve acumulada y los canalones internos, junto con el calor desperdiciado en los tejados inclinados, animaron al desarrollo de sistemas que mantienen la impermeabilidad con inclinaciones inferiores a 1%. Estos desarrollos se han conseguido reduciendo al mínimo los solapes y por medio de las uniones. La gama actual de uniones estacionarias y sistemas de unión ocultos se suministra con grandes longitudes, hasta 32 m con acuerdos especiales de transporte, y se utilizan manguitos para cable para sujetar las chapas a las correas. En la figura 4 se muestra una construcción típica.

El revestimiento exterior se utiliza para proporcionar resistencia a los elementos tanto en las ejecuciones simples como en las dobles, tal como ya se ha expuesto.

Paneles compuestos o "sandwich"

Se trata de la forma de revestimiento de más reciente desarrollo y está formada por paneles en los que la espuma aislante está integrada con las dos capas metálicas [2]. La espuma, que se bombea en el espacio entre las capas durante la fabricación, se expande hasta llenar totalmente el vacío y se adhiere tanto a la chapa interior como a la exterior (figura 2b). Esta acción

conjunta proporciona paneles robustos y poco flexibles con la ventaja adicional de un rápido montaje, ya que toda la capa se sujeta en una sola operación.

Los paneles compuestos están disponibles con los tipos tradicionales de capas exteriores y por medio de uniones, mientras que los desarrollos más recientes incluyen variaciones de las uniones resistentes que permiten pendientes inferiores a 1%.

2.2 Cerramiento de Paredes

Los sistemas utilizados en las paredes son de ejecución similar a los de las cubiertas. Dado que las chapas normalmente serán verticales, los requisitos de impermeabilidad son menos rigurosos. Otra importante diferencia, en comparación con los tejados, es el menor ángulo de incidencia del sol, que permite la utilización de cualquier tipo de color sin excesiva temperatura en la superficie, dando al arquitecto un mayor campo para la utilización creativa del color.

Si se presta la adecuada atención a la especificación de los empalmes, el cerramiento de paredes puede colocarse horizontal o diagonalmente, o en combinación de ambos.

La gama de ejecuciones incluye, como en el caso de los tejados, capas simples y dobles y sistemas compuestos, tanto con uniones convencionales como ocultas. La apariencia es un aspecto importante al seleccionar el tipo concreto que se va a utilizar.

Todos los fabricantes de prestigio proporcionan folletos en los que se indican los detalles de los sistemas ofrecidos. Los consejos generales pueden obtenerse en la bibliografía.

3. RESISTENCIA A LA CARGA DE LOS CERRAMIENTOS

Sistemas no compuestos

Dado que las chapas están laminadas, el proyectista tiene que elegir los perfiles según las formas predeterminadas por los distintos fabricantes. Las chapas deben ser lo bastante fuertes como para resistir sin deterioro ni excesiva flecha las distintas cargas que les serán aplicadas durante la construcción y en servicio. En el caso de perfiles sencillos, algunos reglamentos nacionales y recomendaciones europeas proporcionan métodos de cálculo. La mayoría de fabricantes llevan a cabo ensayos a escala real para determinar la resistencia de sus perfiles.

Los regímenes de ensayo de las chapas de acero están diseñados para tener en cuenta los distintos criterios restrictivos. Los criterios se relacionan con el cortante en las almas combinado con la flexión en los apoyos para las luces pequeñas y en la flexión en el centro del vano en las más grandes y únicos. Las chapas se prueban con gatos y vigas de soporte, bolsas de aire o cámaras de vacío, con luces representativas de los vanos soportados, el más corto y el más largo, previstos en la práctica. Los cortantes y momentos máximos admisibles se determinan junto con el comportamiento a la flexión y las tablas de carga para las condiciones de servicio, representadas por las condiciones de presión y succión.

Una faceta importante de una chapa de tejado es su capacidad de resistir cargas puntuales para soportar el peso de una persona que camine sobre ellas, tanto durante la construcción como en tareas de mantenimiento durante el servicio. Este es el aspecto que establece el espesor mínimo aceptable de una chapa de cubierta. Este espesor está entre 0,6 y 0,7 mm. Los regímenes de aprobación actuales incluyen un ensayo de carga concentrada. Las chapas que superan este ensayo son suficientemente robustas para las cargas de construcción, pero debe irse con cuidado al caminar sobre acabados de PVF^2 y pintados.

A menudo el espesor del cerramiento de las paredes es de 0,5 mm. Para permitir la selección del perfil y el espesor adecuados, la mayoría de fabricantes de perfiles publican catálogos que contienen detalles sobre sugerencias de fijación y estanqueidad, con las cargas admisibles para la gama de condiciones de vanos, tanto en función de la presión como de la succión. En la figura 5 aparece una tabla típica que es muy adecuada para verificar la resistencia portante de los perfiles.

Además de resistir las cargas aplicadas exteriormente, los cerramientos tradicionales con uniones atornilladas pueden proporcionar una restricción lateral a las correas y perfilería secundaria que las soportan. En esta aplicación debe tenerse cuidado con la especificación de los métodos de unión de cara a evitar la corrosión alrededor de los empalmes. Los sistemas de juntas resistentes o de uniones ocultas tienen horquillas que sujetan las chapas pero permiten la expansión y contracción de las mismas y por tanto proporcionan un valor de restricción menor a la perfilería secundaria. Si se utilizan estos sistemas es necesario proveer a las correas de una rigidización adicional. En el momento actual no hay ninguna guía de aceptación general sobre la cantidad de restricción proporcionada por estas nuevas formas de cerramiento. Los fabricantes de perfilería secundaria pueden proporcionar consejo sobre la necesidad de arriostramiento adicional en forma de tirantes para sus propios productos.

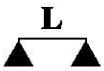
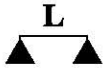
Si se utiliza una bandeja de recubrimiento interior metálica junto con un sistema de cerramiento fijado con horquillas, si la bandeja está fijada de la forma convencional, el embridado de carril que proporciona ya es en general suficiente.

