12

Construcción mixta

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 12

CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.1: Generalidades sobre construcción mixta 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 ACCIÓN CONJUNTA EN VIGAS 8
3 ELEMENTOS MIXTOS 10
3.1 Vigas mixtas 10
3.1.1 Construcción apuntalada 12
3.1.2 Resistencia de la sección 12
3.1.3 Vigas y losas continuas 12
3.2 Conexiones por esfuerzo rasante 13
3.3 Uniones viga-pilar 14
3.4 Pilares mixtos 15
3.5 Secciones de acero parcialmente recubiertas 17
3.6 Losas mixtas 18
4 CONSTRUCCIÓN DE FORJADOS MIXTOS 20
5 PUENTES MIXTOS 22
6 RESUMEN FINAL 24
7 BIBLIOGRAFÍA 24
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 24

Lección 12.2: Comportamiento de vigas 25

1 INTRODUCCIÓN 28
2 COMPORTAMIENTO DE LOS COMPONENTES 29

3 DESCRIPCIÓN DE UNA VIGA MIXTA SIMPLEMENTE APOYADA 31
3.1 Generalidades 31
3.2 Comportamiento estructural 33
3.3 Situaciones prácticas de carga 36
3.4 Fluencia y retracción 37
3.5 Vigas mixtas apuntaladas y sin apuntalar 37
3.6 Conexión semirrígida 39
4 VIGAS MIXTAS CONTINUAS 41
5 RESUMEN FINAL 42
6 BIBLIOGRAFÍA 42

Lección 12.3: Vigas de un solo vano 43

1 INTRODUCCIÓN 46
1.1 Estado límite último 46
1.2 Estado límite de servicio 49
2 ASPECTOS DE CÁLCULO DEL ALA DE HORMIGÓN A COMPRESIÓN 50
2.1 Anchura eficaz 50
2.2 Esfuerzo cortante máximo longitudinal en la losa de hormigón 51
3 CÁLCULO 52
4 MÉTODO DE CÁLCULO PLÁSTICO 54
4.1 Momento flector positivo 54
4.2 Esfuerzo cortante vertical 58
4.3 Esfuerzo cortante vertical en combinación con el momento flector 60
5 RESUMEN FINAL 62
6 BIBLIOGRAFÍA 62
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 62

Problema Resuelto 12.1 (i) y (ii): Viga mixta simplemente apoyada .. 63

1 PLANTA 68
2 DETALLES 69

3 ESPECIFICACIONES 71
3.1 Propiedades de los materiales 71
3.1.1 Hormigón 71
3.1.2 Acero de Armadura 71
3.1.3 Acero Estructural 72
3.1.4 Chapa de Acero Perfilado 72
3.1.5 Conectores 72
3.2 Parámetros del forjado 72
3.2.1 Problema 1 72
3.2.2 Problema 2 73
4 PROBLEMA 1 74
4.1 Acciones (Cargas de la Viga) 74
4.1.1 Fase de Construcción 74
4.1.2 Fase Mixta 75
4.1.3 Factores Parciales de Seguridad 77
4.2 Fase de Construcción 77
4.2.1 Tamaño de la Viga 77
4.2.2 Estado Límite Último 78
4.2.3 Estado Límite de Servicio 79
4.3 Fase Mixta 79
4.3.1 Estado Límite Último 79
4.3.2 Esfuerzo Rasante 81
4.3.3 Estado Límite de Servicio 84
5 PROBLEMA 2 88
5.1 Acciones (Carga de la Viga) 89
5.1.1 Fase de Construcción 89
5.1.2 Fase Mixta 90
5.1.3 Factores Parciales de Seguridad 90
5.2 Fase de Construcción 91
5.2.1 Tamaño de la Viga 91
5.2.2 Estado Límite Último 91
5.2.3 Estado Límite de Servicio 93
5.3 Fase Mixta 93
5.3.1 Estado Límite Último 93

5.3.2 Esfuerzo Rasante 95
5.3.3 Estado Límite de Servicio 98
RESUMEN FINAL 100

Lección 12.4.1: Vigas continuas I 103

1 INTRODUCCIÓN 106
2 ANÁLISIS GLOBAL RÍGIDO-PLÁSTICO 108
3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS MIXTAS CONTINUAS 109
4 CAPACIDAD DE ROTACIÓN PARA EL ANÁLISIS PLÁSTICO 111
5 ANÁLISIS RÍGIDO-PLÁSTICO EN EL EUROCÓDIGO 4 113
6 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES 114
7 MOMENTO RESISTENTE PLÁSTICO 115
8 DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO FLECTOR 118
9 RESUMEN FINAL 119
10 BIBLIOGRAFÍA 119
11 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 119

Lección 12.4.2: Vigas continuas II 121

1 INTRODUCCIÓN 124
2 PRINCIPIOS GENERALES 125
2.1 Anchura eficaz del ala de hormigón 125
2.2 Relación modular 125
2.3 Disposiciones de las cargas y casos de carga 125
3 DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO FLECTOR 126
3.1 Análisis de sección fisurada 126
3.2 Método de sección no fisurado 127
3.3 Redistribución de momentos en apoyos para el análisis elástico 127
4 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS 129
5 MOMENTO RESISTENTE ELÁSTICO 130
6 PANDEO LATERAL POR TORSIÓN 132
6.1 Restricción lateral 134

7 RESUMEN FINAL 135
8 BIBLIOGRAFÍA 135
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 135

Problema Resuelto 12.3: Diseño de una viga mixta continua 137

1 DIMENSIONES Y ESPECIFICACIÓN DE LA VIGA 140
1.1 Planta 140
1.2 Detalles 140
1.3 Especificaciones 140
2 ACCIONES 142
2.1 Fase de construcción 142
2.2 Fase mixta 142
2.3 Factores parciales de seguridad 143
3 FASE DE CONSTRUCCIÓN 144
3.1 Tamaño de la viga 144
3.2 Estados límite último 145
3.3 Estado límite de servicio 148
4 FASE MIXTA 149
4.1 Estado límite último 149
4.2 Unión por rasante 157
4.3 Pandeo lateral por torsión 162
4.4 Estado límite de servicio 171
RESUMEN FINAL 175

Lección 12.5.1: Diseño para estados límite de servicio - I 177

1 INTRODUCCIÓN 180
1.1 Generalidades 180
1.2 Estados límite de servicio 180
1.2.1 Métodos esplícitos 180
1.2.1.1 Criterios 180
1.2.1.2 Cálculo de E_d 181

1.2.1.3 Límites para C_d 181
1.2.1.4 Procedimiento de cálculo 181
1.2.2 Métodos "considerados satisfactorios" 181
2 ANÁLISIS ELÁSTICO 182
2.1 Generalidades 182
2.2 Módulos de elasticidad 182
2.2.1 Módulo de Young para el acero 182
2.2.2 Módulo de Elasticidad del hormigón - a corto plazo 183
2.2.3 Módulo de elasticidad del hormigón - a largo plazo 184
2.2.4 Relación modular (coeficiente de equivalencia) 184
2.3 Propiedades geométricas de la sección 185
2.3.1 Introducción 185
2.3.2 Anchura eficaz 186
2.3.3 Momento de inercia 186
2.3.4 Tensiones de servicio 187
2.4 Rigideces de la sección 188
2.5 Vigas mixtas sobre dos apoyos y continuas 188
3 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO: FISURACIÓN 189
3.1 Métodos esplícitos 189
3.2 Enfoque de "control satisfactorio" 189
4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: FLECHA 192
4.1 Métodos esplícitos 192
4.1.1 Criterios 192
4.1.2 Cálculo de la Flecha (E_d) 193
4.1.3 Límite de la flecha (C_d) 193
4.1.4 Procedimiento de cálculo 193
5 RESUMEN FINAL 197
6 BIBLIOGRAFÍA 197
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 197

Lección 12.5.2: Diseño para estados límite de servicio - II 199

1 INTRODUCCIÓN 202
2 FLUENCIA Y RETRACCIÓN 203

2.1 Generalidades 203
2.2 Fluencia 204
2.2.1 Fluencia: factores que intervienen 204
2.2.2 Funciones de fluencia Φ y coeficiente de fluencia ϕ 204
2.2.2.1 Definiciones 204
2.2.2.2 Fluencia: fórmulas alternativas 205
2.2.2.3 Fluencia: formulación de Eurocódigo 2 206
2.3 Retracción 207
2.4 Métodos de análisis para la fluencia y la retracción 208
3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: FISURACIÓN 211
3.1 Enfoque de control satisfactorio 214
3.1.1 Generalidades 214
3.1.2 Áreas de armadura mínima 214
3.2 Cálculo explícito de anchura de fisuras 215
3.2.1 Fisuración: cálculo en estado límite 215
3.2.2 Anchuras máximas de cálculo para fisuras: límites 215
3.2.3 Cálculo de anchura de fisuras 215
4 RESUMEN FINAL 218
5 BIBLIOGRAFÍA 218
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 218

Lección 12.6.1: Uniones por esfuerzo rasante I 219

1 INTRODUCCIÓN 222
1.1 Fuerzas apliacadas a conectores 222
1.2 Formas básicas de conexión 223
2 VALORES DE CÁLCULO PARA CONECTORES 228
3 APLICACIÓN DE LOS VALORES DE CÁLCULO 229
4 ESPACIADO DE LOS CONECTORES 232
5 CONECTORES EN LOSAS FORMADAS UTILIZANDO CHAPAS PERFILADAS DE ACERO 234
6 FORMAS ALTERNATIVAS DE UNIÓN 235
7 RESUMEN FINAL 236

8 BIBLIOGRAFÍA 236
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 236

Lección 12.6.2: Uniones por esfuerzo rasante II 237

1 INTRODUCCIÓN 240
2 CLASIFICACIÓN DE CONECTORES 241
3 CÁLCULO CON CONECTORES NO DÚCTILES 243
4 CÁLCULO DE VIGAS SOBRE DOS APOYOS CON CONECTORES DÚCTILES 244
4.1 Definición de unión rígida y semirígida por esfuerzo rasante 244
4.2 Método de cálculo para uniones semirrígidas por esfuerzo rasante 245
4.3 Comprobación del estado límite de servicio 249
5 RESUMEN FINAL 251
6 BIBLIOGRAFÍA 251
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 251

Lección 12.6.3: Uniones por esfuerzo rasante III 253

1 INTRODUCCIÓN 256
2 CÁLCULO DE UNIONES POR ESFUERZO RASANTE EN VIGAS MIXTAS CONTINUAS 257
2.1 Aspectos generales 257
2.2 Vigas continuas con secciones transversales críticas de la clase 1 257
2.2.1 Caso sencillo - carga puntual única 257
2.2.2 Casos generales 260
3 CASO DE VIGAS CONTINUAS CON SECCIONES TRANSVERSALES CRÍTICAS DE LA CLASE 2 EN SUS SOPORTES INTERMEDIOS 263
4 RESUMEN FINAL 264
5 BIBLIOGRAFÍA 264

Lección 12.7: Losas mixtas 265

1 INTRODUCCIÓN 268
1.1 Definición 268
1.2 Tipos de chapas perfiladas 268
1.3 Conexión acero-hormigón 269
2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO 270
2.1 Situaciones de cálculo 270
2.2 Acciones 270
2.3 Propiedades de los materiales 270
2.4 Limitaciones de flecha 272
2.5 Condiciones de verificación 272
3 COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS 274
3.1 Comportamiento de las chapas perfiladas 274
3.2 Comportamiento de las losas mixtas 274
3.3 Análisis de losas mixtas 276
4 RASISTENCIA DE LAS SECCIONES 278
4.1 Resistencia a la flexión positiva 278
4.2 Resistencia a la flexión negativa 279
4.3 Resistencia a cortante vertical y a punzonamiento 280
4.4 Resistencia a esfuerzo rasante 281
4.5 Propiedades elásticas de las secciones transversales 283
5 COMPROBACIONES 284
5.1 Comprobación de los estados límite últimos 284
5.2 Comprobación del estado límite de servicio 285
6 RESUMEN FINAL 286
7 BIBLIOGRAFÍA 286
8 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 286

Problema Resuelto 12.4: Diseño de una losa mixta 287

1 DATOS 290
2 VERIFICACIÓN DE LA CHAPA PERFILADA 293

2.1 Estados límite últimos 293
2.2 Estados límite de servicio 294
3 COMPROBACIÓN DE LA LOSA MIXTA 296
3.1 Estado límite último 296
3.1.1 Carga de cálculo 296
3.1.2 Flexión 296
3.1.3 Esfuerzo rasante (método m y k) 297
3.1.4 Método de unión semirrígida (parcial) 297
3.1.5 Cortante vertical 298
3.1.6 Conclusión con respecto al estado límite último 299
3.2 Estados límite de servicio 299
3.2.1 Cálculos de flecha 299
3.2.2 Comprobaciones 300
3.2.3 Fisuración del hormigón 300

Lección 12.8.1: Pilares I 301

1 INTRODUCCIÓN 304
2 TIPOS DE SECCIONES TRANSVERSALES PARA PILARES MIXTOS 305
3 CALIDAD Y SEGURIDAD DE LOS MATERIALES 307
4 COLAPSO POR ABOLLADURA 309
5 RESISTENCIA DE SECCIONES TRANSVERSALES A LAS CARGAS AXIALES 309
6 RIGIDEZ Y ESBELTEZ RELATIVAS 312
7 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS 314
8 RESTRICCIONES A LA APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4 316
9 EL APOYO EN PILARES MIXTOS 317
10 RESUMEN FINAL 318
11 BIBLIOGRAFÍA 318

Lección 12.8.2: Pilares II 319

1 INTRODUCCIÓN 322
2 GENERALIDADES 323

3 ANÁLISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES 324
4 COMPRESIÓN Y FLEXIÓN UNIAXIAL 325
5 CURVA DE INTERACCIÓN PARA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN COMPUESTAS 326
6 COMPRESIÓN Y FLEXIÓN BIAXIAL 330
7 INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES 331
8 ZONAS DE INTRODUCCIÓN DE CARGA 333
9 RESUMEN FINAL 335
10 BIBLIOGRAFÍA 335
11 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 335

Problemas Resuelto 12.2: Pilares mixtos 337

1 DATOS DE PARTIDA 340
1.1 Generalidades 340
1.2 Sistema 340
1.3 Cargas 340
1.4 Sección transversal 341
1.5 Recubrimiento de hormigón y armadura 341
2 SECCIÓN TRANSVERSAL 342
2.1 Áreas 342
2.2 Contribución de la armadura 342
2.3 Momento de inercia a flexión alrededor del eje Y de la sección 342
2.4 Momento de inercia a flexión alrededor del eje Z de la sección 342
3 VALORES BÁSICOS 343
3.1 Propiedades de los materiales 343
3.2 Resistencia plástica de la sección contra cargas axiales 343
3.3 Parámetros d de la sección transversal 344
4 PANDEO ALREDEDOR DEL EJE MENOR DE LA SECCIÓN 345
4.1 Cargas de cálculo 345
4.2 Rigidez efectiva 345
4.3 Esbeltez asociada 345
4.4 Resistencia del elemento a cargas axiales 345

5 FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE MAYOR DE LA SECCIÓN 346
5.1 Cargas de cálculo 346
5.2 Rigidez efectiva 346
5.3 Esbeltez asociada 346
5.4 Resistencia del elemento a cargas axiales 346
5.5 Curva de interación de la sección transversal 347
5.5.1 Generalidades 347
5.5.2 Determinación del punto D del trazado poligonal 347
5.5.3 Determinación de los puntos B y C del trazado poligonal 348
5.5.4 Trazado de la curva de interacción para la flexión alrededor del eje mayor 350
5.6 Momento interno 351
5.6.1 Distribución de momentos sin considerar efectos de segundo orden 351
5.6.2 Valor de cálculo del momento flector 351
5.7 Resistencia a la compresión y flexión uniaxial 352
6 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN Y DEL ESFUERZO RASANTE 353
6.1 Rasante longitudinal 353
6.2 Resistencia a rasante del perfil metálico 354
6.3 Resistencia al esfuerzo rasante de la parte de hormigón 356
6.3.1 Tensiones en el área de contacto 356
6.4 Introducción de la carga en el pilar 357
6.4.1 Descripción de la construcción 357
6.4.2 Cálculo de los conectores 358

Lección 12.9: Edificios 361

1 INTRODUCCIÓN 364
2 ACCIÓN CONJUNTA ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS 366
3 COMPONENTES DE EDIFICIOS 367
3.1 Estructuras de forjado 367
3.1.1 Forjados 368

3.1.2 Disposición de las viguetas 369
3.1.3 Vigas mixtas 369
3.1.4 Canto de los elementos estructurales 377
3.1.5 Criterios de estimación 378
3.2 Sistemas de pórtico para resistir cargas horizontales 378
3.3 Uniones 381
4 MÉTODOS DE MONTAJE 387
5 DISEÑO SÍSMICO 389
6 SENSIBILIDAD DINÁMICA 390
7 RESISTENCIA AL INCENDIO 390
8 RESUMEN FINAL 392
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 392

Lección 12.10: Puentes mixtos 393

1 INTRODUCCIÓN 396
2 PUENTES MIXTOS – TIPOS PRINCIPALES 397
3 PRINCIPALES VENTAJAS DE LOS PUENTES MIXTOS 401
4 ACCIÓN ESTRUCTURAL 402
4.1 Zonas de momento flector positivo 402
4.2 Zonas de momento flector negativo 402
4.2.1 Factores principales a considerar 403
4.2.2 Aspectos conceptuales 404
5 CONEXIONES POR ESFUERZO RASANTE 408
6 FABRICACIÓN Y MONTAJE 409
7 RESUMEN FINAL 410
8 BIBLIOGRAFÍA 410

Diapositivas complementarias 411

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.1: Generalidades sobre Construcción Mixta

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir elementos y construcción mixta de acero y hormigón; explicar la acción conjunta de los dos materiales y mostrar la forma en que se utilizan los elementos estructurales, especialmente en la construcción de edificios.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2: Clasificación de las Secciones Transversales

LECCIONES AFINES

Todas las lecciones posteriores del Tomo 12.

RESUMEN

Se introducen los dos materiales complementarios, acero y hormigón armado y se muestra la forma en que se consigue una acción mixta en el caso de losas, vigas y pilares mixtos. El uso de la construcción mixta en edificios y puentes se subraya e ilustra mediante varios ejemplos típicos; también se comentan sus principales ventajas, comparándolas con estructuras de acero y hormigón utilizadas de forma independiente. Se llama la atención a otros problemas más generales de esta forma de construcción como: clasificación de resistencia al incendio, velocidad de ejecución, flexibilidad y adecuación final.

1. INTRODUCCIÓN

La combinación más importante y frecuente de materiales de construcción es la del acero y el hormigón, con aplicaciones en edificios comerciales y fábricas de varias plantas, así como en puentes. Estos materiales pueden utilizarse en sistemas estructurales mixtos como, por ejemplo, núcleos de hormigón envueltos en tubos de acero, así como en estructuras mixtas en las que elementos de acero y hormigón trabajan conjuntamente.

Estos materiales, aunque esencialmente diferentes, son totalmente compatibles y complementarios entre sí; tienen casi la misma dilatación térmica; tienen una combinación de resistencia ideal, ya que el hormigón es eficaz a compresión mientras que el acero lo es a tracción. Además el hormigón proporciona protección contra la corrosión y aislamiento térmico al acero a temperaturas elevadas y puede proteger las secciones delgadas de acero contra abolladuras y pandeo lateral por torsión.



Diapositiva 1



Diapositiva 2

En los edificios de varias plantas el acero de construcción se utiliza normalmente con hormigón; por ejemplo, vigas de acero con forjados de hormigón. Lo mismo se aplica a los puentes de carretera, en los que normalmente se prefiere utilizar tableros de hormigón. Dependiendo de las circunstancias, los componentes o partes de la estructura de un edificio deberán construirse totalmente de acero, de hormigón armado o tener una construcción mixta. Sin embargo, es un hecho que los ingenieros cada vez proyectan más sistemas mixtos para producir estructuras más eficaces que las que se conseguirían con proyectos que utilizaran sólo uno de dichos materiales. Las primeras dos diapositivas proporcionan una impresión de la forma y la medida en que

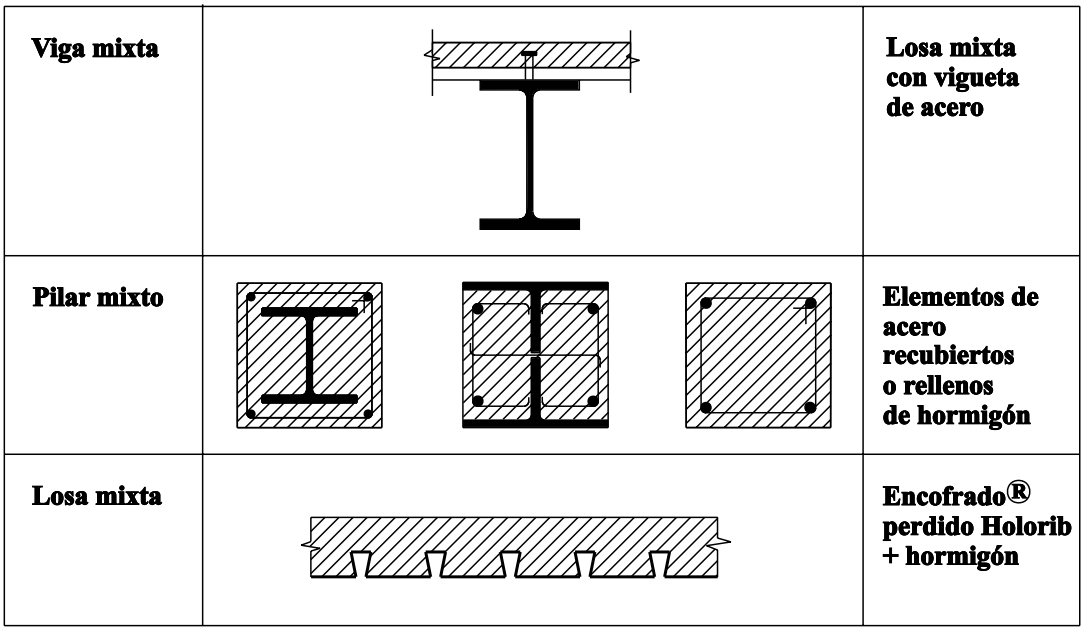


Figura 1 Elementos mixtos para edificios



Diapositiva 3

se utiliza la construcción mixta para edificios de varias plantas: La diapositiva 1 muestra la construcción de un edificio comercial en Londres. La diapositiva 2 muestra el edificio de una fábrica para la industria automovilística en Alemania.

Sería necesario añadir que la combinación de núcleos de hormigón, pórticos de acero y forjados mixtos se ha convertido en el método estándar de construcción para edificios comerciales de varias plantas en bastantes países. Se ha avanzado mucho en lugares como, por ejemplo, Japón, donde el pórtico de acero/hormigón armado es el sistema estándar en edificios altos. La razón principal de esta preferencia es que las secciones y elementos que se muestran en la diapositiva 3 son los más idóneos para resistir cargas repetidas causadas por seísmos, que requieren gran resistencia y ductilidad.

Los edificios con elementos de acero y mixtos experimentaron un renacimiento durante los años 80, lo que condujo a una profusión de nuevos conceptos constructivos y detalles estructurales.

Los elementos mixtos individuales como, por ejemplo, las vigas aisladas, pilares y forjados (figura 1), aunque de un alto nivel de

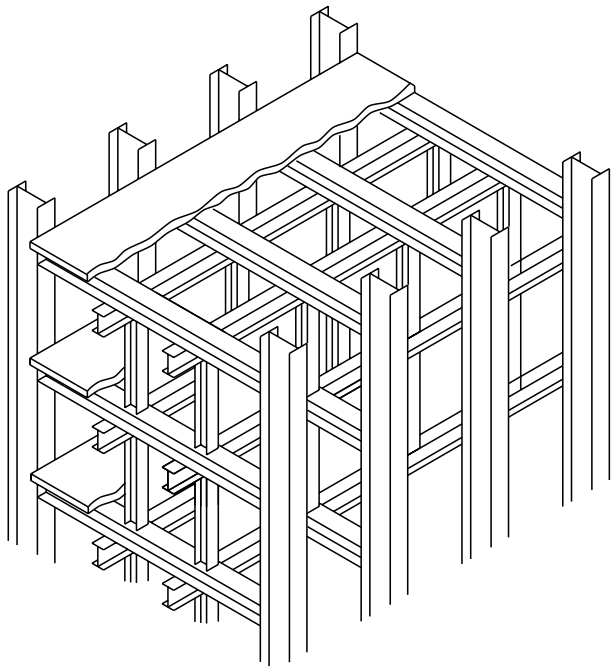


Figura 2a Construcción mixta en edificios

calidad y resistencia, también suelen ser caros, especialmente en edificios con espacios reducidos entre pilares, vigas con luces por debajo de los 9 m y cargas bajas. Por otra parte, la construcción de forjados mixtos es muy competitiva si las luces aumentan hasta 12, 15 o incluso 20 m. Sin lugar a duda, existe una demanda de luces mayores libres de pilares para edificios de oficinas con objeto de facilitar la planificación abierta o un mayor nivel de flexibilidad en la distribución, como se muestra en la figura 2.

Otro factor importante a considerar es que la utilización de secciones de acero laminado, chapas de acero perfilado y/o elementos mixtos prefabricados acelera la ejecución. Para obtener la máxima eficacia y economía, la fabricación de las uniones debe ser económica y fácil de montar en obra.

Muchos expertos opinan que el desarrollo futuro de los edificios de estructura metálica depende principalmente de la utilización de métodos de construcción mixta. Desgraciadamente estos dos importantes materiales de construcción, el acero y el hormigón, pertenecen a industrias diferentes. Dado que estos dos sectores compiten entre sí, a veces resulta difícil asegurar la óptima utilización de estos dos materiales.

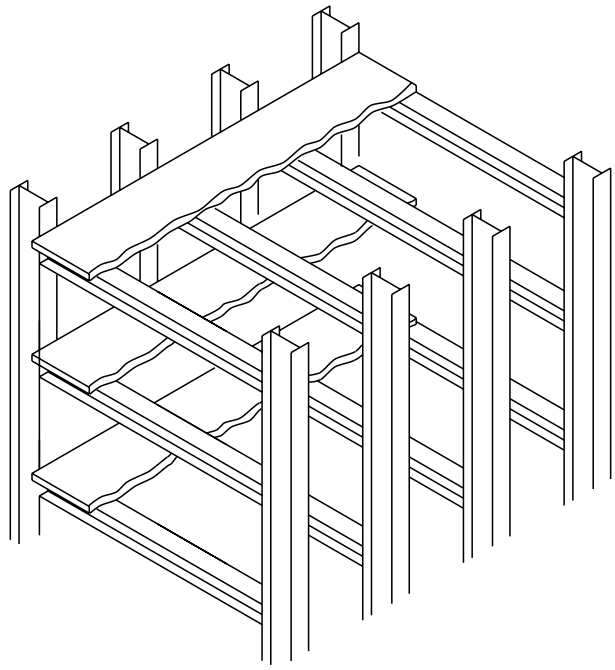


Figura 2b Construcción mixta en edificios

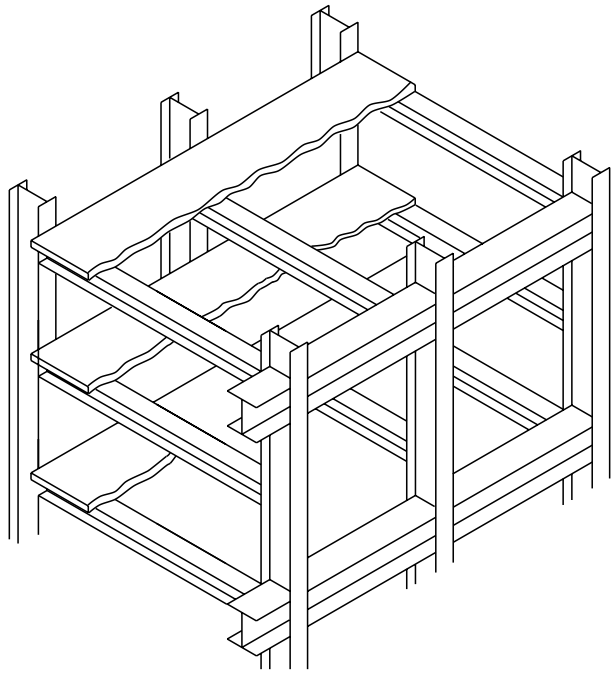


Figura 2c Construcción mixta en edificios

La figura 2 muestra tres ejemplos del uso de construcción de forjados mixtos utilizando vigas de acero y losas de hormigón en edificios: la figura 2a muestra un edificio típico de oficinas distribuidas a ambos lados de un pasillo central, cuyos muros están definidos por las posiciones de las pilares internas; la figura 2b muestra una estructura de grandes luces y libre de pilares que permite un elevado nivel de flexibilidad; la estructura que se muestra en la figura 2c tiene un número reducido de pilares, con vigas principales y secundarias.

2. ACCIÓN CONJUNTA EN VIGAS

Las vigas mixtas, sometidas principalmente a flexión, constan de un perfil de acero que actúa de forma mixta con un ala (o dos) de hormigón armado. Los dos materiales están interconectados por medio de conectores mecánicos. La práctica europea actual consiste en efectuar esta conexión por medio de conectores de espiga, soldados semi automáticamente al ala de acero, véase la diapositiva 4.

La figura 3 muestra varias secciones transversales de viga mixta en la que el hormigón fresco se ha vertido in situ sobre un encofrado de madera. Para las vigas de un solo vano, los momentos flectores, ocasionados por la aplicación de cargas verticales, causan esfuerzos de tracción en la sección de acero y de compresión en la cubierta por el hormigón, dando lugar a la utilización óptima de cada material. Por lo tanto, las vigas mixtas, incluso con pequeñas secciones de acero, tienen altos niveles de resistencia y pueden soportar cargas pesadas en luces grandes.

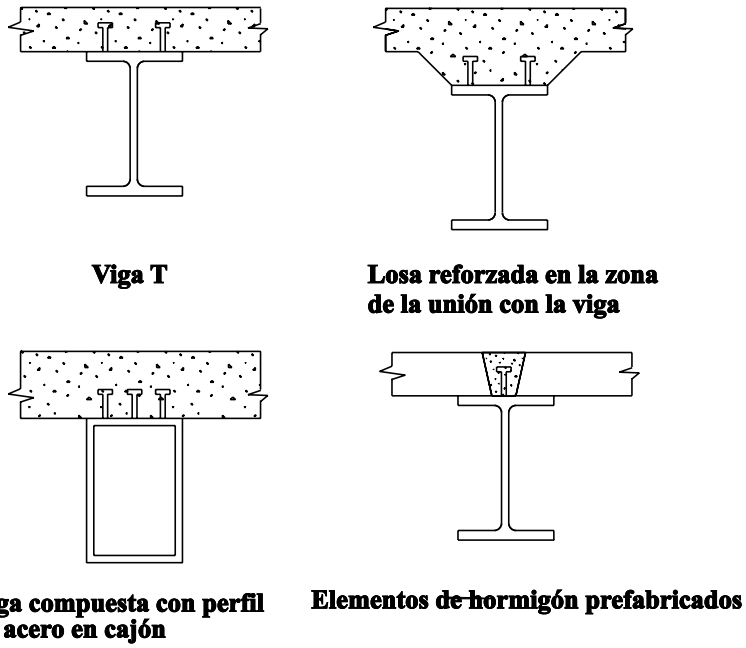


Figura 3 Secciones transversales usuales de vigas

Cada uno de los componentes actuará de forma independiente si existe un deslizamiento en la unión entre la sección de acero y la losa de hormigón, tal como se muestra en la figura 4. Si se elimina, o al menos se reduce, este deslizamiento, la losa y la viga actuarán en conjunto como una pieza mixta. El aumento de la resistencia resultante dependerá de la medida en que se impida el deslizamiento. Debe tenerse en cuenta que la figura 4 hace referencia a la utilización de conectores de espiga. El nivel de conexión depende principalmente del tipo de conexión por esfuerzo rasante que se haya utilizado.



Diapositiva 4

Las siguientes definiciones se utilizan para clarificar las diferencias entre las características de resistencia y rigidez:

- En lo que atañe a la resistencia, se distingue entre la conexión por esfuerzo rasante completa y parcial. La conexión se considera completa cuando la resistencia de la viga mixta se decide en base a su resistencia a la flexión en lugar de a su resistencia horizontal al esfuerzo rasante.

- La conexión completa o incompleta entre el forjado de hormigón y el perfil de acero da lugar a una viga mixta más o menos rígida. Dicha conexión incompleta surge cuando se utilizan conectores flexibles como, por ejem-

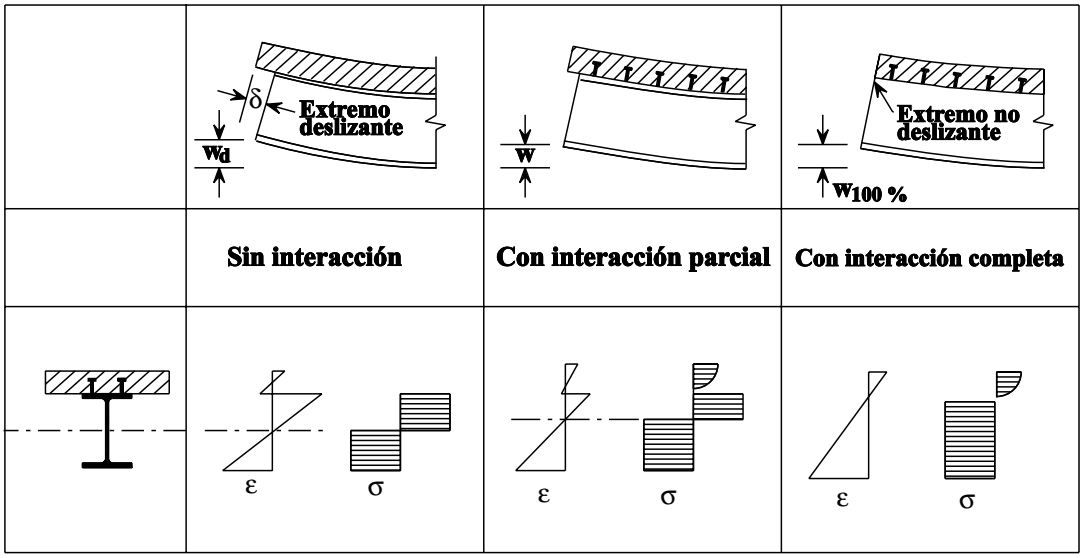
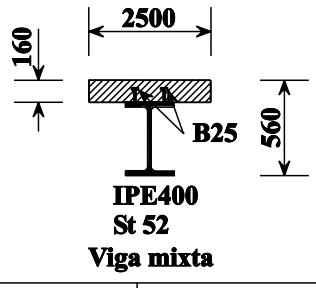
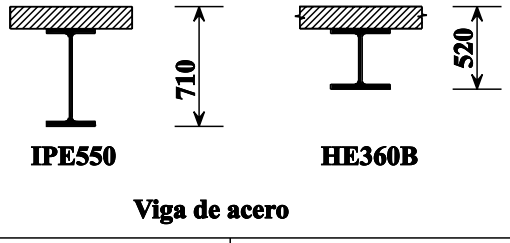


Figura 4 Elemento mixto: interacción entre la viga de acero y la losa de hormigón

plo, conectores de espiga y se experimenta deslizamiento (desplazamiento relativo) en el plano de unión acero-hormigón.

- La acción conjunta conlleva ciertas ventajas. Así, una viga mixta tiene una mayor rigidez y normalmente una mayor resistencia a la carga que su equivalente no mixto, véase la figura 5. En consecuencia, generalmente se requiere una sección de acero más pequeña, lo que conlleva un ahorro de material y de espesores en construcción y, por tanto, una reducción en la altura de las plantas en edificios y estribos más bajos en puentes.





Resistencias a la carga	**100 %**	**100 %**	**100 %**
Peso del acero	**100 %**	**160 %**	**215 %**
Altura total	**100 %**	**130 %**	**95 %**
Rigidez	**t_o- 100 % t_{oo} - 70 %**	**70 %**	**45 %**

Figura 5 Comparación entre vigas de acero y vigas mixtas (ejemplo)

3. ELEMENTOS MIXTOS

3.1 Vigas Mixtas

La figura 3 muestra el uso de las distintas formas y tipos de vigas de acero (secciones laminadas o soldadas) junto con hormigón elaborado in situ.

Se pueden utilizar losas o placas prefabricadas de hormigón en lugar de forjados de hormigón vertidos in situ (véase la figura 6). Debe procurarse una óptima precisión en el detalle así como unos cuidadosos procedimientos de construcción y acabado para asegurar un relleno adecuado de los conectores. La figura 6a muestra un sistema que utiliza grandes elementos de placas prefabricadas con juntas longitudinales. Los espacios entre las unidades se rellenarán con mortero en la estructura final, facilitando así una acción conjunta con las vigas. Estos sistemas estructurales se introdujeron a principios de los años 60. En Alemania se han construido de esta forma más de 100 aparcamientos, universidades, colegios y oficinas (véase la diapositiva 5).

La utilización de forjados prefabricados reduce las operaciones de construcción in situ y evita los trabajos húmedos. Los elementos se fabrican en taller, mediante encofrado de acero, para asegurar un alto nivel de calidad y pequeñas (estrictas) tolerancias.

La figura 6b muestra elementos de hormigón de pequeño espesor prefabricados, soportados por el ala de la viga de acero. Estos elementos actúan como un encofrado permanente cuando el hormigón se vierte in situ. Sin embargo, las distancias transversales entre los conectores y el borde del elemento de hormigón prefabricado pueden ser pequeñas, lo que hace difícil asegurar un adecuado recubrimiento de los conectores. La razón principal de la utilización de estas placas delgadas (normalmente con un grosor de 4-5 cm) es que son fáciles de manipular, casi tanto como las chapas de metal.