Sistemas compuestos

La utilización de paneles rellenos de espuma ha crecido en popularidad los últimos años. Su diseño es más difícil de evaluar dado que las propiedades de la espuma y su adhesión a ambas capas metálicas son fundamentales en el rendimiento de los paneles. Además de las

PANELES

Cargas debidas al viento en k/Nm^2 **VIENTO**

Límite de flecha	Estado del tramo	Espesor del perfil (mm)	"L" del tramo (en metros)							
			1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
L/90		0,5	3,00	**2,30**	**1,66**	**1,24**	**0,94**	**0,73**	**0,58**	**0,46**
		0,55	3,47	**2,60**	**1,88**	**1,40**	**1,07**	**0,83**	**0,66**	**0,52**
		0,6	3,96	**2,91**	**2,11**	**1,57**	**1,20**	**0,93**	**0,73**	**0,59**
		0,7	4,98	**3,61**	**2,61**	**1,95**	**1,49**	**1,16**	**0,91**	**0,73**
		0,8	**6,02**	**4,21**	**3,05**	**2,27**	**1,73**	**1,35**	**1,06**	**0,85**
		0,5	2,70	2,19	1,81	1,52	1,30	1,12	0,97	0,85
		0,55	2,94	2,41	2,01	1,71	1,46	1,27	1,11	0,97
		0,6	3,61	2,93	2,43	2,04	1,74	1,50	1,30	1,14
		0,7	4,55	3,68	3,05	2,56	2,17	1,87	1,62	1,42
		0,8	5,14	4,20	3,49	2,95	2,51	2,17	1,90	1,66
		0,5	3,28	2,67	2,22	1,87	1,60	1,39	**1,14**	**0,91**
		0,55	3,54	2,92	2,45	2,09	1,80	1,56	**1,29**	**1,04**
		0,6	4,41	3,58	2,97	2,51	2,14	**1,81**	**1,44**	**1,16**
		0,7	5,56	4,52	3,74	3,15	2,68	**2,25**	**1,79**	**1,44**
		0,8	**6,24**	**5,11**	**4,26**	**3,61**	**3,08**	2,62	2,08	1,68
L/150		0,5	**1,96**	**1,36**	**0,98**	**0,73**	**0,55**	**0,42**	**0,33**	**0,26**
		0,55	**2,22**	**1,54**	**1,11**	**0,82**	**0,62**	**0,48**	**0,37**	**0,29**
		0,6	**2,48**	**1,73**	**1,24**	**0,92**	**0,70**	**0,54**	**0,42**	**0,33**
		0,7	**3,07**	**2,14**	**1,54**	**1,14**	**0,87**	**0,67**	**0,52**	**0,41**
		0,8	**3,58**	**2,49**	**1,80**	**1,33**	**1,01**	**0,78**	**0,61**	**0,48**
		0,5	2,70	2,18	1,81	1,52	1,30	**1,08**	**0,86**	**0,69**
		0,55	2,94	2,41	2,01	1,71	1,46	**1,22**	**0,97**	**0,78**
		0,6	3,61	2,94	2,42	2,04	1,74	**1,37**	**1,08**	**0,87**
		0,7	4,55	3,68	3,05	2,56	2,18	**1,70**	**1,35**	**1,08**
		0,8	5,14	4,20	3,49	2,95	2,51	**1,98**	**1,57**	**1,26**
		0,5	3,28	2,62	**1,90**	**1,42**	**1,08**	**0,84**	**0,66**	**0,53**
		0,55	3,54	2,92	**2,15**	**1,60**	**1,22**	**0,95**	**0,75**	**0,60**
		0,6	4,41	**3,32**	**2,40**	**1,79**	**1,37**	**1,06**	**0,84**	**0,67**
		0,7	5,56	**4,11**	**2,98**	**2,22**	**1,70**	**1,32**	**1,05**	**0,84**
		0,8	6,24	**4,79**	**3,47**	**2,59**	**1,98**	**1,54**	**1,22**	**0,98**

Las cifras en negrita están limitadas por la flecha. Las demás cargas están limitadas por la tensión.



Figura 5 Tablas de carga para chapa nervada. Cargas gravitatorias tienen trato similar

PANELES DE TECHO

Cargas máximas en K/Nm^2, límite de la flecha L/100

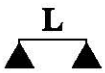
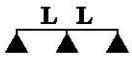
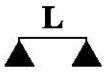
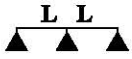
Espesor de los paneles (mm)	Estado del tramo	Detalles de las caras			"L" del tramo (m)				
		Material	Espesor (mm)		1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
			Exterior	Interior					
37		Acero	0,5	0,4	+2,54 –3,02	2,16 2,59	1,85 2,25	1,28 1,63	0,76 1,22
			0,6	0,4	+2,80 –3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,42 1,82	0,82 1,36
		Aluminio	0,7	0,5	+2,32 –2,70	1,66 2,26	1,21 1,74	– –	– –
		Acero	0,5	0,4	+2,54 –3,02	2,16 2,56	1,85 2,21	1,30 1,63	0,94 1,22
			0,6	0,4	+2,80 –3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,46 1,82	1,06 1,36
		Aluminio	0,7	0,5	+2,34 –2,64	1,93 2,25	1,62 1,91	1,08 1,32	0,76 0,96
		Acero	0,5	0,4	+2,54 –3,02	2,16 2,59	1,85 2,25	1,30 1,63	0,94 1,22
			0,6	0,4	+2,80 –3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,46 1,82	1,06 1,36
		Aluminio	0,7	0,5	+2,34 –2,70	1,93 2,26	1,62 1,91	1,08 1,32	0,76 0,96
60		Acero	0,5	0,4	+3,91 –4,55	3,40 3,97	2,98 3,52	2,17 2,63	1,59 1,99
			0,6	0,4	+4,01 –4,65	3,48 4,05	3,07 3,58	2,38 2,79	1,69 2,23
		Aluminio	0,7	0,5	+3,85 –4,33	3,23 3,75	2,51 3,20	1,38 2,00	0,78 1,20
		Acero	0,5	0,4	+3,20 –3,37	2,68 2,86	2,29 2,49	1,65 1,86	1,24 1,47
			0,6	0,4	+3,70 –3,88	3,10 3,30	2,65 2,86	1,90 2,13	1,44 1,68
		Aluminio	0,7	0,5	+2,91 –3,00	2,44 2,56	2,08 2,23	1,48 1,68	1,11 1,34
		Acero	0,5	0,4	+3,62 –3,90	3,07 3,35	2,64 2,93	1,93 2,23	1,47 1,78
			0,6	0,4	+4,01 –4,47	3,48 3,84	3,04 3,35	2,22 2,54	1,70 2,02
		Aluminio	0,7	0,5	+3,42 –3,68	2,89 3,17	2,49 2,78	1,81 2,11	1,36 1,68