La figura 6b muestra también una viga mixta parcialmente recubierta, cuyos huecos están rellenos de hormigón. Este tipo de sección mixta se utiliza a menudo en la actualidad en algunas partes de Europa para mejorar su nivel de resistencia al incendio sin necesidad de adoptar medidas adicionales de

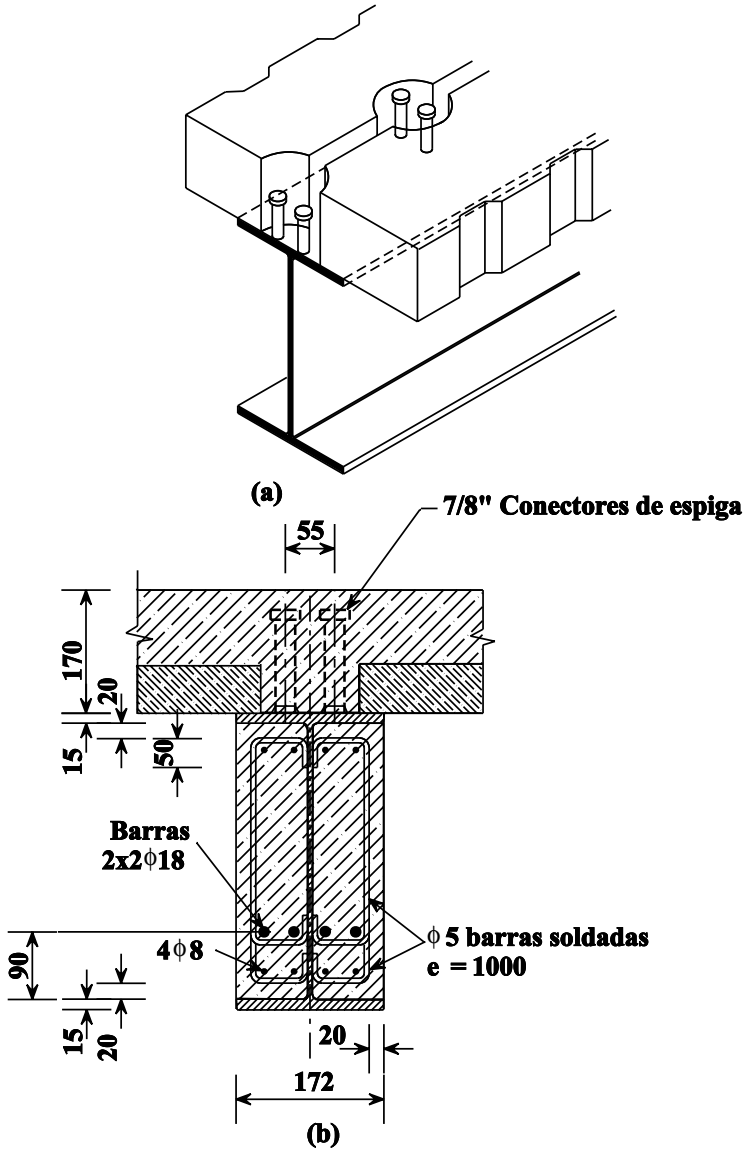
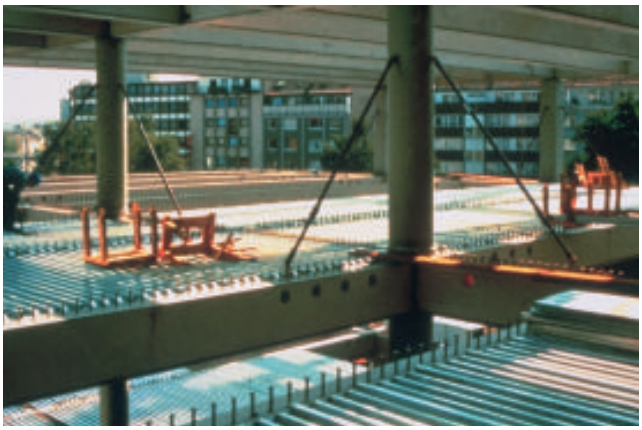


Figura 6 Utilización de elementos de hormigón prefabricados



Diapositiva 5

protección. El ala inferior de acero se queda sin protección.



Diapositiva 6

Sin embargo, la práctica normal en el caso de edificios comerciales e industriales (véase la diapositiva 6) consiste en construir los forjados utilizando placas metálicas que incorporan embuticiones o resaltes para facilitar una acción conjunta. Es una forma muy económica de acelerar la construcción y constituye una parte importante de los sistemas estructurales modernos. La placa soporta las cargas desarrolladas antes y durante el hormigonado y posteriormente actúa de forma conjunta con el hormigón vertido in situ. Normalmente se utilizan chapas de acero con perfiles trapezoidales y resaltes (véanse las figuras 7 y 15).

Las vigas mixtas no requieren cimbras o encofrados de madera. Esta ventaja se estudia en el apartado siguiente junto con dos métodos distintos de construcción, “apuntalado” y “sin apuntalar”.

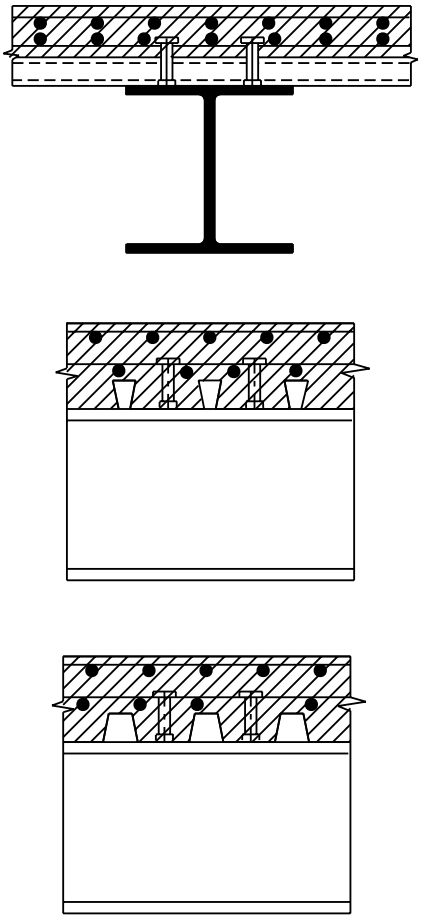


Figura 7 Se usan chapas de acero de diversos perfiles

3.1.1 Construcción Apuntalada

El rendimiento estructural será mayor si se puede asegurar que la losa de hormigón y el elemento de acero van a actuar de forma conjunta en todo momento. A este efecto, la sección mixta debería resistir todas las cargas, incluyendo el peso muerto de la propia estructura. Puede satisfacerse este requisito soportando la viga de acero hasta que se haya endurecido el hormigón. Este tipo de soporte recibe el nombre de "apuntalamiento". El número de soportes temporales no necesita ser alto; por lo general un apuntalamiento en los puntos medios y cuartos del vano es suficiente. Los apuntalamientos se dejan en su sitio hasta que la losa de hormigón haya desarrollado un nivel de resistencia adecuado.

Distintos métodos constructivos producen estados de tensión, distribuciones de esfuerzos y deformaciones por flexión bajo condiciones de servicio, diferentes. Sin embargo, las vigas mixtas cargadas hasta el límite de su resistencia colapsan al alcanzar un determinado momento flector (asumiendo que se impide la inestabilidad local), independientemente de que se haya utilizado un método constructivo con o sin apuntalamiento. Su resistencia a la flexión se puede calcular fácilmente por medio del diagrama rectangular de tensión, lo que se describe a continuación.

3.1.2 Resistencia de la Sección

Una forma típica de construcción mixta consiste en una losa conectada a elementos de acero paralelos. El sistema estructural es, por lo tanto, una serie de vigas en forma de "T", interconectadas, con alas anchas y de poco canto de hormigón, como se muestra en la figura 2. En este sistema, el espesor del ala puede no ser del todo efectivo para resistir la compresión, debido al efecto conocido como "desfase de cortante". Este fenómeno, que se tiene en cuenta utilizando la "anchura efectiva", se explica más adelante.

Normalmente, no es necesario tener en cuenta las abolladuras en la sección de acero en vigas mixtas sobre dos soportes, ya que el ala a compresión va conectada a la losa de hormigón por medio de conectores y la zona del alma que sufre compresión es normalmente pequeña. Sin embargo, en el caso de conexión parcial, la zona comprimida del alma es mayor. En este caso, existe, al menos teóricamente, la posibilidad de que pueda producirse abolladura en el alma de una viga compuesta o en un ala con un saliente ancho fuera del alcance de los conectores.

Las dimensiones de la mayor parte de las secciones de las vigas de acero en edificios permiten la aplicación del análisis plástico a la sección transversal de vigas mixtas. El cálculo del momento límite de resistencia es, por lo tanto, una aplicación del diagrama rectangular de tensiones asumiendo que los perfiles de acero pertenecen a la clase 1 o 2.

3.1.3 Vigas y Losas Continuas

Muchas vigas mixtas en edificios son -desde el punto de vista del cálculo estático- vigas continuas sobre soportes simples. Las losas de hormigón también suelen ser continuas, ya que no tienen uniones. Las vigas continuas tienen, en comparación con las vigas de un solo vano, las ventajas siguientes:

- una mayor resistencia a la carga debido a la redistribución de los momentos flectores
- una mayor rigidez
- una sección menor de acero para resistir la misma carga

Por otra parte, la continuidad puede complicar el cálculo, especialmente en lo que atañe al pandeo lateral por torsión y la abolladura en zonas de momentos negativos. La abolladura del acero puede reducir la resistencia a la flexión por debajo del momento plástico a menos que se satisfagan ciertas limitaciones a las proporciones de anchura/altura de los elementos que conforman la sección. En base a estas proporciones, las secciones de acero se agrupan en las clases

1 a 4: Las secciones de la clase 1 permiten un análisis plástico global, utilizando redistribución de momentos, lo que les proporciona un proyecto muy económico; las secciones de la clase 2 permiten un cálculo plástico del momento de resistencia pero no su redistribución. Las secciones laminadas en caliente corresponden a las clases 1 o 2 en casi todos los casos, por lo que el pandeo local no constituye un problema para su uso.

Cuando no haya uniones deberán suministrarse armaduras contra la fisuración adecuadamente proporcionadas en la losa de hormigón sobre los apoyos interiores. La armadura del hormigón aumentará de forma sustancial la resistencia a la flexión en estas zonas de momento negativo si posee un nivel suficiente de ductilidad.

3.2 Conexiones por Esfuerzo rasante

Se utilizan conectores para desarrollar la acción conjunta entre las vigas de acero y el hormigón. Esta conexión se proporciona principalmente para resistir el esfuerzo rasante longitudinal y recibe el nombre de “desfase de cortante”.

La figura 8 muestra varios tipos de conectores. Deben satisfacer un número de requisitos, tal como sigue:

- deben transferir el esfuerzo rasante directo a su base
- deben crear un enlace de tracción con el hormigón
- deben ser económicos de fabricar y reparar

En los países industrializados, el conector más común es el de espiga. Éste se puede soldar semiautomáticamente (véase la diapositiva 4) al ala superior, directamente en taller o a través de chapas finas de acero galvanizado in situ (véase la figura 8a).

Los conectores fijados por disparo, que se muestran en la figura 8b, se utilizan como alternativa para chapas metálicas cuando no hay suficiente energía eléctrica disponible in situ. Estos conectores tienen la ventaja de que se pueden utilizar pistolas modificadas de cartuchos en lugar del equipo especial que se requiere normalmente para la ejecución de complejos trabajos de soldadura a través de chapas.

En el caso de losas prefabricadas de hormigón, se han utilizado algunas veces pernos pretensados de alta resistencia para conectar dichos elementos a las vigas (véase la figura 8c). Este tipo de conexión ha sido utilizado, por ejem-

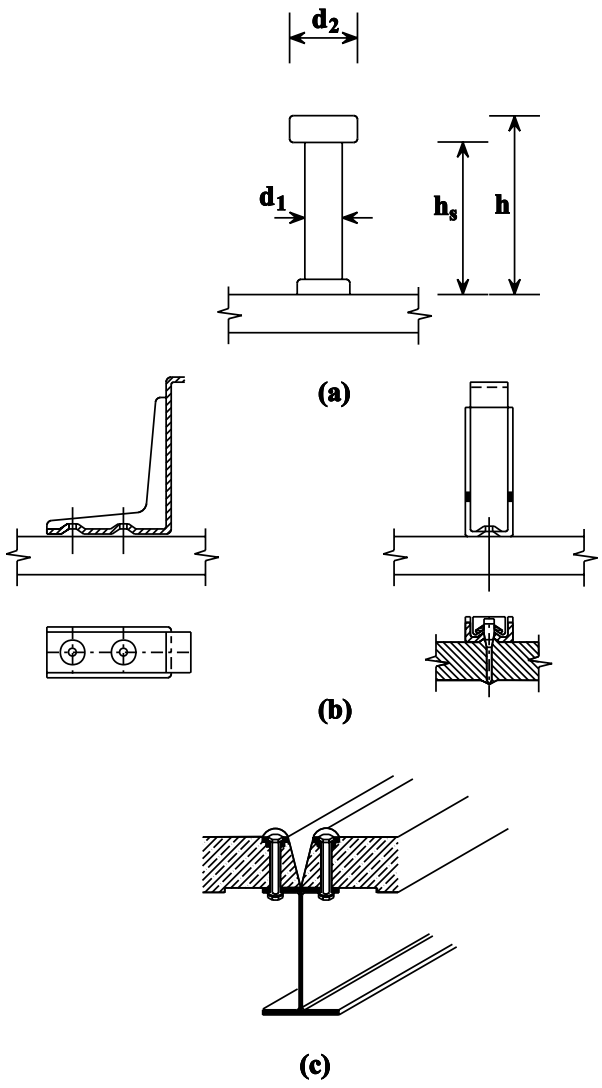


Figura 8 Conectores (ejemplos)

plo, en aparcamientos temporales, ya que puede desmontarse (aunque todos los aparcamientos de este tipo están siendo utilizados de forma permanente en la actualidad).

El comportamiento y resistencia de los conectores de espiga y de otros conectores se comprueba por medio de ensayos de “corte” y “adherencia”. Estas pruebas producen curvas de carga-deslizamiento como las que se muestran en la figura 9 para conectores de espiga. Están caracterizados por una alta rigidez a bajos niveles de carga (bajo condiciones de servicio) y por grandes deformaciones a altos niveles de carga, hasta el punto de rotura. Este comportamiento dúctil posibilita la redistribución de los esfuerzos rasantes en el plano de unión entre acero y hormigón y permite una conexión semirrígida por esfuerzo rasante. Además, los conectores de espiga pueden espaciarse uniformemente a lo largo de la longitud de la viga entre secciones transversales críticas.

Las vigas mixtas se proyectan a menudo asumiendo que la viga de acero sin apuntalar soporta el peso del acero y del hormigón fresco más las cargas de montaje. Por razones de economía podría decidirse, por lo tanto, proporcionar sólo el número de conectores que sea necesario para desarrollar una acción conjunta suficiente para soportar las cargas que se apliquen posteriormente. Este enfoque conduce a un número menor del que se requeriría para alcanzar el nivel máximo de resistencia a la flexión de la viga mixta. La utilización de esta conexión semirrígida por esfuerzo rasante conlleva un nivel inferior de resistencia y rigidez.

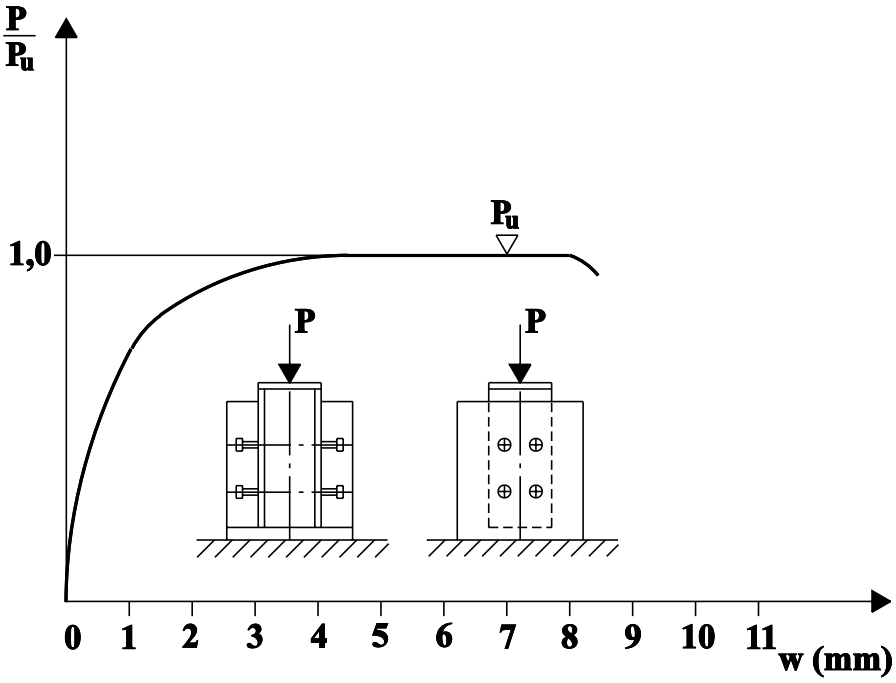


Figura 9 Conectores de espiga bajo ensayos de cortadura

Podría resultar imposible evitar la conexión semirrígida por esfuerzo rasante cuando se construye una losa con chapa metálica. El número de conectores fijados a la viga de acero podría quedar limitado por la restricción de sólo poder colocarlos en los nervios de la chapa de acero perfilado.

3.3 Uniones Viga-Pilar

Pueden utilizarse técnicas altamente desarrolladas de conexión para unir elementos estructurales de acero entre sí. Las consideraciones baratas requieren, sin embargo, que las uniones sean económicas de fabricar y fáciles de realizar in situ. Muchos estudios indican que la economía y efectividad de las estructuras mixtas pueden mejorarse si se reconoce en su proyecto el grado de continuidad proporcionado por uniones nominalmente sencillas.

En las estructuras mixtas de acero y hormigón, sin embargo, puede proporcionarse un nivel significativo adicional de rigidez y resistencia colocando barras continuas de armadura en la losa cerca de los pilares, debido a que el principal factor que gobierna el comportamiento de las uniones es la acción de la losa.

Este efecto puede aumentarse mediante una secuencia especial de construcción y hormigonado, como sigue: durante el hormigonado la sección de acero actúa como una viga de un solo vano; la viga debería estar conectada al pilar de acero por medio de dos angulares en el alma o mordazas entre alas con o sin perfiles angulares en el alma; una vez se ha endurecido el hormigón (asumiendo que no tiene uniones como se muestra en la figura 10c) pasa a ser considerado como una viga continua que soporta las cargas adicionales aplicadas. Siguiendo esta secuencia de construcción, la redistribución requerida del momento flector no es muy amplia y puede reducirse la rotación plástica de forma significativa. Además, el proyectista puede tomar la decisión de utilizar o no suplementos de ajuste entre el ala de compresión de acero y el pilar, en función principalmente del momento plástico de la unión.

La figura 10 compara uniones simples, mixtas, rígidas y semirrígidas. La construcción sin elementos de ajuste, que se muestra en la figura 10c, es coherente con el creciente interés en pórticos de acero conectados de forma flexible (semirrígidos) con simples detalles constructivos que aceleran el montaje. Se propone que deberían conseguirse los siguientes criterios:

- antes del hormigonado, las uniones deberían comportarse de forma parecida a una rótula.

- las uniones deberían ser rígidas y tener un comportamiento elástico hasta un valor previamente determinado del momento.

- las uniones deben poder resistir el momento plástico con una adecuada rotación plástica.

Las uniones de viga a pilar en edificios altos requieren soluciones algo diferentes. Hasta hace poco estos sistemas estructurales empleaban sólo uniones simples por cortante entre los elementos estructurales de acero y los de hormigón armado. Sin embargo, también deberían considerarse estructuras mixtas construidas mediante un montaje inicial de un pórtico de pilares ligeros de acero y vigas de celosía de alto canto. Los pilares de acero se recubren posteriormente con hormigón armado.

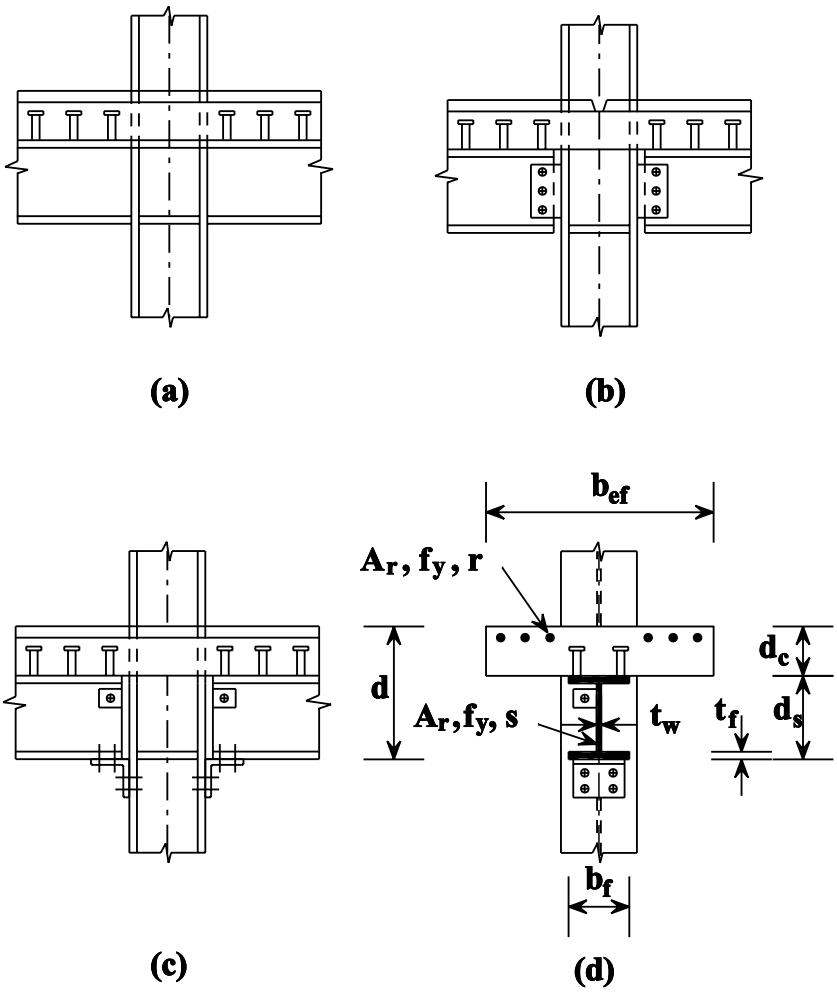


Figura 10 Uniones en la construcción mixta

3.4 Pilares Mixtos

Hay tres tipos principales de pilares mixtos en uso, véase la figura 11:

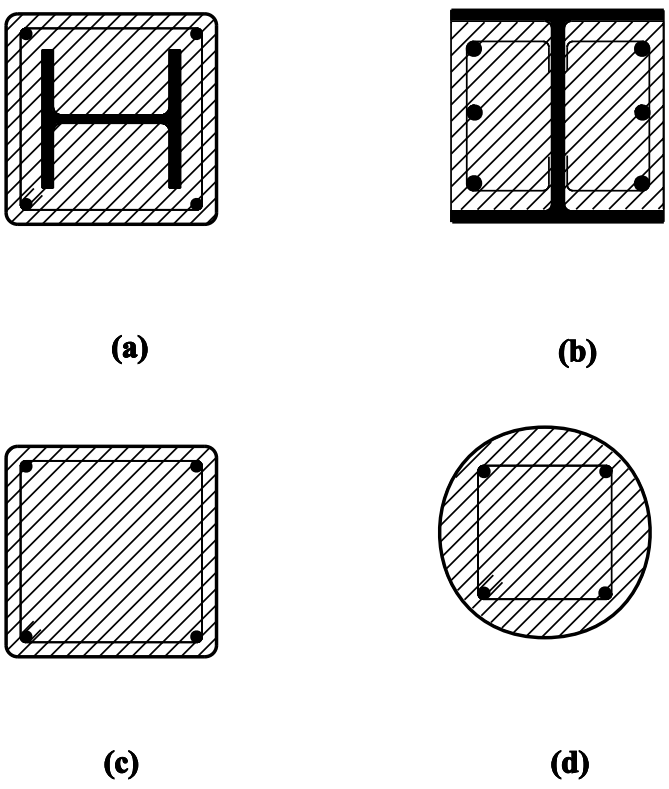


Figura 11 Secciones transversales usuales de pilares mixtos

- pilares de acero recubiertos de hormigón (a)
- tubos de acero rellenos de hormigón (c y d) y
- pilares de sección laminada recubiertos parcialmente con hormigón (b).

En el cálculo de la resistencia de estos pilares se asume una completa conexión sin deslizamiento alguno en el plano de unión entre el acero y el hormigón. En realidad deberían observarse todas las deficiencias de linealidad geométrica y física de los diferentes materiales. Sin embargo, solo es posible satisfacer estos requisitos utilizando métodos numéricos de análisis completos y software informático. La conexión completa asumida permite la definición de propiedades de sección y de relaciones de rigidez y esbeltez para toda la sección transversal no homogénea. Se necesita esta información para determinar la resistencia a las cargas, incluidos los efectos de esbeltez o P-Δ. El Eurocódigo 4 proporciona métodos simplificados de cálculo para su utilización práctica. En lugar de curvas más precisas de pandeo, el Eurocódigo 4[1] ha adoptado las curvas europeas de pandeo a, b y c originalmente establecidas para pilares de acero no revestido.

Debe garantizarse una conexión completa mediante la utilización de uniones mecánicas. Deben realizarse uniones al menos en los extremos de los pilares y donde actúen las cargas o los esfuerzos. Estas uniones han de distribuirse sobre toda la sección transversal. Los conectores pueden ser de espiga, pletinas superiores e inferiores, ménsulas adecuadas, cartelas verticales de unión, cabezales de conectador u otros medios estructurales.

Los pilares recubiertos de hormigón presentan la ventaja de que satisfacen los requisitos de resistencia al incendio sin protección adicional alguna. Además, pueden reforzarse con facilidad mediante la inserción de armadura en la capa de hormigón. No presentan, sin embargo, una superficie accesible de acero estructural para la fijación posterior de uniones ni para tratamiento atractivo de superficies. En el caso de pilares recubiertos prefabricados, las secciones de acero se fabrican en taller e incluyen todas las soldaduras, pletinas de conexión y otros elementos necesarios de sujeción. Estos pilares de acero (los más largos tienen una longitud de hasta 30 m) pueden transportarse después a otro taller donde se realiza el hormigonado. Los pilares ya terminados pueden transportarse a obra una vez ha fraguado el recubrimiento.

También se utilizan los tubos de acero rellenos de hormigón. Los tubos se rellenan generalmente de hormigón de alto nivel de resistencia, con un índice de resistencia (ensayo brasileño) de 45 a 55 N/mm^2. Estos índices de resistencia se encuentran, sin embargo, muy por debajo de los recientemente desarrollados en Norteamérica.

Si los esfuerzos de las vigas del forjado se transfieren por medio de pletinas verticales de conexión, dichas pletinas se colocan a lo largo del tubo y están soldadas en ambos lados. Esta soldadura garantiza que los dos componentes, el tubo de acero y el núcleo de hormigón, sean cargados directamente sin un nivel excesivo de deslizamiento en la unión entre el acero y el hormigón. El núcleo de hormigón debe reforzarse longitudinalmente de forma que satisfaga el necesario índice de resistencia al incendio. Sin embargo, en muchos casos resulta imposible aprovechar toda la resistencia del pilar.

3.5 Secciones de Acero Parcialmente Recubiertas

Las secciones de acero parcialmente recubiertas, para vigas y pilares constituyen un progreso interesante en los últimos 10 años. La característica más importante de dicha sección es su inherente alto nivel de resistencia al incendio. Esto se debe al hecho de que el hormigón impide que las piezas internas de acero - tanto el acero estructural como las barras de armadura - se calienten con una rapidez excesiva. La figura 12 muestra dos vigas mixtas parcialmente recubiertas (en el lateral derecho) comparadas con la protección convencional al incendio mediante tablas. La diapositiva 7 muestra una construcción típica de forjado mixto en la que se utilizan secciones parcialmente recubiertas; en ella no es necesario utilizar protección adicional contra el incendio para vigas y forjados.

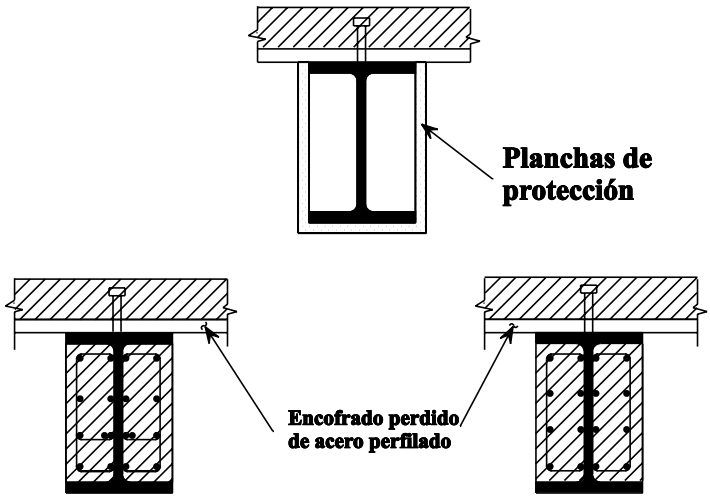


Figura 12 Vigas mixtas resistentes al incendio

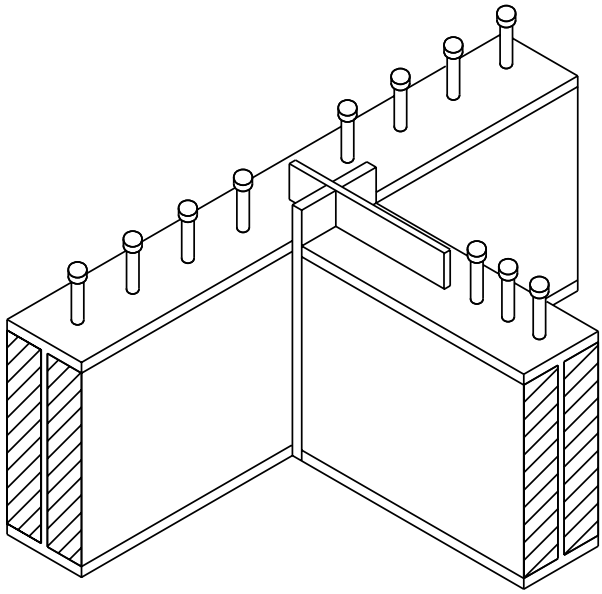
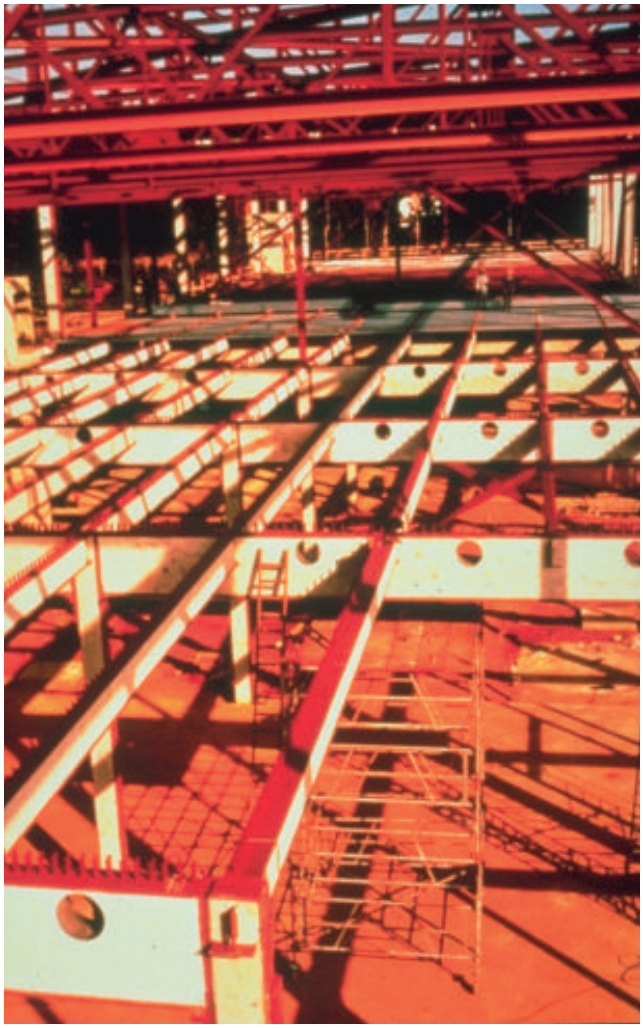


Figura 13 Vigas parcialmente recubiertas

Las piezas de hormigón se fabrican en un taller o in situ con anterioridad a su montaje. Este procedimiento permite una rápida construcción utilizando elementos mixtos prefabricados. Debería reforzarse el hormigón entre las alas utilizando estribos y barras longitudinales y debería asimismo sujetarse al alma utilizando conectores de espiga, barras soldadas o barras fijadas a través de huecos.

Además de la mayor resistencia al fuego, esto contribuye a impedir el alabeo y la abolladura del alma de acero y a aumentar de forma significativa la resistencia de la viga de acero al pandeo lateral por torsión. Estas vigas también poseen una mayor rigidez a cortante vertical y a flexión, lo que produce una reducción de su flecha final. Tienen un aspecto muy macizo, como puede comprobarse en la figura 13 y están caracterizadas por su ala inferior libre, a la que se pueden fijar conductos u otros servicios y elementos.



Diapositiva 7

3.6 Losas Mixtas

En la construcción de forjados, la utilización de losas sólidas de hormigón armado se está viendo sustituida cada vez más por chapas metálicas perfiladas (véase la figura 14). Las modernas chapas de acero perfilado con resaltes o embuticiones actúan como un encofrado permanente durante el hormigonado y como una armadura contra la tracción una vez se ha endurecido el hormigón. En esta fase final la losa mixta consiste en una chapa perfilada de acero y un elemento superior de hormigón que están interconectados de forma que puedan resistir los esfuerzos de cortante horizontales en la unión acero-hormigón. Debe impedirse, completa o parcialmente, el deslizamiento (desplazamiento relativo) en la unión, así como la separación vertical entre la chapas de acero y la capa superior de hormigón.

La acción conjunta requerida puede conseguirse de varias formas (véase la figura 15). Para permitir la posible utilización de la gran variedad de productos actuales y futuros en el mercado, el Eurocódigo 4 permite usar los métodos siguientes de consecución de esfuerzo rasante:

a. interconexión mecánica proporcionada por la forma del perfil (resaltes o embuticiones).

b. interconexión por rozamiento mediante la utilización de perfiles con forma reentrante.

c. anclaje proporcionado por espárragos soldados o conectores fijados por disparo.

d. anclajes mediante deformación de los nervios en el extremo de la chapa en combinación con (b).

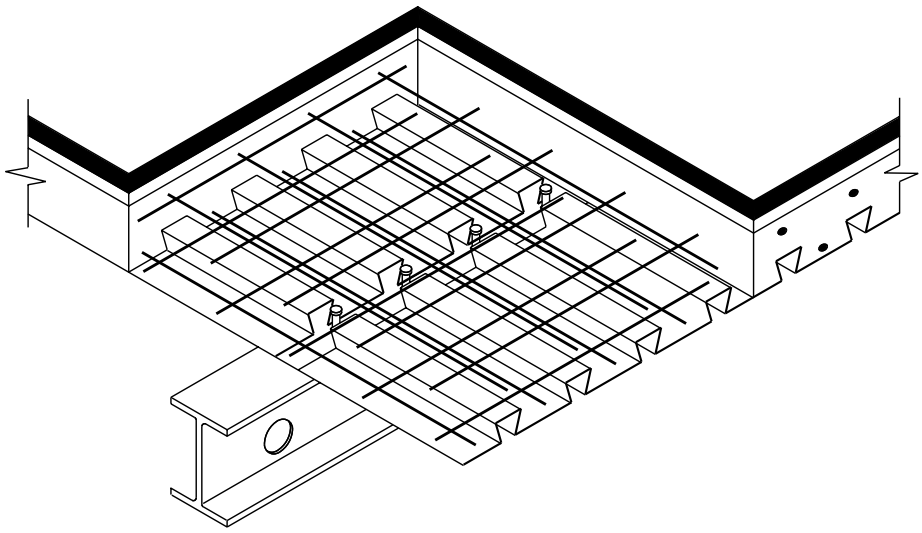


Figura 14 Utilización de chapas perfiladas en una estructura de forjado

Es indudable que el uso de chapas de acero

perfilado acelera el proceso de construcción. También se utilizan a menudo con hormigón ligero para reducir la carga muerta de los forjados En el Reino Unido, por ejemplo, el uso de hormigón ligero constituye una práctica común en edificios comerciales.

Las losas mixtas están soportadas por vigas de acero, que normalmente actúan de forma conjunta con ella. El espaciado de las vigas y, por lo tanto, la luz de la losa, depende del método de construcción, tal como sigue:

- si el espaciado de las vigas es de unos 2,50 m, no será necesario proveer apuntalamiento temporal alguno durante el proceso de hormigonado de la losa. En cuyo caso, la fase de construcción controla el proyecto de la chapa metálica. En la fase final, una vez se ha endurecido el hormigón, las tensiones en la losa mixta son muy bajas, dada su reducida luz. Para estos forjados se utilizan muy a menudo chapas trapezoidales de acero con un nivel limitado de ductilidad y resistencia al cortante horizontal. Tienen el menor peso de acero por metro cuadrado de superficie de forjado.

- Para otros tipos de forjado en los que el espaciado de las vigas es mucho mayor será necesario utilizar apuntalamiento para soportar la chapa metálica durante la operación de hormigonado. La losa mixta final sufre un alto nivel de tensión debido a la mayor luz. Este estado final puede condicionar el proyecto. En este caso las chapas de acero requerirán un buen nivel de adhesividad y resistencia a cortante. A menudo se utilizan perfiles con resaltes, lo que produce un mayor peso de acero por metro cuadrado de superficie construida.

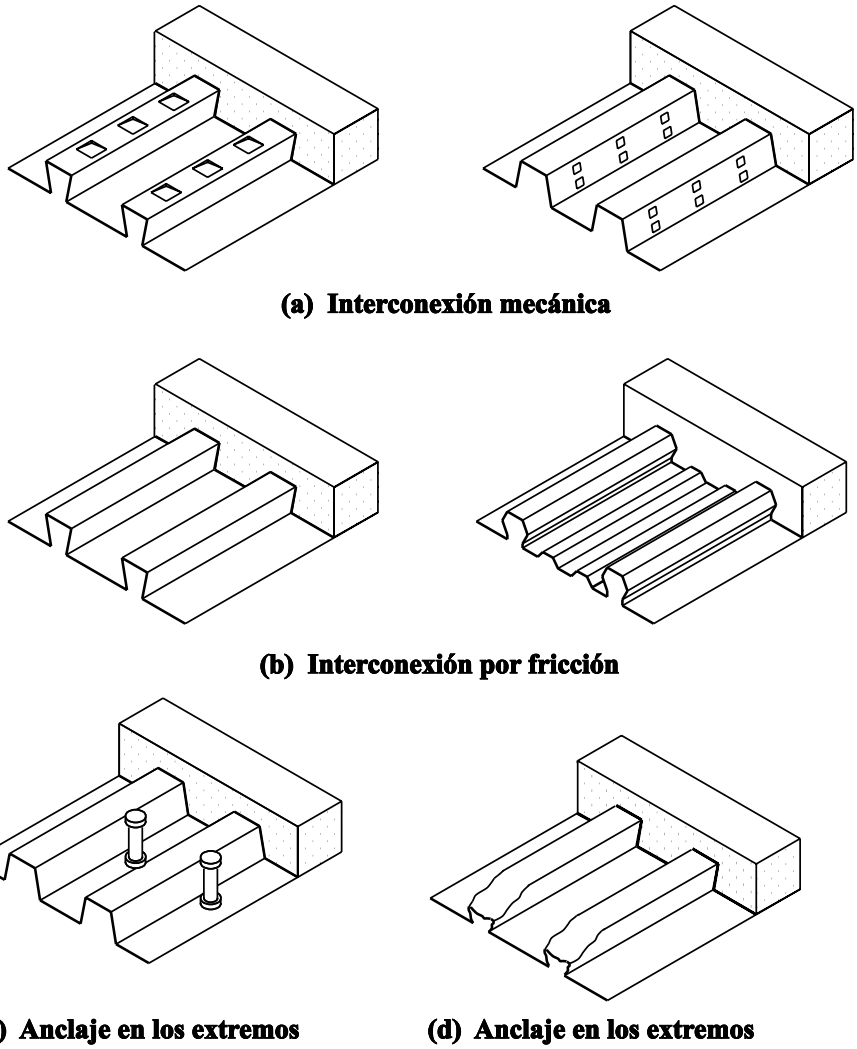


Figura 15 Formas usuales de interconexión en losas mixtas

4. CONSTRUCCIÓN DE FORJADOS MIXTOS

La construcción de forjados mixtos es esencialmente una superposición de elementos estructurales unidireccionales. Las losas se disponen entre las vigas secundarias que, a su vez, se disponen transversalmente entre las vigas principales. Estas últimas a su vez se sitúan sobre los pilares (véase la figura 16, diapositivas 1 y 2.) Este conjunto de direcciones de carga conduce a parrillas rectangulares, con grandes luces en al menos una dirección (hasta 12, 15 e incluso 20 m). Hasta los 15 m se utilizan principalmente secciones laminadas, mientras que a partir de los 12 m las vigas compuestas, vigas de alma discontinua o cerchas mixtas tienden a ser más económicas.