Figura 6 Tablas de carga para chapado compuesto (continúa)

PANELES DE PARED

Cargas máximas en K/Nm^2, límite de la flecha L/100 **L/100**

Espesor de los paneles (mm)	Estado del tramo	Detalles de las caras			"L" del tramo (m)				
		Material	Espesor (mm)		1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			Exterior	Interior					
37	L	Acero	0,5	0,4	+2,78 –2,78	1,69 1,97	0,96 1,06	– –	– –
	L L	Acero	0,5	0,4	+2,78 –2,78	2,09 2,09	1,67 1,67	1,26 1,39	0,90 1,08
	L L L	Acero	0,5	0,4	+2,78 –2,78	2,09 2,09	1,66 1,67	1,11 1,38	0,78 0,94
60	L	Acero	0,5	0,4	+3,40 –3,40	2,55 2,55	1,81 2,04	1,18 1,39	0,79 0,91
	L L	Acero	0,5	0,4	+3,40 –3,40	2,55 2,55	2,04 2,04	1,70 1,70	1,33 1,33
	L L L	Acero	0,5	0,4	+3,40 –3,40	2,55 2,55	2,04 2,04	1,70 1,70	1,33 1,33

Notas sobre las Tablas de Carga:

1. +indica presión o carga de nieve, – indica carga de succión.
2. Indica que son valores demasiado bajos para aplicaciones normales.
3. Las cargas admisibles tienen en cuenta las cargas muertas y añadidas, incluyendo sus efectos a largo plazo, y la carga por diferencia térmica.
4. Los valores de las cargas en tramos intermedios pueden obtenerse por interpolación lineal.
5. En todos los sistemas con estado de carga positivo, pueden utilizarse sistemas de fijación oculta. Bajo la carga de succión, la capacidad de las horquillas está limitada a 4 kN en las paredes y 6 kN en el techo. Cuando se excede la capacidad de las horquillas, pueden ser necesarias uniones pasantes adicionales o menores distancias entre los carriles de las correas. Existen paneles de aluminio con fijación oculta.
6. Las cargas sobre el techo se basan en la gama de colores estándar.
7. Al diseñar techos con inclinaciones entre 1° y 4° debe aplicarse un límite de flecha de tramo/200 para prevenir embalsamientos.
8. Los valores de CW 1200 son para los cuatro paneles de pared.

Figura 6 Tablas de carga para chapado compuesto (continuación)

cargas aplicadas normalmente, las cualidades aislantes inherentes a los paneles provocan importantes gradientes de temperatura que deben tenerse en cuenta en el diseño de los paneles.

Hay algunos métodos de cálculo para su análisis, pero las formas de los paneles utilizados quedan fuera de su ámbito actual. Por tanto, es habitual que, para conseguir la aprobación del modelo de las autoridades nacionales correspondientes, los fabricantes tengan que realizar ensayos a fondo. Los ensayos, además de los de carga normales, incluyen ciclos térmicos con paneles a escala real y evaluación de la espuma para garantizar que se obtiene la adhesión necesaria a las planchas. Las garantías de calidad son una parte esencial del proceso de fabricación. Los resultados de los ensayos se reúnen y simplifican para elaborar tablas de admisión de carga. En la figura 6 hay un ejemplo.

4. FORMAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES

Aunque se dispone de algunos sistemas de cerramiento para vanos largos que llegan hasta 6 m, la mayoría de los pórticos están diseñados con correas y carriles que soportan el cerramiento y la cubierta entre las estructuras principales.

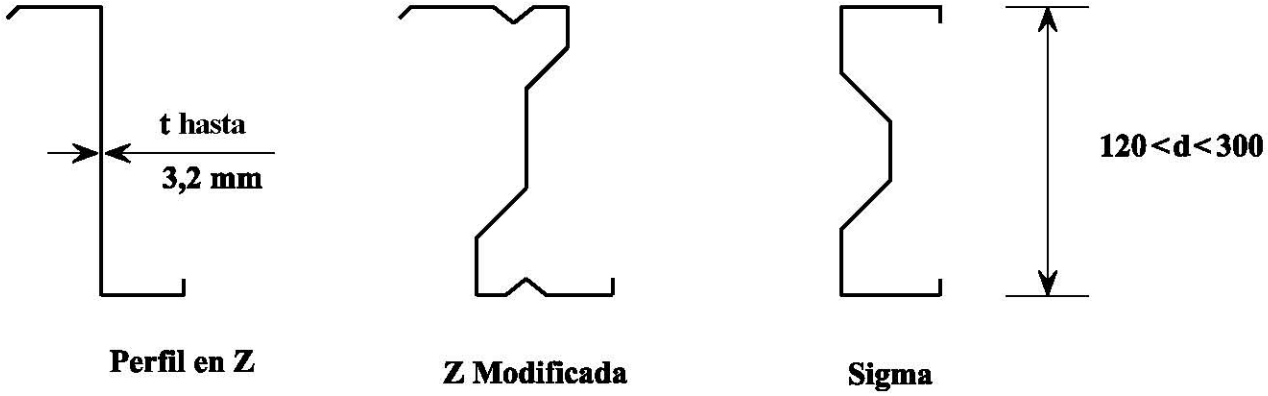


Figura 7 Secciones habituales de correas y carriles

Los vanos entre los pórticos tienen entre 4,5 y 10 m, siendo los de 6 a 7,5 m los más populares. Las cubiertas con vanos más anchos se utilizan principalmente en sistemas de cubierta plana y se apoyan directamente sobre las cerchas.

Las correas pueden diseñarse como vigas continuas apoyadas en tres o más pórticos. Dada la diferencia en el valor de las reacciones de apoyo, es necesario decalar los empalmes para conseguir cargas iguales en las estructuras principales.

4.1 Perfiles Laminados en Frío

Normalmente, las correas y los carriles los suministran fabricantes especializados que entregan elementos laminados en frío, precortados y punzonados junto con los tirantes, angulares y vientos necesarios. La economía de materiales es vitalmente importante para los fabricantes, cuya capacidad supera a menudo los 80 km/semana. Por tanto, han desarrollado y depurado diversas formas mediante ensayos. Las más habituales son los perfiles en Z, Z modificadas y perfiles en Sigma mostrados en la figura 7.

En función de la pendiente, pueden ser precisos tirantes para proporcionar uno o dos apoyos intermedios en la dirección del eje menor de la viga (figura 8). En general, los tirantes se conectan a los pórticos por medio de diagonales para evitar un aumento de la carga en la parte superior de las correas.

Zetas

El perfil en Z fue el primer perfil que se introdujo. Es eficiente respecto al material, pero

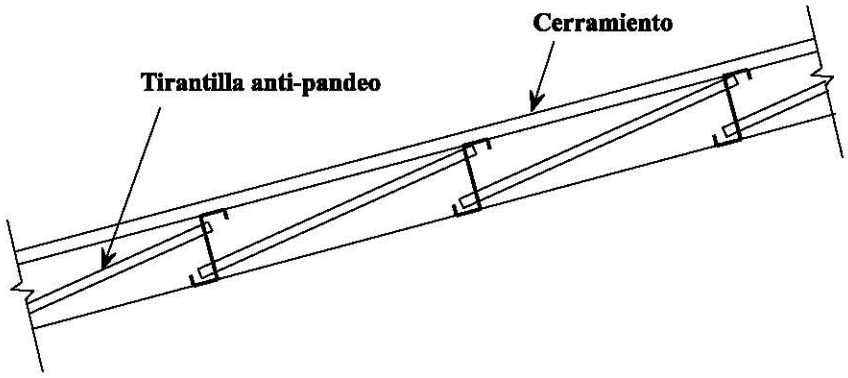


Figura 8 Tirantillas anti-pandeo en las correas

tiene la gran desventaja de que sus ejes principales están inclinados respecto al alma y, por tanto, se generan fuerzas fuera del plano. Cuando eran habituales las cubiertas de amianto con inclinaciones del orden de 10º, estas fuerzas suponían una ventaja y se oponían a las fuerzas hacia abajo de la pendiente.

Zetas modificadas

A medida que se han introducido menores inclinaciones de las cubiertas, se han desarrollado Z modificadas con la inclinación del eje principal notablemente reducida, mejorando el rendimiento general. También se ha incorporado la rigidización, mejorando la eficacia del material.

Estas formas más complicadas han de fabricarse por laminación en lugar de por conformado.

Forma de sigma

Los primeros perfiles empleados fueron la Z sencilla y la U, dado que podían realizarse por conformado. Tal como se indicó anteriormente, el perfil en Z se ha modificado para superar su principal inconveniente. El perfil en U no se ha utilizado mucho ya que, aunque sus ejes principales son paralelos a los elementos mayores, el centro de esfuerzos cortantes queda bastante fuera del perfil. Ello provoca una torsión indebida bajo carga que puede reducirse conformando el alma y creando una forma de sigma tal que el centro de esfuerzos cortantes coincida con la línea de aplicación de la carga. En la actualidad, hay un fabricante que fabrica un económico producto de segunda generación con esta configuración por medio de técnicas de laminación.

4.2 Perfiles Laminados en Caliente

Las vigas en I clásicas, como las IPE I CDN o HE, también pueden utilizarse como correas. Las vigas en I y los perfiles en U pueden utilizarse como carriles. Estos perfiles son menos sensibles que los anteriores a los efectos de inestabilidades locales, de ahí la preferencia por los mismos en algunos países. No obstante, los perfiles en frío son en general la solución más económica.

5. RESISTENCIA A LAS CARGAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES

Los perfiles en frío fabricados con material de poco espesor son particularmente propensos a la torsión y el pandeo, debido a factores directamente relacionados con la forma del perfil. La constante torsional de todos los perfiles de poco espesor es baja ya que es proporcional al cubo del espesor; en el caso de los perfiles en U, el centro de esfuerzos cortantes está descentrado respecto al punto de aplicación de la carga, provocando una torsión en el perfil; en el caso de los perfiles en Z, los ejes principales están inclinados respecto al plano del alma provocando efectos de flexión biaxial. Queda claro que estos efectos secundarios, provocados por la aplicación de la carga primaria afectan la resistencia del perfil.

En servicio, el sistema de apoyo está sometido a cargas descendentes, debidas a los pesos muertos y a las cargas no permanentes del peso del cerramiento, la nieve, los servicios, etc., y ascendentes, si la presión del viento de cálculo es mayor que la carga muerta del sistema. Por tanto, en un sistema de doble vano normal, como el mostrado en la figura 9, la mayor parte del ala de compresión está directamente restringida lateralmente frente a la rotación por cargas descendentes por el cerramiento, pero no está tan restringida en el caso de la inversión de la carga.

Al soportar la estructura exterior del edificio, las correas y los carriles obtienen del cerramiento y de su sistema de fijación a las barras de apoyo cierta restricción frente a la torsión y la rotación. Además, la conexión de las barras de apoyo a la estructura principal también tiene un importante efecto en la resistencia a la carga del perfil. En consecuencia, un proyecto económico debe tener en cuenta dichos efectos.

En el diseño de correas y riel se aplican distintos enfoques.

a. Diseño mediante cálculos basados en el análisis elástico detallado en los reglamentos prácticos correspondientes. Este enfoque renuncia a cualquier efecto beneficioso de la restricción del cerramiento en los casos de elevación y en la zona comprimida adyacentes al apoyo central en las disposiciones de doble vano. Normalmente, está restringido a las situaciones “singulares” en las que los ahorros de material no justifican soluciones más rigurosas.

b. Diseño por cálculos basados en el análisis racional, que tiene en cuenta la influencia estabilizadora del revestimiento, la plasticidad de las correa al acercarse a la carga final y el comportamiento del afianzador del apoyo interno. No obstante, estos efectos son difíciles de cuantificar. Aunque está mejorando el conocimiento del embridado de las correas por el cerramiento y se dispone de métodos para incluir la interacción entre ambos, estos métodos son necesariamente conservadores. Están incluidos en el Eurocódigo 3: Parte 1.3 [4] pero proba-