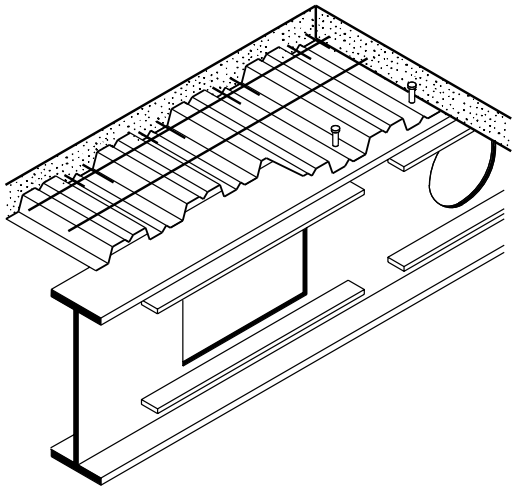


Figura 17 Grandes aperturas rigidizadas en el alma

Durante la vida de un edificio deben esperarse cambios en su utilización. Aunque muchos de estos cambios afectan a los requisitos de servicio, otros afectarán principalmente a la distribución. La mejor forma de maximizar la flexibilidad de la distribución es minimizando el número de pilares. La figura 2 muestra ejemplos típicos de formas en que las vigas principales de luz mayor pueden contribuir a reducir o eliminar pilares intermedios. Estas vigas de vano amplio pueden llegar a ser de tanto canto que los servicios sólo puedan acomodarse proporcionando huecos en las almas principales (véase la figura 17). Podría ser necesario aportar una mayor rigidez alrededor de los huecos, especialmente en la presencia de esfuerzos cortantes verticales muy importantes.

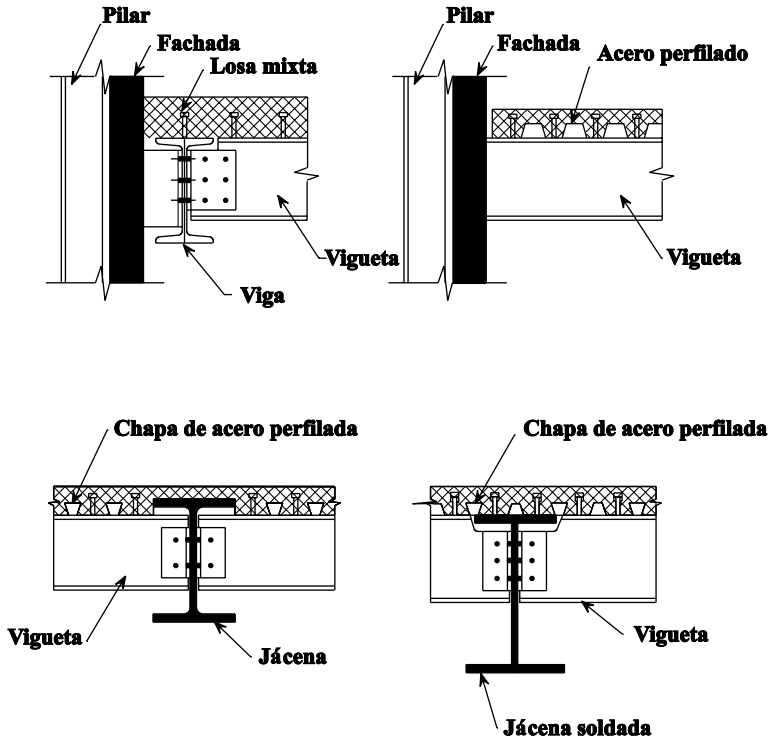
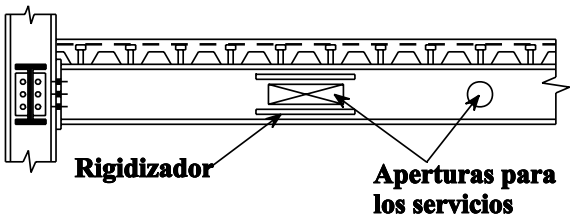


Figura 16 Estructuras de forjados mixtos (ejemplos)

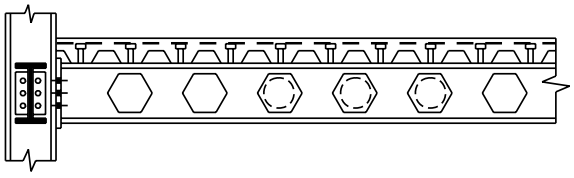
En la figura 18 se muestran otros métodos para incorporar servicios dentro del canto. Una alternativa adicional es la posibilidad de achaflanar las vigas cerca de sus extremos.

En el caso de losas de mayor luz, el proyectista debería tener en consideración el grado de susceptibilidad de la estructura del forjado a las vibraciones. El parámetro normalmente asociado con este efecto es la frecuencia natural del forjado: cuanto más baja sea esta frecuencia natural más responderá la estructura dinámicamente a las vibraciones inducidas por sus ocupantes.

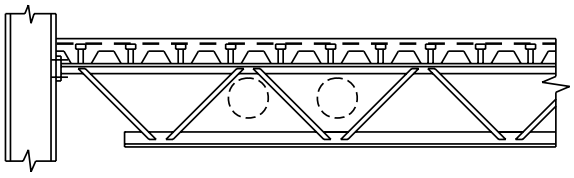
Por esta razón los forjados (o vigas) se proyectan normalmente para que tengan una frecuencia natural no inferior a 3 Hz y, en el caso de forjados que pudieran estar sujetos a actividades



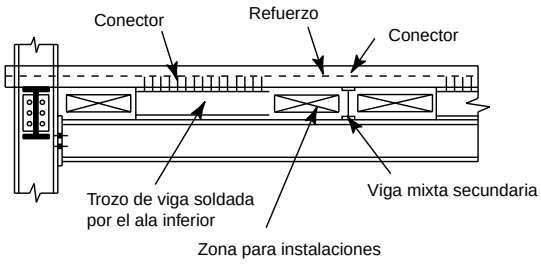
(a) Viga con aperturas en el alma



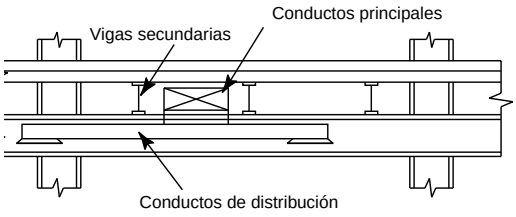
(b) Viga alveolada



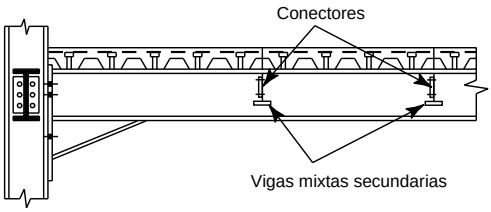
(c) Viga de celosía



(d) Viga para paso de instalaciones



(e) Solución con vigas paralelas



(f) Vigas reforzadas

Figura 18a-c Diferentes métodos de incorporar los servicios dentro de la altura de la estructura

Figura 18d-f Diferentes métodos de incorporar los servicios dentro de la altura de la estructura

de grupos rítmicos, no inferior a 4 Hz. Un enfoque alternativo más preciso consistiría en estimar el comportamiento vibratorio probable y establecer los criterios de aceptación a partir de aquí, teniendo en cuenta la reacción humana a las vibraciones.

En resumen, la construcción de forjados mixtos utilizada para edificios comerciales y otros edificios de varias plantas ofrecen las siguientes ventajas principales al proyectista y al cliente:

- velocidad y simplicidad de construcción (chapas metálicas, uniones sencillas de acero).
- una construcción más ligera que la de los edificios tradicionales de hormigón (acero y hormigón ligero, elementos estructurales esbeltos de pequeñas dimensiones).
- menos construcción in situ (elementos estructurales y de acero prefabricados).
- consecuencias de tolerancias muy reducidas (estrictas) mediante la utilización de elementos de acero fabricados bajo condiciones controladas de taller, de acuerdo con procedimientos de calidad previamente establecidos.

Las vigas mixtas se proyectan utilizando métodos de cálculo plástico y la teoría de conexión parcial, combinando el acero y el hormigón con excelentes resultados. Para obtener la mayor ventaja de esta forma de construcción es necesario integrar la planificación y el proyecto desde el principio. La implicación de jefes de obra con experiencia desde las fases iniciales ayudará a evitar problemas posteriores. Con este enfoque cuidadosamente planificado se pueden ejecutar de forma simultánea operaciones diferentes como, por ejemplo, el montaje de elementos de acero, chapas metálicas y soldadura de conectores, hormigonado, protección contra incendio, recubrimiento, trabajos de fachada, servicios y acabados en plantas diferentes.

5. PUENTES MIXTOS

Los puentes mixtos de luz media se construyen normalmente utilizando vigas compuestas de acero, soldadas y ensambladas, y un tablero de hormigón armado, tal como se muestra en la figura 19. Las vigas en cajón (véase la figura 20), que tienen un aspecto más atractivo pero que son más caras, se utilizan con menor frecuencia. Para las luces más reducidas, desde 20 hasta 35 m, las secciones de acero laminado son más populares. Éstas pueden utilizarse con un tablero de hormigón o encastradas en hormigón (ala superior y alma). La diapositiva 8 proporciona una ilustración de secciones laminadas que se pueden fabricar curvadas si hiciera falta.



Diapositiva 8

Desde los años 50 se han fabricado varios puentes de carretera, de gran luz, continuos y mixtos. Durante los años inmediatamente posteriores a la Segunda Guerra Mundial el acero era muy caro, por lo que se aprovechaban las secciones transversales mixtas ligeras para ahorrar costes en materiales. Las secciones de hoy en día son más compactas y más simples y no tienen tantas vigas secundarias, anclajes y rigidizadores. Esta forma de estructura ahorra costes de mano de obra en el taller así como en la propia obra.

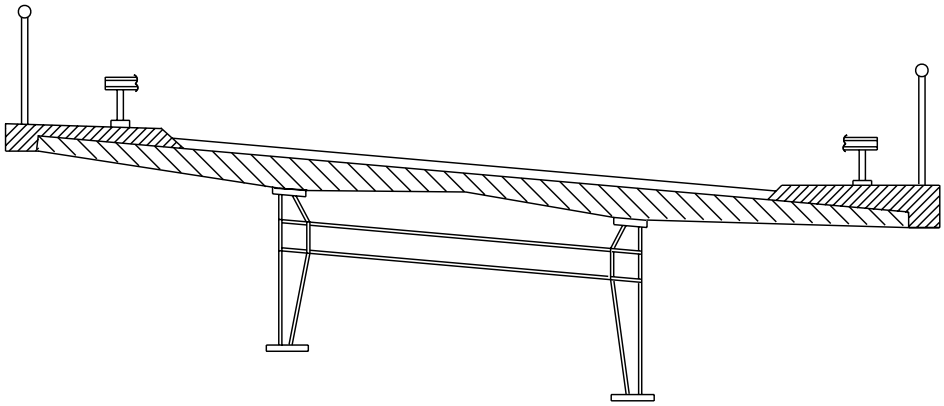


Figura 19 Sección transversal típica de un puente mixto de vigas compuestas para luces medias

Dada la naturaleza asimétrica de la sección transversal, la retracción del hormigón siempre causa compresión y flexión positiva en la sección de acero, lo que conduce a flechas mayores.

En la construcción apuntalada, la compresión del ala de hormigón causada por el peso propio de la viga causa deformaciones por fluencia. El hormigón produce compresión y las tensiones y esfuerzos se distribuyen entonces desde el ala de hormigón a la viga de acero y ésta debe, por lo tanto, resistir una proporción mayor de la carga. Esta redistribución conlleva también mayores flechas.

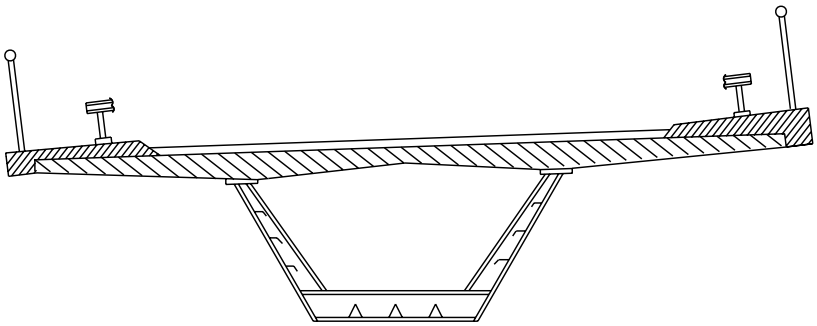


Figura 20 Puente mixto de sección hueca

Una forma sencilla de controlar los efectos de fluencia y

retracción es reduciendo la rigidez del hormigón mediante la aplicación de los correspondientes coeficientes de reducción “n”. Estos factores n dependen no sólo de la duración y del tiempo de carga después del hormigonado, sino también de las propiedades de la sección transversal y de las condiciones ambientales. Este procedimiento no se aplica para vigas en edificios, donde se requiere una menor precisión.

En el estado último las deformaciones plásticas causadas por la carga son mucho mayores que las causadas por la fluencia y la retracción, por lo que se pueden despreciar éstas últimas.

Las consideraciones de cálculo de los puentes mixtos se comentan con mayor detalle en la lección 12.10.

6. RESUMEN FINAL

1. La construcción mixta, especialmente la que utiliza chapas de acero perfilado, permite mantener un ritmo rápido de construcción.
2. El peso del acero en la construcción mixta es significativamente inferior al que tendrían los mismos materiales si se utilizaran de forma independiente.
3. No es necesario utilizar andamiaje y encofrado, costoso, ya que la viga de acero puede soportar su propio peso y del hormigón, por sí sola o con la ayuda de algunos elementos provisionales de apuntalamiento. El encofrado de madera puede sustituirse por elementos de hormigón prefabricado o chapas de acero perfilado.
4. Las ventajas anteriormente relacionadas constituyen un poderoso argumento para la utilización de vigas mixtas en edificios. Son más significativas, sin embargo, para luces medias a grandes que para cortas.
5. La desventaja principal de la construcción mixta es la necesidad de proporcionar conectores en la unión acero-hormigón.
6. Otra pequeña desventaja es que su proyecto y construcción son algo más complicados que otros métodos. Esta desventaja es especialmente relevante para estructuras continuas y puentes. Sin embargo, se ve compensada por las ventajas significativas que se pueden obtener.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures:” ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en imprenta).

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Bode, H., “Verbundbau, Werner-Verlag”, Düsseldorf 1987.

2. Johnson, R.P., “Composite Construction 1 and 2”.

3. Hart, F., Henn, W., Sontag, H., “Multi-Storey Buildings in Steel”, Second Edition, Collins, London 1985.

4. Lawson, R.M., “Design of Composite Slabs and Beams with Steel Decking”, SCI-Publication 055, 1989.

5. Bucheli, P., Crisinel, M., “Verbundträger im Hochbau, Schweizerische Zentalstelle fur Stahlbau (SZS)”, Zürich 1982.

6. Muess, H., “Verbundtrager im Stahlhochbau”, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/ Düsseldorf 1973.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.2: Comportamiento de Vigas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el comportamiento básico de vigas mixtas incluyendo una descripción geométrica de una viga típica, su construcción y las relaciones de tensión y deformación plástica que se desarrollan bajo carga.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.8.2:	Vigas Arriostradas
Lección 12.1:	Generalidades sobre Construcción Mixta

LECCIONES AFINES

Lección 12.3:	Vigas de un Solo Vano
Lecciones 12.4:	Vigas Continuas
Lecciones 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio
Lecciones 12.6:	Uniones por esfuerzo Rasante

RESUMEN

Las vigas mixtas se definen según la sección de acero, la losa de hormigón y los conectadores utilizados en el forjado tipo de un edificio. Se hace un breve resumen del comportamiento del material de cada uno de los componentes y se hace referencia a la naturaleza esbelta de la sección de acero y a las propiedades anisótropas de la losa de hormigón. Se describe el comportamiento estructural de una viga mixta típica, en tres fases, con respecto a la deformación unitaria y tensión de cada elemento componente: en primer lugar, bajo cargas bajas que provocan una conexión completa y una respuesta elástica lineal; en segundo lugar, cuando hay un cierto deslizamiento bajo una carga mayor y, finalmente, cuando los materiales alcanzan los niveles de tensión que provocan su agotamiento. La construcción con y sin apuntalamiento da lugar a diferentes comportamientos de viga, que se describirán. La conexión parcial también se explica en términos cualitativos. La lección concluye con un resumen de las limitaciones que el ingeniero debe tener en cuenta al calcular vigas mixtas.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección describe, en términos generales, el comportamiento de la forma más común de elemento mixto: la viga mixta. Al hacerlo, será posible explicar muchos de los problemas asociados con el análisis y proyecto de otros elementos como, por ejemplo, los pilares y las losas. Por todo ello, la lección forma una base sobre la que construir una comprensión del comportamiento de los elementos mixtos.

Después de una descripción general de una viga mixta se facilita una más detallada de los elementos que la componen y de su comportamiento estructural individual. La acción estructural se describe con referencia a la deformación unitaria y a la tensión resultante. Se traza el proceso de deformación en una viga mixta tipo, bajo una carga creciente, hasta su agotamiento.

La forma en que se construyen las vigas mixtas puede alterar su resistencia a las cargas aplicadas. Por esta razón resulta esencial proyectar vigas mixtas teniendo en cuenta tanto su construcción como sus condiciones de servicio. También es posible proyectar un viga para “conexión semirrígida” de forma que cada condición es igualmente crítica. Se facilita una definición de la conexión semirrígida y se exponen breves razones que justifican el requisito de proyecto en dos fases. Los vanos simples constituyen una forma común de viga, por lo que se explica su comportamiento. También se introduce el comportamiento de vigas continuas.

Finalmente se proporciona un resumen de los criterios de cálculo de vigas mixtas. Estos criterios se desarrollan en mayor detalle en lecciones posteriores.

2. COMPORTAMIENTO DE LOS COMPONENTES

Dado que una viga mixta está compuesta de tres componentes (véase la figura 1), resulta necesario revisar el comportamiento de cada uno de ellos antes de poder describir el comportamiento general del conjunto.