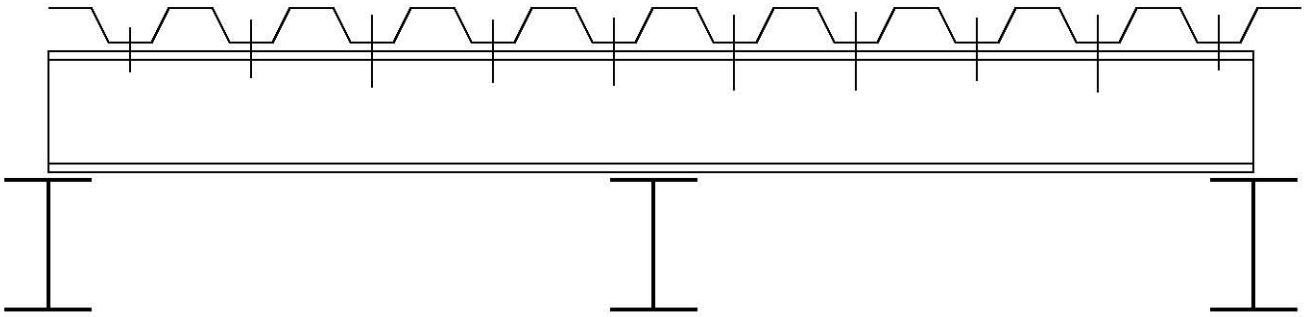


Figura 9 Restricción de las correas por el chapado

blemente, a corto plazo, sólo se utilizarán por parte de usuarios de volumen pequeño y medio donde los posibles ahorros de material no justifican un programa de ensayos en toda regla.

En algunos países, a pesar de tratarse de una forma casi tradicional de construcción, al diseñar los perfiles, no está permitido tener en cuenta el embridado del cerramiento sobre las correas si el cerramiento lo suministran e instalan proveedores distintos. Esta restricción se debe más a la asignación de responsabilidades si aparece algún problema que a una falta de conocimientos técnicos. Esta situación es poco habitual dado que buena parte del negocio de la construcción depende de la interacción de elementos suministrados y ensamblados por distintos subcontratistas.

c. Diseño basado en ensayos a escala real

Los fabricantes discrepan sobre sus distintos métodos de cálculo. Los métodos se basan en el comportamiento observado del sistema sometido a ensayos.

En el caso de la producción en masa, el enfoque utilizado habitualmente es el diseño basado en ensayos. Aunque es un enfoque caro, permite conseguir la máxima economía de materiales y puede repartirse el coste de los ensayos a lo largo de varios años de fabricación.

El diseño basado en ensayos implica el "ajuste fino" de las fórmulas teóricas de la carga de agotamiento del sistema.

Por ejemplo, aunque los perfiles presentes sean inevitablemente delgados, el mecanismo de colapso que se produce en un sistema de doble vano bien desarrollado es esencialmente como se representa en la figura 10. La documentación [3] del sistema de un fabricante indica que la carga de agotamiento será:

$W_c = f(M_1, M_2, x, L)$

con

$x = f(M_1, M_2, L)$

y

$\theta_p = f(W_c, M_1, L)$

El rendimiento de un sistema de doble vano mejora considerablemente si se tiene en cuenta una cierta redistribución del momento flector del apoyo interno. La característica de momento-rotación del apoyo depende en gran medida de la

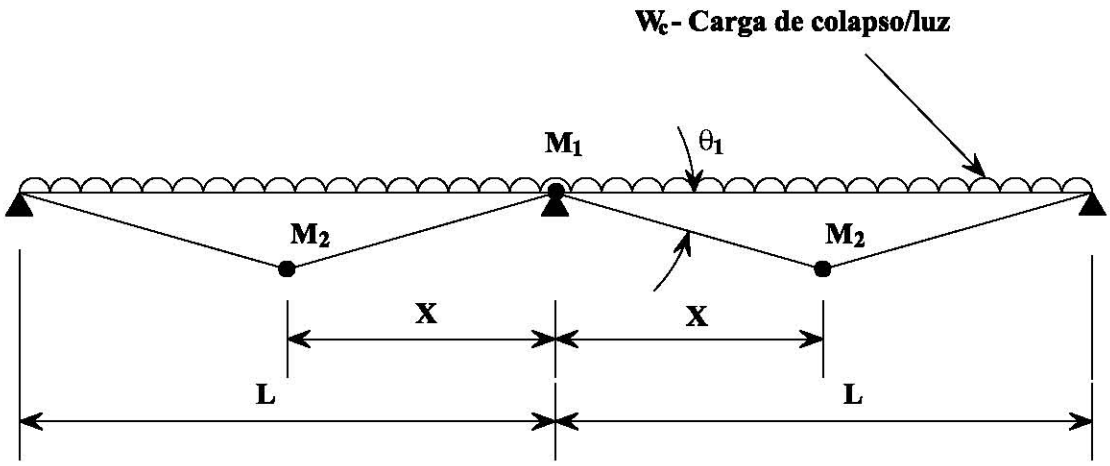


Figura 10 Mecanismo de colapso en un sistema de correas de dos vanos

TABLAS PARA CARGAS EXTREMAS

INTRODUCCIÓN

Las siguientes cargas de tabla se han preparado para ayudar al ingeniero a especificar perfiles conformados en frío.

Los valores tabulados sólo son válidos si se utiliza con los datos y recomendaciones de fijación propuestos por el fabricante.

Esta información se ha preparado como suplemento del manual principal, como referencia rápida de la oficina de proyectos.

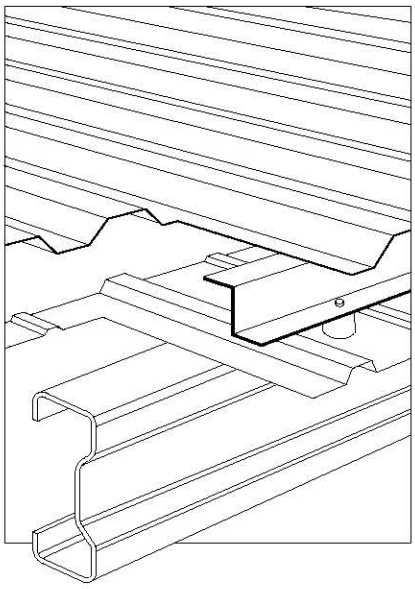
Utilización de las tablas

1. Las tablas de cargan muestran la carga extrema para perfiles de doble tramo en términos de una UDL por tramo.
2. En las cargas indicadas no se ha restado el peso propio del perfil.
3. También se ha tabulado los estados de carga que producirán el coeficiente de flexión indicado.
4. Las cargas indicadas suponen un embridado lateral en el ala superior del perfil y que las vigas están fijadas de acuerdo con las instrucciones de los fabricantes.
5. Las cargas inversas extremas pueden obtenerse multiplicando las cargas indicadas por 0,8.
6. Se admite la interpolación lineal de las cargas extremas indicadas.

Nota: Estos son los valores habituales y no deben utilizarse en el proyecto.

FACTORES DE CARGA

Carga	Factor
Carga muerta	1,4
Carga muerta que restringe la elevación o el giro	1,0
Carga muerta que actúa con la combinación de las cargas del viento y las impuestas	1,2
Carga impuesta	1,6
Carga impuesta que actúa con la carga del viento	1,2
Carga del viento	1,4



CORREAS

Luz (m)	Perfil	UDL	Flexión L/200
4,5	B120/150	11,89	7,77
	A140/155	15,35	13,67
	A140/165	17,16	14,56
	*A140/180	19,85	15,89
	A170/160	20,40	20,40
	A170/170	22,70	22,70
	*A170/180	24,97	24,97
5,0	B120/150	10,79	6,29
	A140/155	13,99	11,07
	A140/165	15,62	11,79
	*A140/180	18,04	12,87
	A170/160	18,63	18,02
	A170/170	20,71	19,16
	*A170/180	22,76	20,30
5,5	A140/155	12,84	9,15
	A140/165	14,33	9,75
	*A140/180	16,54	10,64
	A170/160	17,14	14,89
	A170/170	19,03	15,84
	*A170/180	20,90	16,78
	A200/160	21,27	21,27
	A200/180	23,88	23,88
	*A200/200	28,10	27,43
6,0	A140/155	11,87	7,69
	A140/165	13,23	8,19
	A140/180	15,26	8,94
	A170/160	15,87	12,51
	A170/170	17,60	13,30
	*A170/180	19,32	14,10
	A200/160	19,81	18,38
	A200/180	22,11	20,72
	*A200/200	25,98	23,05
	A230/180	26,44	28,92
	A230/200	31,11	32,18
	*A230/240	40,14	38,68
6,5	A170/160	14,77	10,66
	A170/170	16,37	11,34
	*A170/180	17,95	12,01
	A200/160	18,43	15,66
	A200/180	20,58	17,65
	*A200/200	24,15	19,64

Figura 11 Tablas de cargas de rotura para correas

especificación del fiador y de la forma del perfil. Las características del apoyo central pueden determinarse ensayando una viga sobre dos apoyos, sometida a una carga puntual centrada, aplicada a través de una cuña para simular el comportamiento del apoyo central de un sistema de doble vano.

A partir de este ensayo, puede determinarse la relación carga-flecha mucho más allá de la flecha provocada en primera instancia. Entonces puede encontrarse una expresión empírica para el límite inferior del momento de apoyo, M_1, basada en un límite superior de la capacidad rotacional. Puede encontrarse una expresión similar para M_1, el momento del vano interno, de nuevo en base al ensayo de una viga sobre dos apoyos sometida a una carga repartida uniformemente, aplicada por medio de un banco de ensayo de vacío o, quizás, con sacos de arena.

Las fórmulas de cálculo pueden confirmarse posteriormente con la realización de numerosos ensayos a escala real.

Los resultados de los ensayos a escala real se condensan luego en tablas de vanos de carga fáciles de utilizar que se explican con detalle en los catálogos de diseño y especificaciones de los fabricantes de correas.

En la figura 11 hay un ejemplo.

El formato tabular es el habitual en la documentación técnica de los fabricantes de correas. Normalmente, la tabla está precedida por notas aclaratorias relativas al estado de fijación y a los requisitos de restricción lateral, estos últimos especialmente importantes en presencia de inversión de la carga. Las condiciones que se presentan en la práctica, y que no se tratan en la documentación técnica, es preferible tratarlas con el departamento de servicio técnico del fabricante, al que debe consultarse en todos los casos no usuales. En los vanos más largos se utilizan barras de arriostramiento para facilitar el montaje y mejorar el rendimiento frente a la succión del viento.