Bajo tensión y compresión, el acero se comporta de forma linealmente elástica hasta que la primera fluencia del material tiene lugar. A partir de ese momento se deforma de forma plástica hasta que se produce su endurecimiento por deformación plástica. Este comportamiento se muestra en forma de diagrama en la figura 2a, junto con la idealización del comportamiento del acero que se asume para el cálculo. En general, la mayor parte de la sección de acero se encuentra a tracción debido al efecto de la flexión por momento positivo, por lo que la abolladura de las secciones esbeltas no constituye un problema. Sin embargo, en vigas continuas, porciones significativas de la sección de acero se ven sometidas a compresión, por lo que es necesario considerar el efecto de la abolladura. Este tema se desarrollará en las lecciones 12.4.1 y 12.4.2.

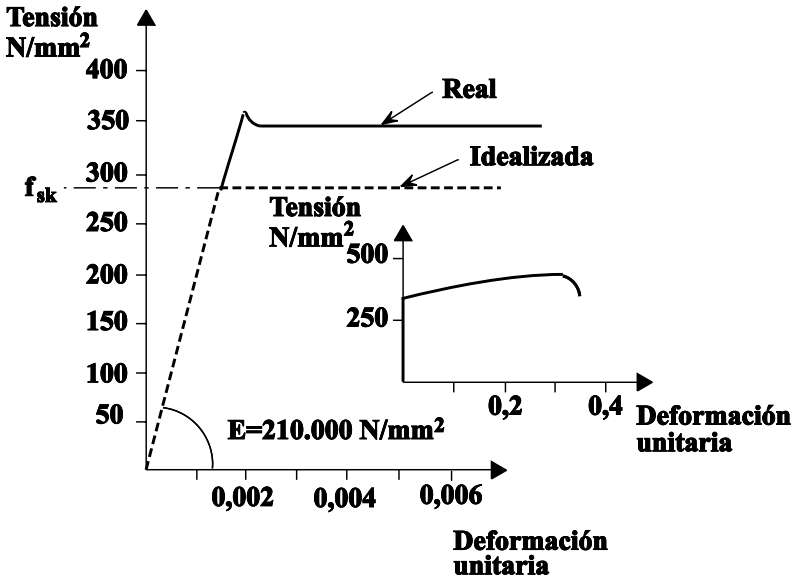


Figura 2a Propiedades mecánicas del acero

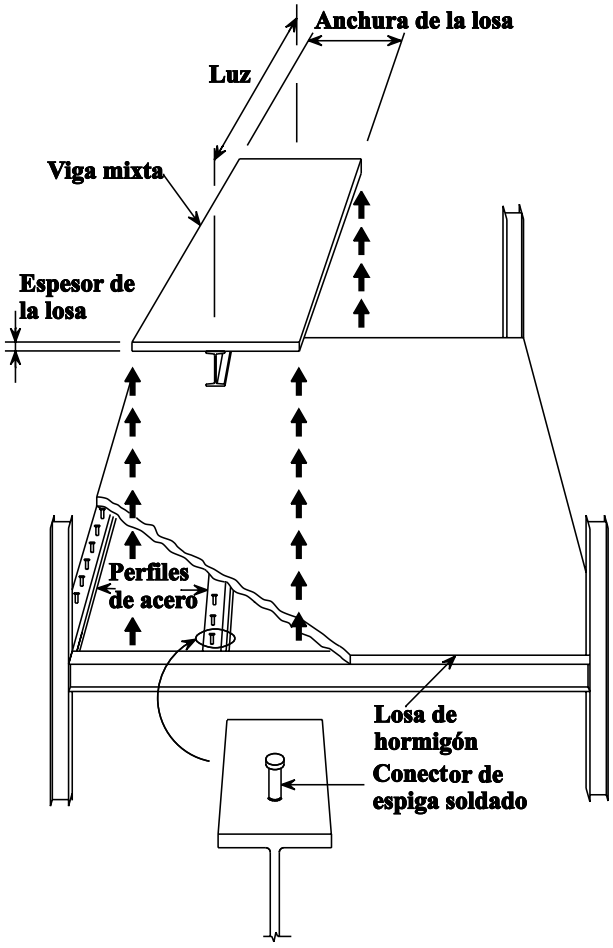
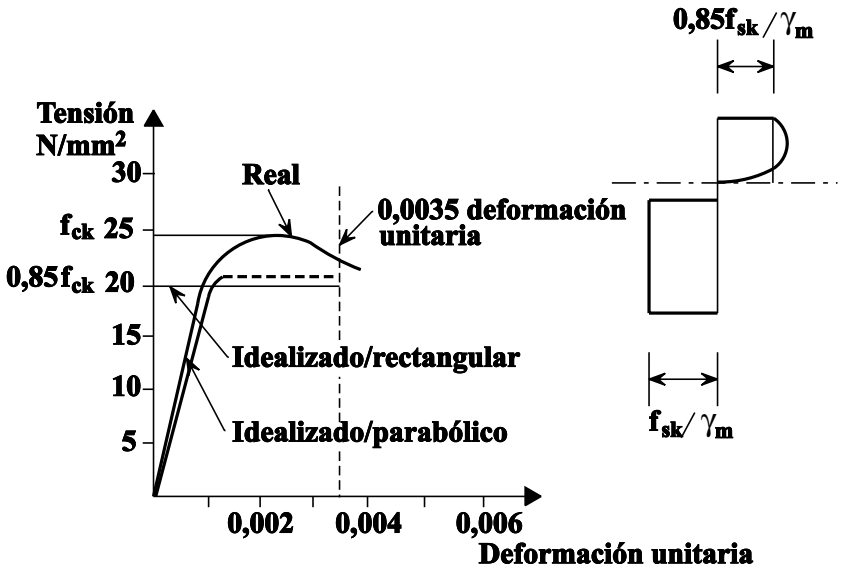


Figura 1 Una típica estructura de forjado; se muestra una viga mixta idealizada como elemento aislado

El comportamiento del hormigón es más complejo. Deben considerarse dos situaciones distintas. El hormigón a compresión sigue una curva de tensión/deformación plástica no lineal. Este comportamiento se muestra en la figura 2b junto con las simplificaciones que se utilizan en el cálculo. El diagrama de tensión parabólico se utiliza a menudo en el cálculo de hormigón armado, pero normalmente se asume el modelo rectangular en el cálculo de vigas mixtas. El comportamiento no lineal del material provoca una respuesta no-elástica en la estructura. El hormigón sometido a tracción se fisura a cargas muy bajas y normalmente se asume en el cálculo que el hormigón no tiene resistencia alguna a la tracción.



El comportamiento de las uniones (véase la figura 2c) se desarrollará en detalle en la lección 12.6.1. Aquí bastará establecer que también es un componente no lineal. Este comportamiento contribuye a la complejidad del cálculo.

Figura 2b Propiedades mecánicas del hormigón

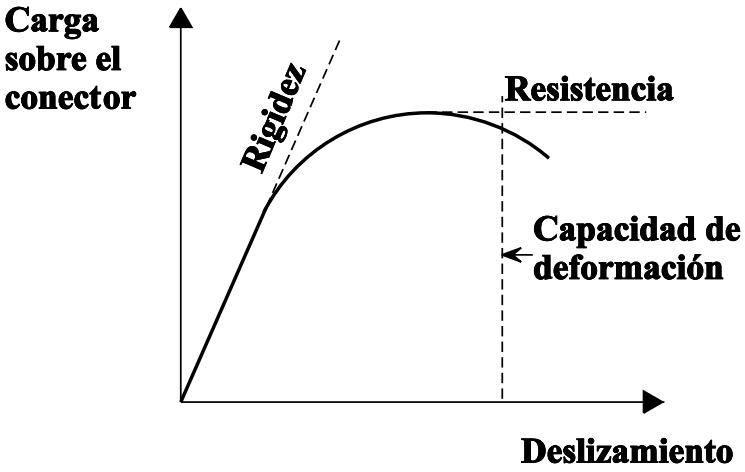


Figura 2c Propiedades mecánicas de conectores

3. DESCRIPCIÓN DE UNA VIGA MIXTA SIMPLEMENTE APOYADA

3.1 Generalidades

Las vigas mixtas están compuestas por una losa de hormigón armado prefabricado o mixta ubicada entre secciones de acero y conectada a ellas. La figura 1 muestra una disposición típica. Los elementos de acero a menudo reciben, erróneamente, el nombre de “vigas”. En esta lección se las denomina “secciones de acero” a fin de evitar confusiones.

Normalmente la losa se extiende entre secciones paralelas de acero y su cálculo está dictado por esta acción transversal. Por esta razón, la luz, el canto y la calidad del hormigón se determinan independientemente y se conocen con anterioridad al cálculo de la viga.

Para la construcción no mixta, las secciones de acero se calculan para soportar la carga que actúa sobre el forjado más el propio peso de la losa, tal como se muestra en la figura 3. La sección de acero es simétrica con respecto al canto medio y tiene una línea neutra en este punto. El perfil soporta deformación a ambos lados de esa línea neutra y los esfuerzos de tracción y compresión de las fibras externas son idénticas. Los valores de los esfuerzos (σ) correspondientes a la tracción (t) y compresión (c) de la sección de acero pueden evaluarse utilizando la teoría básica de la flexión.

$$\sigma_t \text{ y } \sigma_c = M_{\text{carga útil}} / W_{\text{sección de acero}}$$

La losa de hormigón no está conectada a la sección de acero, por lo que se comporta de forma independiente. Debido a que generalmente es muy débil en su flexión longitudinal, se deforma adaptándose a la curvatura de la sec-

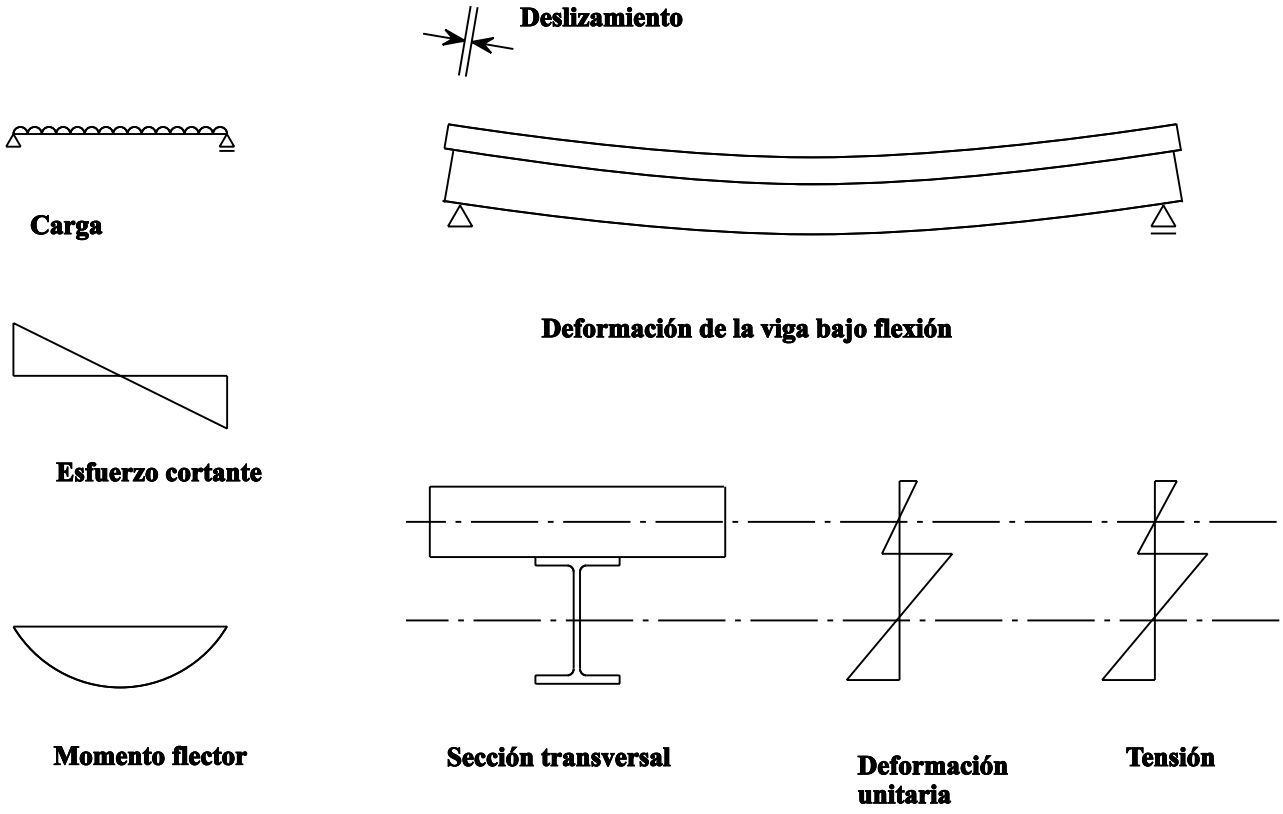


Figura 3 Viga sin acción conjunta

ción de acero y tiene su propia línea neutra. La superficie inferior de la losa de hormigón puede deslizarse libremente sobre el ala superior de la sección de acero y existe un deslizamiento considerable entre los dos elementos. La resistencia a la flexión de la losa a menudo es tan insignificante que se ignora.

Alternativamente, si la losa de hormigón está conectada a la sección de acero, las dos actúan en conjunto para soportar la carga útil, tal como se muestra en la figura 4. El deslizamiento entre la losa y la sección de acero se ve ahora impedido y la conexión resiste un esfuerzo rasante longitudinal (rasante) similar en distribución al esfuerzo cortante vertical que se muestra.

La sección mixta es asimétrica y muestra una sola línea neutra que suela hallarse cerca del ala superior de la sección de acero. Los esfuerzos de tracción y compresión de las fibras externas dependen, por lo tanto, del momento general de inercia (I) de la sección mixta y de su distancia a la única línea neutra.

Asumiendo que la carga ocasiona deformación elástica, las tensiones generadas en la sección pueden determinarse utilizando la teoría básica de la flexión. Los esfuerzos correspondientes a la condición de carga de servicio se pueden obtener (figura 4) en base a:

$$\sigma_t = M_{\text{carga de servicio}} * y_1 / I_{\text{sección mixta}}$$

$$\sigma_c = M_{\text{carga de servicio}} * y_2 / I_{\text{sección mixta}}$$

donde

y_1 es la distancia de la fibra de acero más alejada de la línea neutra

y_2 es la distancia de la fibra de hormigón más alejada de la línea neutra

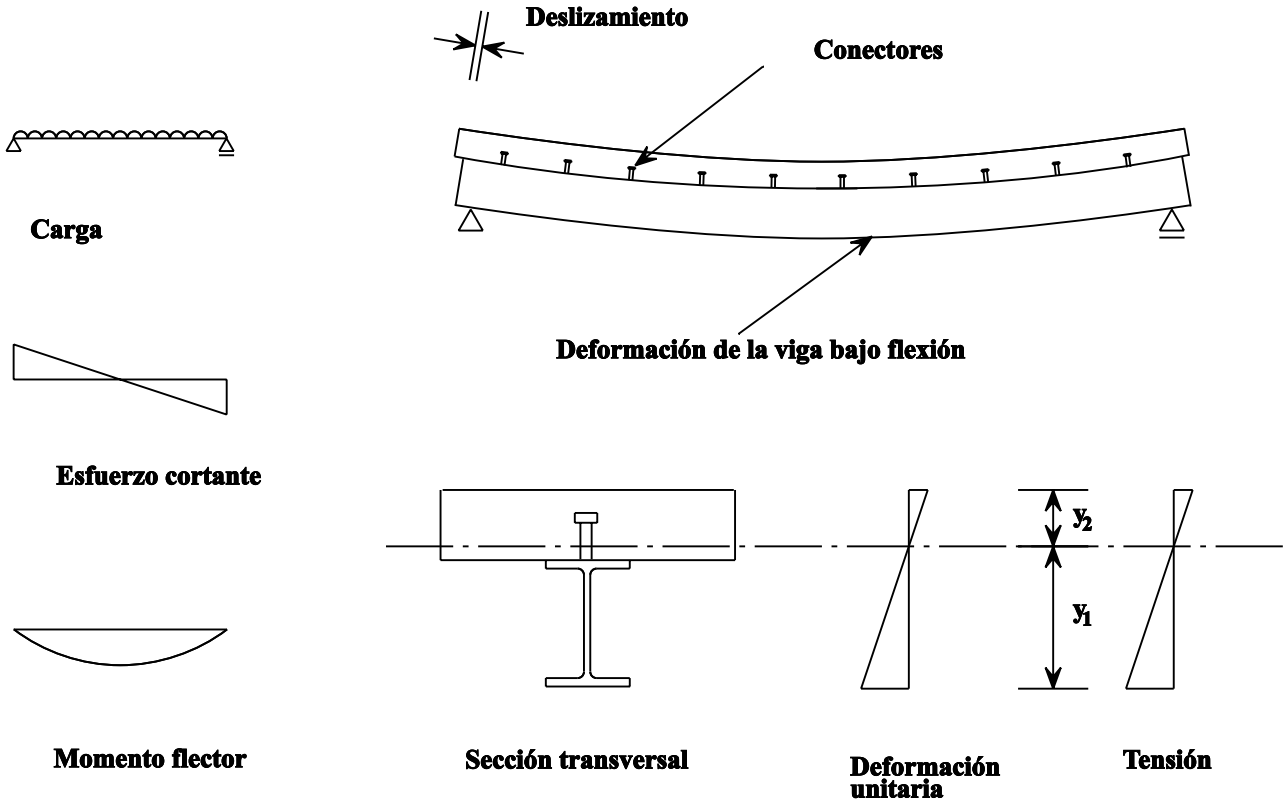


Figura 4 Fase 1 de la viga mixta

El valor I de la sección mixta es normalmente varias veces el valor de la sección de acero. Por lo tanto, se puede observar que, para una carga similar, las tensiones de la fibra más alejada de la sección mixta serán mucho menores que las generadas en la viga no mixta.

Esta diferencia también afecta a la rigidez de las vigas, lo que se comentará con mayor detalle en las lecciones 12.5.1 y 12.5.2.

Se asume que las tensiones que se desarrollan en la losa en sentido transversal a la longitud de la viga no tienen efecto alguno sobre el comportamiento longitudinal. Normalmente se ignoran al calcular la viga mixta. Sin embargo, la luz de la viga a menudo determina la extensión de la losa que puede asumirse que ayuda a adoptar la flexión longitudinal. Este supuesto se desarrollará con mayor detalle en la lección 12.3. Aquí se asume que la mitad del vano transversal, a cada lado de la sección de acero, es efectiva en lo que atañe al soporte de la compresión longitudinal.

La conexión entre la losa y la sección de acero puede establecerse de muchas formas. En general se forma utilizando una serie de elementos mecánicos. El formato más común de conector es el de espiga que se muestra en la figura 1. Las lecciones 12.6.1 y 12.6.2 tratan detalladamente del comportamiento de este conector y describen algunos otros tipos.

Se puede observar que las vigas mixtas forman parte de un complejo sistema de construcción de forjados y que es difícil separar las acciones transversal y longitudinal de la losa. La figura 1 identifica la sección típica de viga que se comenta en el resto de esta lección.