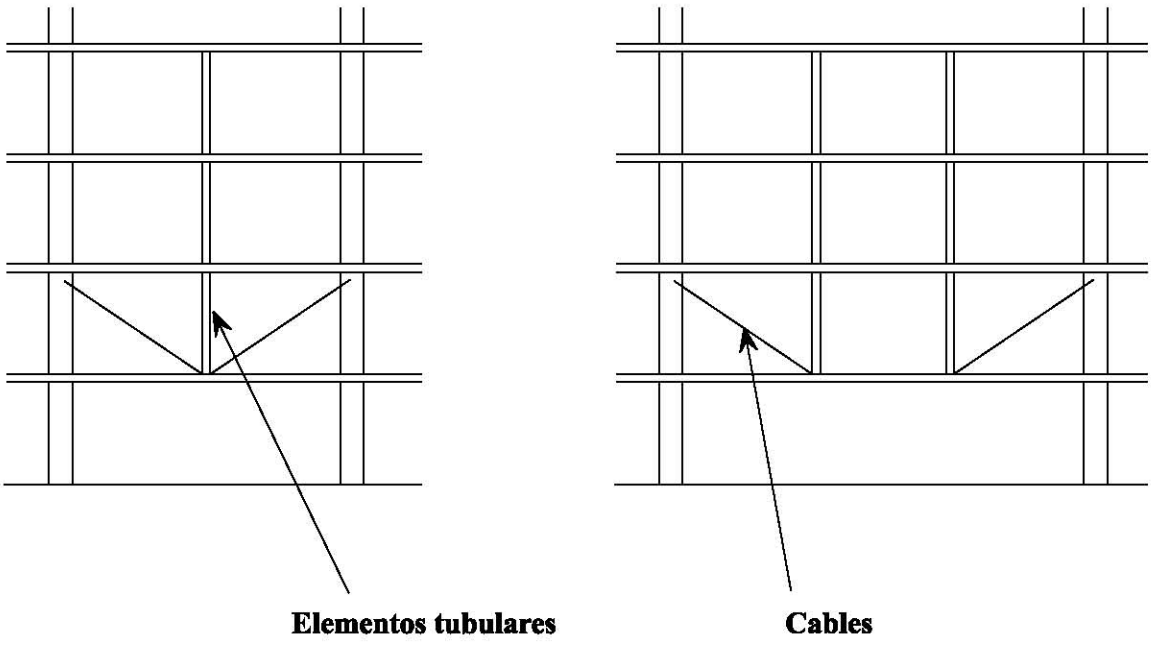


Figura 12 Sistemas antiflecha para cerramientos de pared

El diseño de los carriles laterales es básicamente idéntico al de las correas, y las resistencias de carga se obtienen de nuevo por medio de procedimientos de ensayo.

El problema práctico de equilibrar in situ los carriles laterales, para eliminar la flecha del peso propio en el eje débil del perfil, se soluciona utilizando un sistema de alambres tensados que incluye la utilización de barras tubulares comprimidas, normalmente en mitad del vano, en luces de 6 a 7 m, y en los tercios de los vanos de más de 7 u 8 m. En la figura 12 se muestran algunos métodos habituales.

6. ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Volviendo a los requisitos de la estructura principal, comentados en la lección 16.1.1, la mayoría de las configuraciones de estructuras de grandes luces tienen uniones rígidas entre los soportes y las vigas de la cubierta. Además de ayudar al control de la flecha y de reducir el tamaño de las barras, esta disposición proporciona una resistencia inherente a las cargas laterales en el plano, como las provocadas por los vientos laterales y los movimientos de grúas.

Puede preverse que el arriostramiento, sea horizontal o vertical, transmita a los cimientos las cargas horizontales del viento, posibles terremotos y cargas exteriores al plano.

Con este objeto también es posible utilizar el cerramiento y los paneles de las paredes.

Si se utiliza mampostería en todo o en parte del cerramiento vertical, es posible utilizar este elemento como parte del sistema de arriostramiento.

El arriostramiento puede estar formado por simples diagonales o por barras cruzadas. Si se utiliza el primer sistema, las barras se calculan para soportar cargas de compresión y de tracción. Si se utilizan barras cruzadas, se supone que sólo las sometidas a tracción son efectivas y las que están a compresión se calculan para satisfacer los criterios de esbeltez.

El arriostramiento puede colocarse tanto en la zona media del edificio (figuras 13a, 14a y 14c) como en sus extremos (figuras 13b y 14b). El arriostramiento en los extremos resulta de ayuda durante el montaje, dado que proporciona una estructura estable en el extremo del edificio cuando empieza el montaje. Su desventaja es

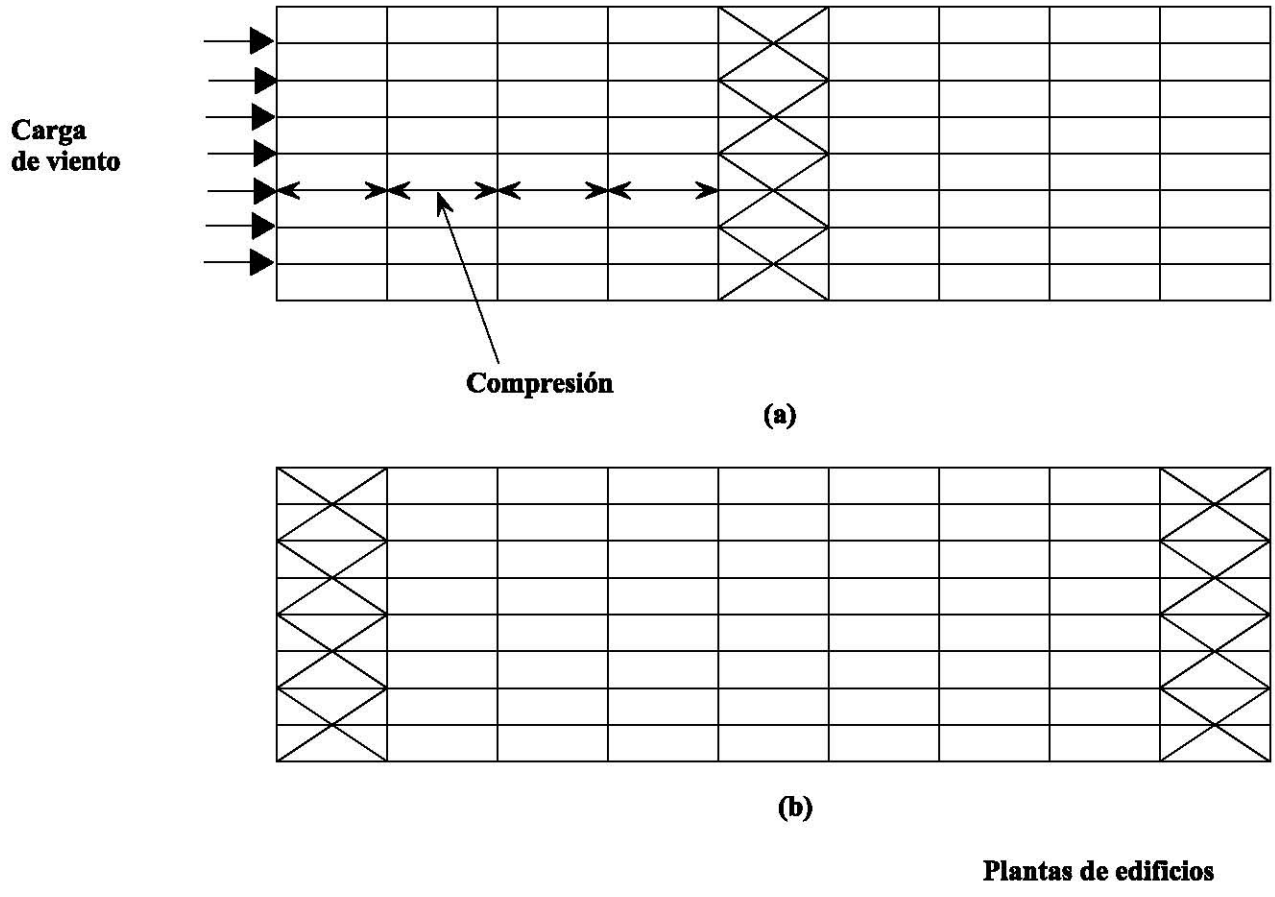


Figura 13 Arriostramiento horizontal

que impide el movimiento libre del edificio debido a la temperatura, por lo que puede provocar tensiones, a veces considerables, en las barras. Si se colocan los arriostramientos en la zona central, esta desventaja desaparece ya que el edificio puede moverse libremente. No obstante, pueden instalarse arriostramientos provisionales durante la fase de montaje para estabilizar la primera parte del edificio. Las fuerzas horizontales tienen que "viajar" desde su punto de aplicación en el piñón hasta el arriostramiento, provocando una compresión en las correas.

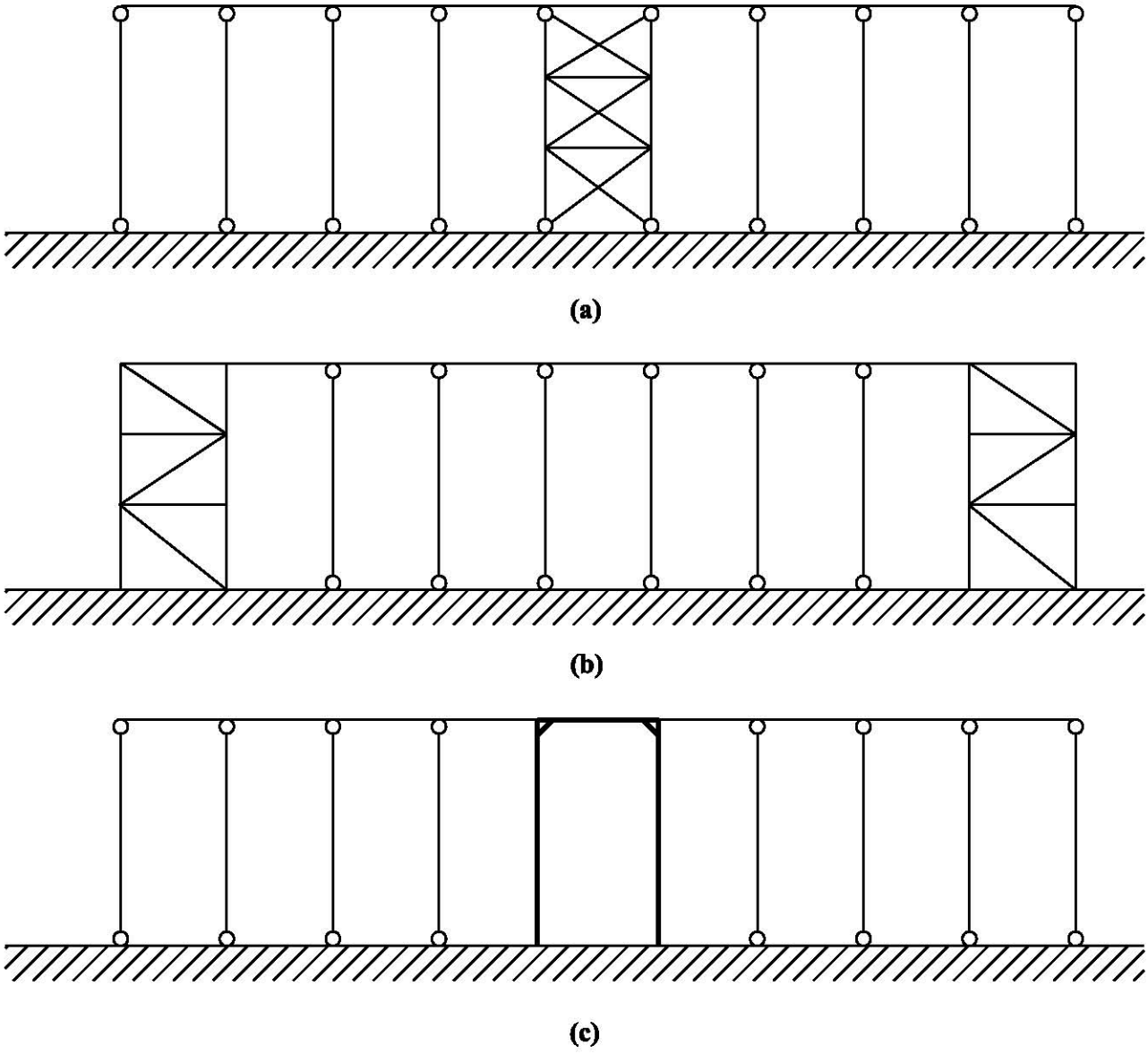


Figura 14 Arriostramiento vertical para proporcionar estabilidad longitudinal

7. RESUMEN FINAL

- Se dispone de distintos sistemas de revestimiento fabricados con acero prerrecubierto.
- Normalmente estos sistemas se apoyan en correas y carriles ligeros, aunque también se utilizan perfiles laminados en caliente.
- Los procedimientos de diseño teórico de estos sistemas están mejorando, aunque los fabricantes de grandes series aún realizan ensayos a escala real como base del cálculo para conseguir la economía de materiales.
- Muchas disposiciones para estructuras de una sola planta presentan resistencia inherente en el plano a las cargas laterales, pero deben incluirse sistemas de arriostramiento para transmitir tales cargas a los cimientos.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Colourcoat in Building, British Steel Strip Products, Newport, Wales.

[2] ECCS Recommendations for Sandwich Panels: Part 1 Design, Part 2 Good Practice.

[3] Davies, J. M. and Raven G. K., `Design of Cold Formed Steel Purlins', IABSE "Thin Walled Metal Structures in Buildings" Colloquium, Stockholm 1986.

[4] Eurocode 3: "Design of Steel Structures" Part 1.3, Cold Formed Thin Gauge Members and Sheeting, CEN (en preparación).

ESDEP TOMO 16
SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Problema resuelto 16.1: Diseño de un Edificio Industrial Simple