3.2 Comportamiento Estructural

La mejor forma de describir el comportamiento de una viga mixta bajo la acción de una carga baja, una carga media y la carga límite que produce el agotamiento es por fases. Los diagramas de carga, momento flector y esfuerzo cor-

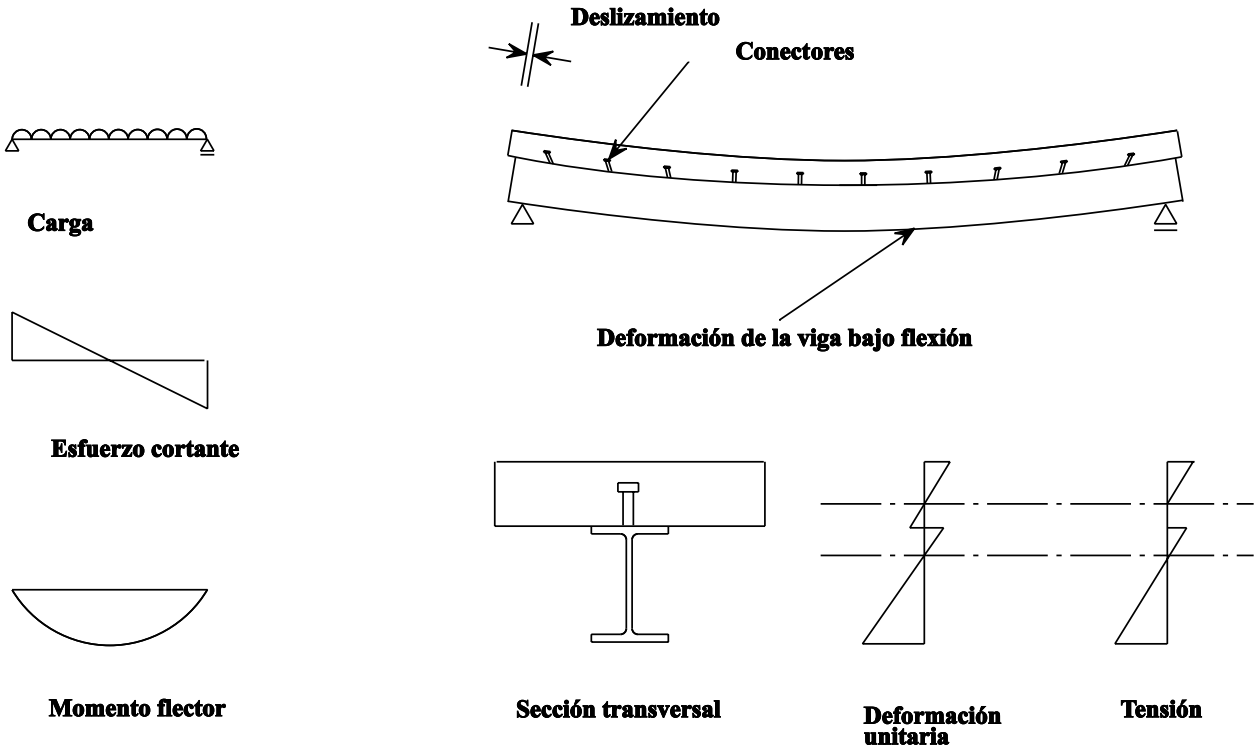


Figura 5 Fase 2 de la viga mixta

tante, así como la deformación, la deformación unitaria y la tensión dentro de la sección, se muestran todas en forma de diagrama, para las tres fases, y relacionadas con las flechas resultantes, en las figuras 4-6.

Fase 1 - Figura 4

Para cargas muy bajas, el acero y el hormigón se comportan de forma más o menos lineal. La conexión entre estos dos elementos soporta bajos niveles de tensión tangencial, por lo que resulta improbable que ocurra un deslizamiento longitudinal apreciable. La viga se deforma de manera que la distribución de la deformación unitaria en el punto intermedio del vano y la tensión resultante son lineales, tal como se muestra en la figura 4.

Puede observarse en el diagrama que, en este caso, la losa deberá ser de gran grosor ya que la línea neutra se halla dentro del hormigón. El resultado de esto es que parte del hormigón se encuentra sujeto a tracción. Se ha asumido que este hormigón se agrieta y que, por lo tanto, no soporta tensiones de tracción. Si la losa fuera delgada sería posible que la línea neutra estuviera en el acero, por lo que el área de acero por encima de la línea se vería sometida a compresión.

Este estado corresponde, en la práctica, a la situación de carga de servicio en la zona de momento positivo de casi todas las vigas mixtas.

Fase 2 - Figura 5

Según aumenta la carga, la tensión tangencial entre la losa y la sección de acero da lugar a deformación en la zona de conexión. Esta deformación recibe el nombre de 'deslizamiento' y contribuye a la deformación general de la viga. La figura 5 muestra el efecto del deslizamiento en la distribución de tensión y deforma-

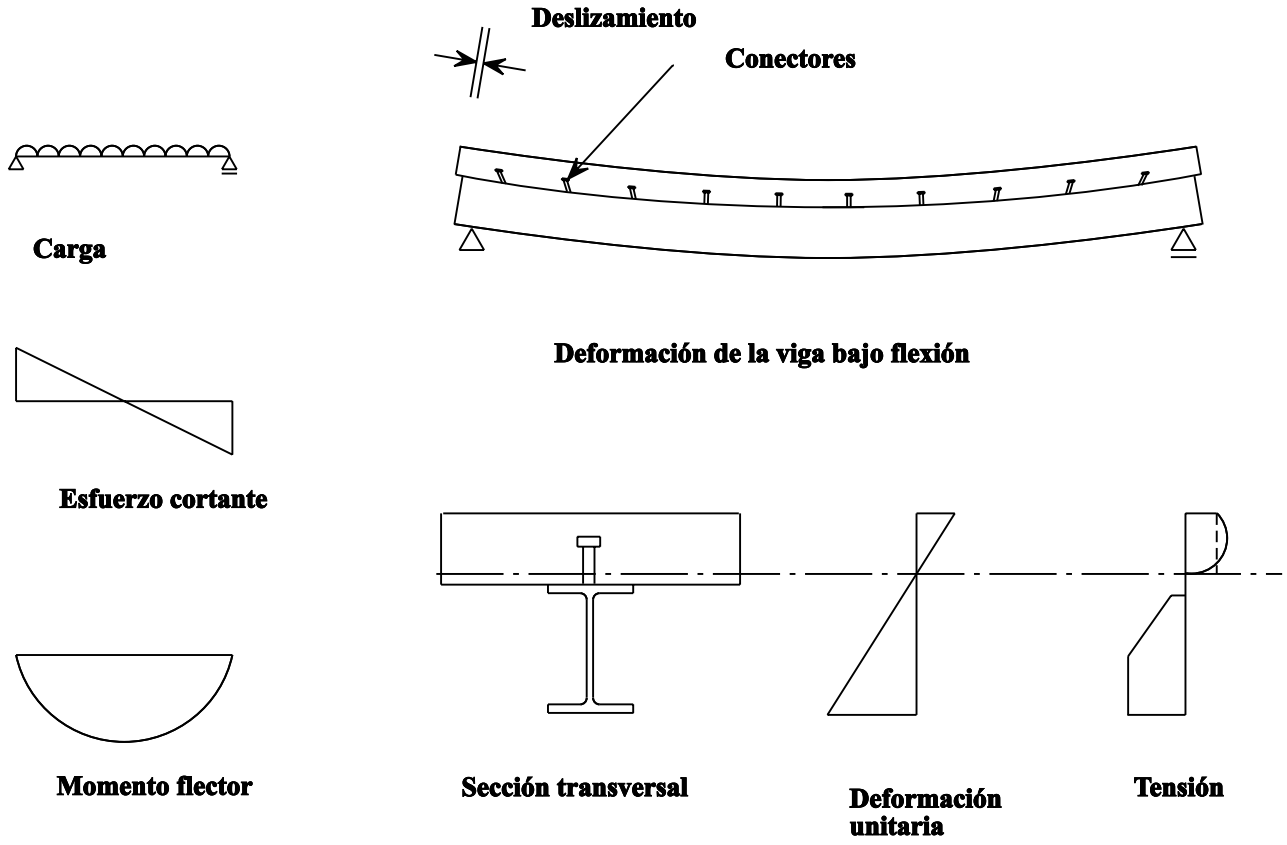


Figura 6 Fase 3 de la viga mixta

ción unitaria. Para muchas vigas mixtas el deslizamiento es muy pequeño y se puede despreciar (más adelante en esta lección, así como en la lección 12.6.2, se comentarán algunas excepciones a este supuesto).

Este estado corresponde a la situación de carga de servicio para la clase de vigas mixtas que se ha calculado como conectada de forma semirrígida. Esta clase de viga mixta se describirá más detenidamente en esta lección y con mayor detalle en la lección 12.6.2.

Con el aumento de tensión dentro del hormigón, inducido por la creciente deformación unitaria, el diagrama de tensión cambia de la forma triangular, que se muestra en la figura 5 a la forma de la figura 6. Para el cálculo resulta difícil representar esta forma matemáticamente, por lo que se utilizan aproximaciones. Estas aproximaciones se desarrollarán con mayor detalle en la lección 12.3. Para las vigas mixtas, la aproximación más común es el modelo rectangular de tensiones denotado por la línea rayada de la figura 6 y con mayor detalle en la figura 2b.

Fase 3 - Figuras 6 y 7

Finalmente la carga llega a ser suficiente para ocasionar deformación unitaria remanente en uno o más de los materiales.

Fase 3a

Si el acero llega a fluir, esto de lugar a un estado plástico y el diagrama de tensión se desarrolla como se muestra en la figura 6. Normalmente se presupone que, para el estado límite último, el diagrama de tensión de plasticidad se desarrolla de forma que toda la sección de acero pueda finalmente alcanzar la fluencia indicada en la figura 6 por medio de la línea punteada.

Fase 3b

El hormigón no es un material plástico. Si se llegaran a desarrollar deformaciones unitarias que causaran tensiones excesivas sería potencialmente posible que tuviera lugar una ruptura por fragilidad de la losa. Este comportamiento sería similar a la ruptura por fragilidad que se espera de una viga de hormigón excesivamente armada. El volumen del hormigón utilizado en la mayor parte de las losas hace que sea improbable que este tipo de situación llegue a darse en la práctica.

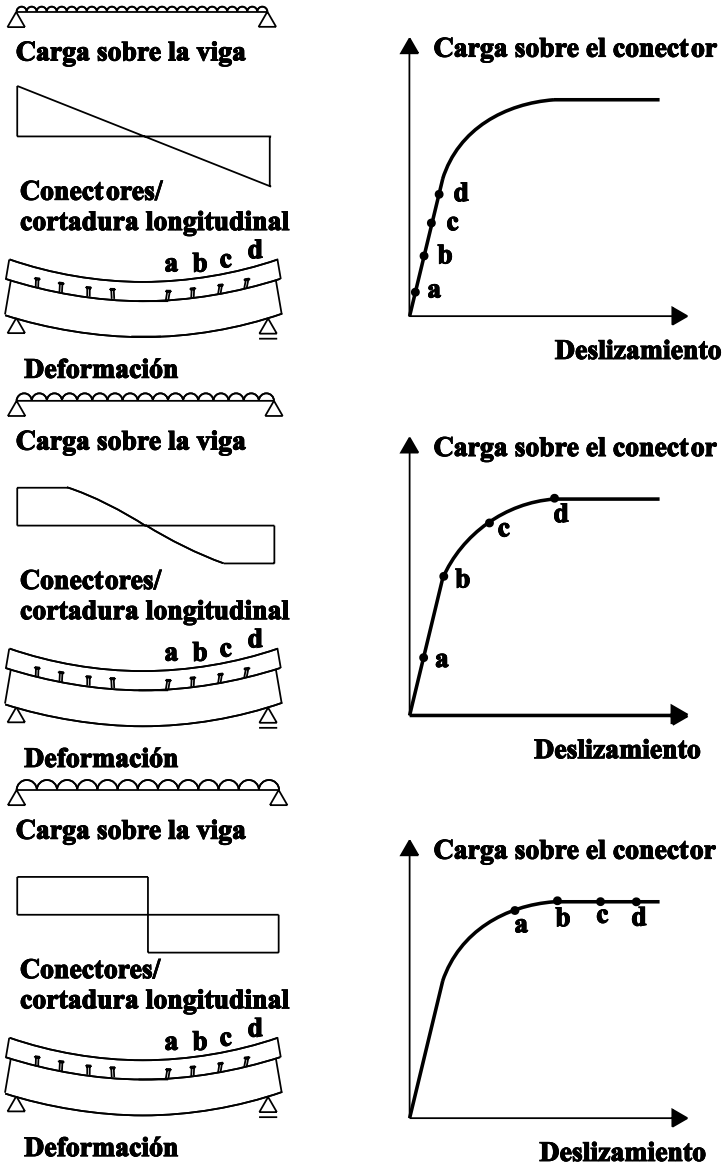


Figura 7 Conectores que resisten la cortadura longitudinal

Fase 3c

Otros componentes de la viga mixta que pueden colapsar antes de la fluencia del acero o del aplastamiento del hormigón son los conectores. Según aumenta la carga aumenta proporcionalmente la deformación unitaria por esfuerzo rasante y, por lo tanto, el esfuerzo rasante longitudinal entre la losa de hormigón y la sección de acero. Para una viga mixta de un solo vano, cargada uniformemente, cuya deformación se supone elástica, el esfuerzo rasante longitudinal por m de longitud de la viga (T), entre la losa y la sección de acero, puede obtenerse en base a la expresión:

$$T = V S/I$$

donde S es el momento estático.

Dado que el esfuerzo rasante longitudinal es directamente proporcional al esfuerzo cortante vertical aplicado, el esfuerzo es mayor en los conectores de los extremos. Si las cargas son bajas, la fuerzas que actúan sobre un conector producen deformaciones elásticas. El deslizamiento entre la losa y la sección de acero será mayor en el extremo de la viga. La figura 7a muestra el esfuerzo rasante longitudinal y la deformación de una viga mixta típica en este estado de cargas.

Si se aumenta la carga, aumenta también el esfuerzo rasante longitudinal y el conector del extremo podría llegar a sufrir deformación plástica. La figura 7 muestra una relación típica entre carga y deslizamiento para los conectores. La ductilidad de los conectores les permitirá deformarse plásticamente manteniendo su resistencia al esfuerzo rasante longitudinal. La figura 7b muestra una situación en la que dos conectadores en los extremos se están deformando plásticamente.

Un aumento de la carga aplicada producirá un mayor esfuerzo rasante longitudinal y una mayor deformación del conector. Por consiguiente, los conectores más cercanos al centro de la viga también comienzan a deformarse plásticamente en secuencia. El agotamiento ocurre una vez que todos los conectores han alcanzado su límite final de resistencia, tal como se muestra en la figura 7c. Esta secuencia de deformación de los conectores por carga cortante se muestra de forma exagerada en las figuras 7a, b y c.

Este patrón de agotamiento depende de que los conectores puedan deformarse plásticamente. El conector del extremo de la figura 5 debe poder deformarse en gran medida antes de que el conector cercano a la línea central de la viga alcance siquiera su capacidad límite. Este requisito de ductilidad se desarrollará con mayor detalle en la lección 12.6.1, donde se demostrará cómo determina la luz de la viga.

Puede comprobarse que el colapso de la viga mixta se ve dictado por la resistencia de sus tres componentes principales. Dada la complejidad de la conexión elástica de estos componentes, es normal calcular estas secciones asumiendo la distribución de tensiones que se muestra en la figura 2b.

Las vigas mixtas proyectadas para colapsar cuando el acero fluya, el hormigón alcance su deformación justa que cause su agotamiento y todos los conectores se deformen plásticamente parecería constituir la situación ideal. Sin embargo, existen varias razones por las que esta situación rara vez ocurre. Estas razones se investigan a continuación.

3.3 Situaciones Prácticas de Carga

Se ha supuesto hasta ahora que la carga está distribuida de forma uniforme sobre la viga y que produce un diagrama parabólico de momento flectores. Esta es una situación común, aunque igualmente pueden encontrarse situaciones en las que cargas concentradas actúan sobre vigas.

En el caso de cargas uniformes, el momento máximo tiene lugar en el punto medio del vano. Este punto recibe entonces el nombre de sección crítica de flexión. El diagrama de ten-

sión en la sección crítica es el descrito en la figura 6. Lleva a una distribución del esfuerzo rasante longitudinal en los conectores que se muestra en la figura 7c. Se puede comprobar que el esfuerzo rasante longitudinal de la sección crítica debe ser resistido por los conectores entre este punto y el extremo de la viga. Se puede deducir que, si la sección crítica se encontrara más cerca del extremo de la viga, como ocurriría para una carga puntual cercana al soporte, sería entonces necesario aumentar el número de conectadores entre este punto y el soporte.

En la práctica, es necesario determinar el número de conectores entre cada punto de carga y los soportes en una viga que esté sometida a múltiples cargas puntuales. Este cálculo a menudo da lugar a un espaciado variable de los conectadores a lo largo de la longitud del vano.

Las cargas puntuales pueden producir también altos índices de esfuerzos cortantes verticales. Aunque parte del esfuerzo cortante vertical podría ser soportado por las alas de la losa y de la viga, constituye una práctica habitual ignorar este factor y asumir que todo el esfuerzo cortante vertical es soportado por el alma de la sección de acero.

Para las vigas continuas, comentadas posteriormente en esta lección, existe la posibilidad de que experimenten a la vez un alto índice de esfuerzo cortante y de flexión. En este caso se reduce la resistencia de la sección al momento. Este aspecto se ha comentado ya con detalle en la lección 9.8.2 y también se comentará en la lección 12.4.2.

3.4 Fluencia y Retracción

El hormigón está sometido a dos fenómenos que alteran la deformación unitaria y, por lo tanto, la flecha de la viga mixta.

Durante su fraguado, el hormigón fresco se endurece gradualmente mediante el proceso de hidratación. Esta reacción química libera calor que causa la evaporación de la humedad, que a su vez hace que el material se contraiga. Dado que la losa está conectada a la sección de acero por medio de los conectores, los esfuerzos de retracción del hormigón se transfieren a dicha sección de acero. Estos esfuerzos causan flecha en la viga mixta. En las luces pequeñas se puede ignorar esta flecha, pero en luces grandes tamaño este factor puede llegar a ser significativo, por lo que es necesario tenerlo en cuenta.

El hormigón tiende a relajarse cuando se le somete a tensión, es decir, tiende a deformarse plásticamente bajo carga, incluso cuando dicha carga ni siquiera se acerca a la carga límite. Este fenómeno recibe el nombre de fluencia y es un factor importante en vigas mixtas. La fluencia del hormigón produce una flecha adicional que depende del tiempo y que es necesario tener en cuenta para el análisis de la viga en la fase de carga de servicio.

3.5 Vigas Mixtas Apuntaladas y sin Apuntalar

La geometría de casi todas las vigas mixtas se ve predeterminada con frecuencia por el tamaño de la losa, tal como se ha comentado anteriormente, y por la capacidad de la sección de acero de soportar la carga de hormigón fresco durante la construcción. Esta limitación de la construcción da lugar a dos tipos de viga mixta, la viga mixta apuntalada y la viga mixta sin apuntalar.

Considere primero el caso de la viga apuntalada que se muestra en la figura 8. Durante la construcción, la sección de acero se soporta sobre apuntalamientos temporales. No necesita resistir momentos flectores significativos y por lo tanto no está sometida a tensiones y no se deforma. Los apuntalamientos se retiran una vez se ha endurecido el hormigón. Cada uno de los elementos que componen la viga recibe en ese momento carga procedente del propio peso muerto de los materiales. Sin embargo, en esta fase, la viga está actuando como un elemento mixto y su rigidez y resistencia son mucho mayores que la de la sección de acero sola. La deformación causada por las cargas muertas es, por lo tanto, pequeña. Las cargas de servicio adi-

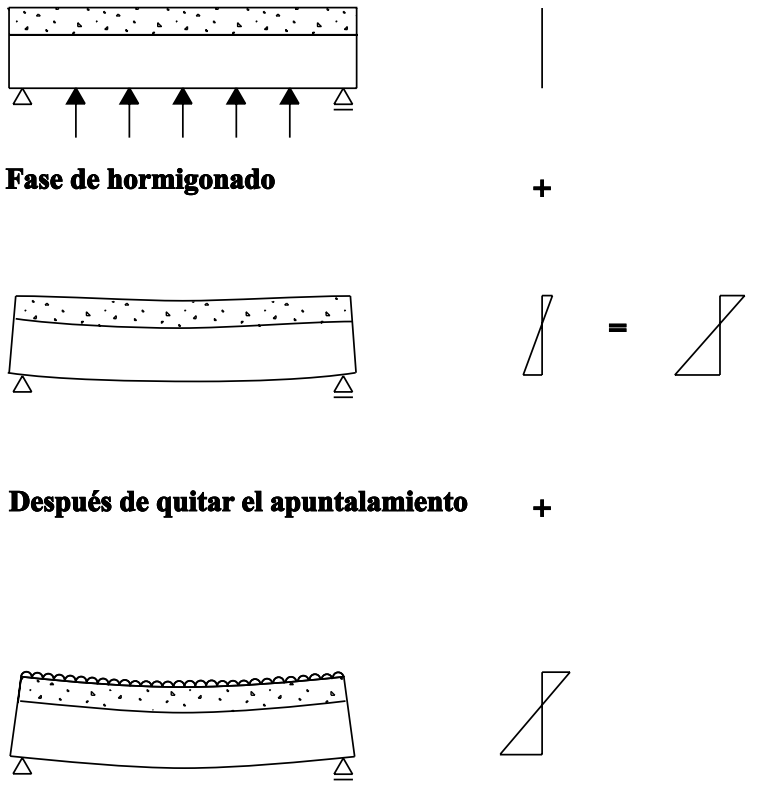


Figura 8 Vigas mixtas apuntaladas

cionales causan la deformación de la viga. Pueden calcularse las tensiones totales presentes en la viga sumando las tensiones causadas por las cargas muertas y de servicio.

Considere ahora la viga sin apuntalamiento que se muestra en la figura 9. Durante el proceso de construcción, la sección de acero se ve cargada con el peso muerto del hormigón fresco, es decir, se ve sometida a tensión y se deforma. El hormigón y los conectadores permanecen en su mayoría libres de tensiones, aparte de las tensiones por retracción desarrolladas dentro del hormigón endurecido. En la figura 9 se puede observar, que el hormigón fresco se represa, es decir, que su superficie superior permanece nivelada mientras que su superficie inferior se deforma para ajustarse a la forma flexionada de la sección de acero. La carga muerta causada por el peso del hormigón fresco constituye una proporción sustancial de la carga total y las tensiones desarrolladas en la sección son a menudo altas.

La sección mixta, que tiene casi el mismo nivel de rigidez que la viga apuntalada, soporta las cargas de servicio adicionales. Es posible, por lo tanto, obtener las tensiones presentes en la sección sin apuntalar sumando las tensiones del hormigón fresco y las de la sección mixta. Este cálculo produce una distribución de tensiones en la sección que difiere de la que se da en la viga mixta apuntalada. Sin embargo, las tensiones de fluencia desarrolladas en el acero y en el hormigón son iguales en los dos casos y las vigas mixtas apuntaladas y sin apuntalar pueden soportar la misma carga final.

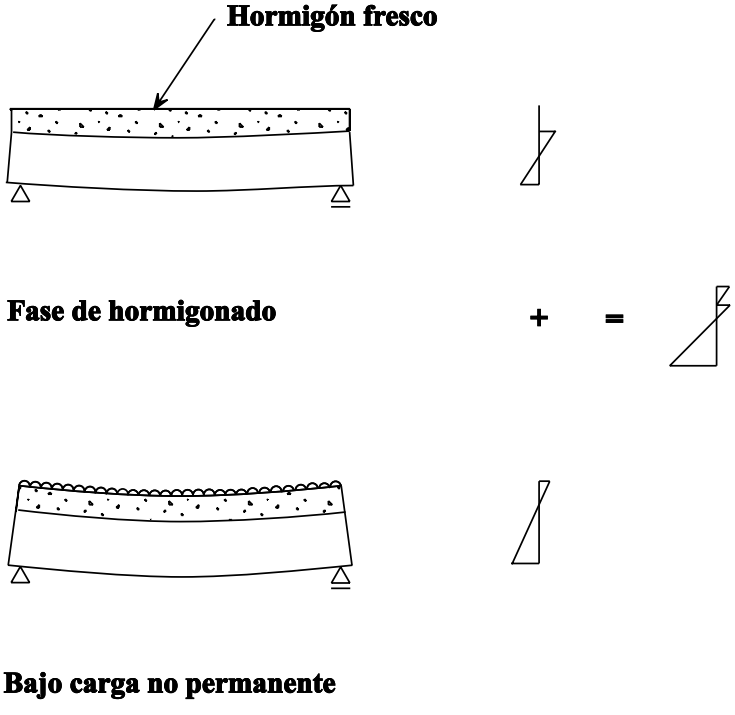


Figura 9 Vigas mixtas sin apuntalar

La sección de acero de una viga mixta sin apuntalar necesita a menudo ser grande para poder soportar el peso del hormigón fresco. De hecho, es a menudo sustancialmente mayor de lo que se habría requerido si la viga hubiera sido apuntalada.

La figura 10 muestra las respuestas a la flexión bajo carga de una sección de acero y de una viga mixta, tanto apuntalada como sin apuntalar. Las deformaciones unitarias y tensiones desarrolladas se muestran en secuencia con la sección sobre la que actúan. En el caso de una viga sin apuntalar, la sección de acero de por sí acepta la carga del hormigón fresco y las deformaciones unitarias debidas a ésta se suman a las causadas por las cargas de servicio aplicadas posteriormente. Las tensiones resultantes se muestran en el diagrama de tensión. Aunque la flecha total de la viga sin apuntalar puede ser mayor que la de la viga apuntalada bajo carga de montaje, esto es a menudo poco importante, ya que la flecha causada durante la construcción puede quedar disimulada por el acabado.

A pesar de las desventajas anteriormente comentadas, la construcción sin apuntalar se prefiere a menudo por las razones siguientes:

- el coste extra que implica proporcionar los medios de apuntalamiento.
- el menor espacio de trabajo disponible en zonas apuntaladas.
- el efecto negativo en la velocidad de la construcción.

3.6 Conexión Semirrígida

En la construcción sin apuntalar el tamaño de la sección de acero se ve a menudo determinado por el peso del hormigón fresco, y el tamaño de la losa se ve determinado de forma independiente por su luz transversal. Si se proporciona un número suficiente de conectores para transferir el esfuerzo máximo longitudinal en la sección de acero o losa de hormigón, el nivel de resistencia de la viga mixta sin apuntalar puede llegar a ser muy alto. De hecho, las vigas mixtas construidas de esta manera pueden soportar varias veces la carga de uso requerida. Para evitar la conexión parcial se utiliza en el elemento mixto esta resistencia excesiva.

Hasta ahora se ha asumido que la conexión transportará todo el esfuerzo cortante de la viga hasta el momento en que la sección de acero haya entrado en fluencia. Sin embargo, debido a que la resistencia de la viga sin apuntalar es tan alta, a menudo es posible reducir el número de conectadores. Esta reducción da lugar a una viga en la que la modalidad de colapso sería causada por la ruptura de los conectadores antes de que el acero haya llega-

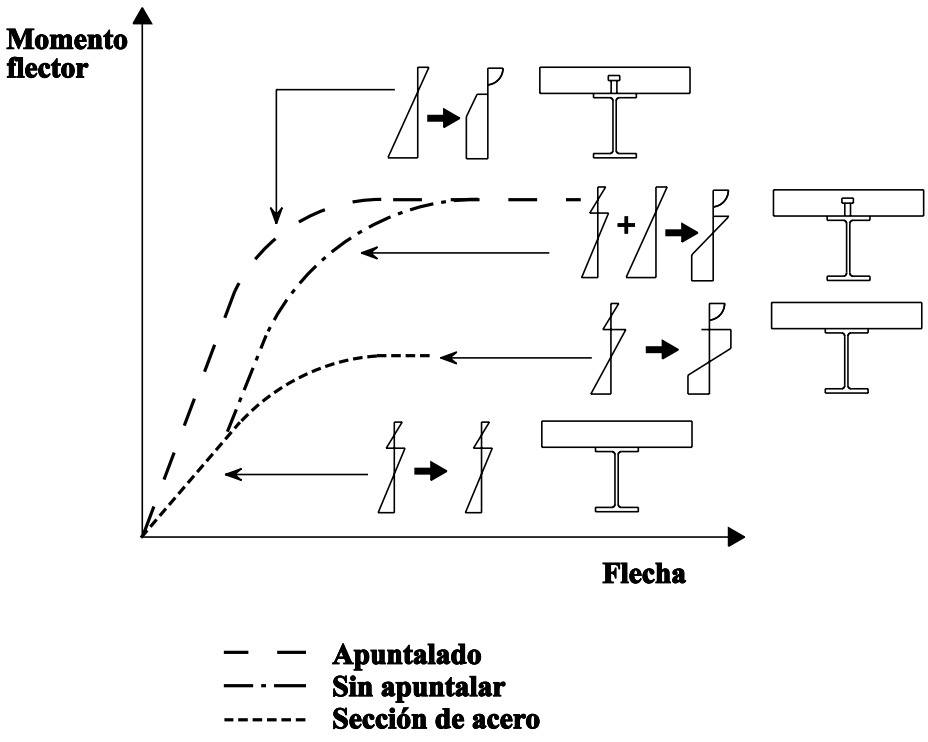


Figura 10 Flecha bajo carga de una sección de acero sin acción conjunta y de una viga mixta con y sin apuntalar

do al límite de fluencia o que el hormigón haya alcanzado su punto máximo de resistencia al aplastamiento.

Estas vigas requieren menos conectores, lo que contribuye a reducir el coste general de construcción. Sin embargo, son menos rígidas debido a que un número menor de conectores permite un mayor índice de deslizamiento entre la losa y la sección de acero. La conexión semirrígida se comentará con mayor detalle en la lección 12.6.2.

4. VIGAS MIXTAS CONTINUAS

Aunque la viga biapoyada es la más común, podrían darse situaciones en las que el uso de vigas continuas fuera más adecuado. Estas vigas se comentarán con detalle en las lecciones 12.4.1 y 12.4.2, por lo que aquí sólo se revisarán brevemente.

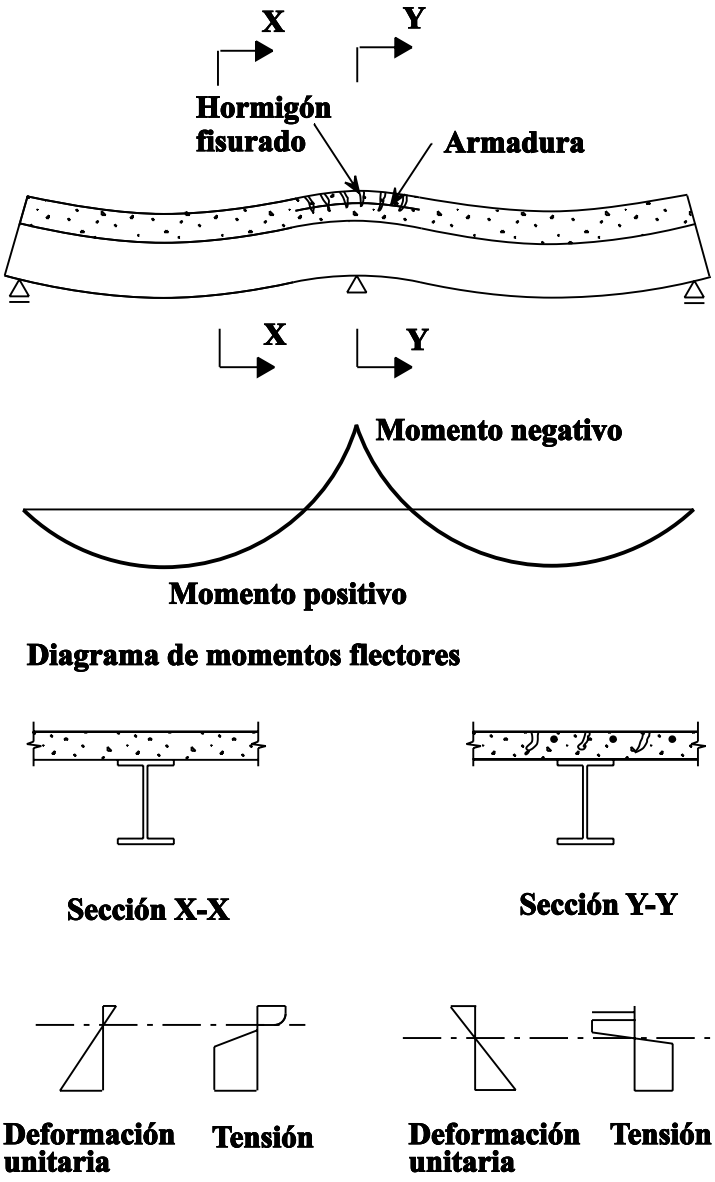


Figura 11 Vigas mixtas y continuas

Las zonas intermedias de los vanos de las vigas mixtas continuas se comportan de la misma forma que las vigas mixtas de un solo vano. Sin embargo, las zonas cercanas a los apoyos demuestran un comportamiento sustancialmente diferente. Este comportamiento se muestra en forma de diagrama en la figura 11.

El hormigón en la zona central del vano se encuentra generalmente a compresión y el acero se encuentra a tracción. Esta distribución se invierte sobre el soporte, ya que el momento es aquí negativo. El hormigón no puede soportar deformaciones significativas por tracción por lo que se fractura, dejando sólo la armadura interior como elemento efectivo para resistir el momento.

La sección de acero cerca del soporte tiene que soportar deformaciones unitarias por compresión a lo largo de una proporción considerable de su canto. Las secciones esbeltas tienen una tendencia a la abolladura en esta zona, por lo que podría ser necesario reforzar las secciones de los pilares para absorber la compresión de sus almas.

Al igual que la abolladura, también es posible que tenga lugar un cierto pandeo lateral por torsión de la viga en estas zonas.

5. RESUMEN FINAL

1. Las vigas mixtas, sujetas a momentos positivos, colapsan al fluir la sección de acero, fracturarse la losa de hormigón o por el corte de los conectores.

2. Las vigas mixtas no apuntaladas requieren que su sección de acero sea lo suficientemente resistente y rígida para soportar el peso del hormigón fresco.

3. Se pueden utilizar vigas mixtas de conexión semirrígida para garantizar una mayor economía de las conexiones por esfuerzo rasante.

4. Es necesario calcular las vigas mixtas continuas para que resistan las deformaciones debidas al momento positivo y negativo. La armadura de la losa soporta la deformación por tracción en la zona sujeta al momento negativo. También es necesario comprobar la sección de acero por la posibilidad de pandeo.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Book, H., "Verbundbau", Werner Verlag, Düsseldorf, 1987.

2. Johnson, R.P., "Composite Construction 1 and 2".

3. Hart, F., Henn, W., Sontag, H., "Multi-Storey Buildings in Steel", Second Edition, Collins, London 1985.

4. Lawson, R.M., "Design of Composite Slabs and Beams with Steel Decking", SCI-Publication 055, 1989. SCI Publication 055, 1989.

5. Bucheli, P., Crisinel M., "Verbundtrager im Hochbau", Schweizerische Zentralstelle fur Stahlbau (S25), Zürich 1982.

6. Huess, H. "Verbundtrager im Stahlhockbau", Verlag Wilhelm Ernst & John Berlin, Muenchen, Düsseldorf, 1973.

7. Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for building, CEN (en prensa).

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.3: Vigas de Un Solo Vano

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el cálculo de una viga mixta de acero-hormigón de un solo vano con conexión rígida por cortante (esfuerzo rasante), utilizando un método de cálculo plástico para determinar la distribución interna de esfuerzos en su estado límite final; describir un método aproximado de comprobar el nivel de flexión en su estado límite de servicio.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas

LECCIONES AFINES

Lecciones 12.4:	Vigas Continuas
Lecciones 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio
Lecciones 12.6:	Uniones por esfuerzo rasante

RESUMEN

Esta lección introduce los criterios de cálculo de una viga mixta de un solo vano, concentrándose en la determinación de su resistencia al momento flector positivo, al esfuerzo cortante vertical o a una combinación de ambos efectos. Se utiliza un método de cálculo plástico y se resumen las condiciones para las que aplica este método a fin de mostrar las diferencias entre vigas continuas y vigas sobre dos apoyos. El método de cálculo también asume que sólo se utilizan secciones simétricas de acero y que existe una conexión rígida por cortante entre el acero y el hormigón en su estado límite último. Se presta una atención especial a la losa de hormigón, que actúa como el ala de compresión de la viga mixta. Se definen la anchura eficaz y el esfuerzo rasante longitudinal máximo de la losa. Se describe la distribución de esfuerzos intermedios dentro de la sección transversal. Se facilitan fórmulas basadas en la distribución que determinan la resistencia de la viga al momento y al cortante. También se comentan brevemente algunos aspectos referentes a sus estados límite de servicio.

1. INTRODUCCIÓN

El objeto de esta lección es explicar los principios y normas para el cálculo de una viga mixta de acero-hormigón sobre dos apoyos, es decir, de un solo vano, con conexión rígida por cortante. La figura 1 muestra secciones transversales típicas de vigas mixtas. Para una mayor simplicidad, sólo se consideran las secciones simétricas de acero 1a, 1c y 1d. Los símbolos correspondientes se facilitan en la figura 2.

Para una conexión rígida por cortante, la resistencia longitudinal total al corte (esfuerzo rasante) de los conectores (R_q), distribuidos entre el punto flector de momento flector máximo positivo y el soporte en el extremo, debe ser mayor que (o igual a) el valor mínimo entre la resistencia de la viga de acero ($R_s = A \frac{f_y}{\gamma_a}$) cuando la fibra neutra plástica se encuentre en la losa, o la resistencia del ala de hormigón ($R_c = 0{,}85\, b_{eff}\, h_c\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$) cuando la fibra neutra plástica.se encuentre en la sección de acero.

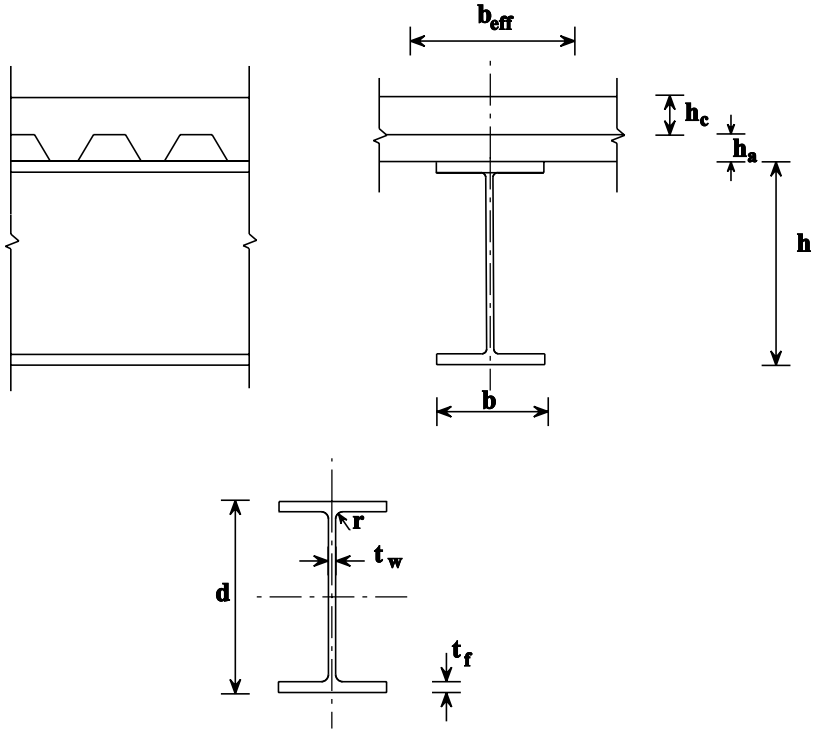


Figura 2 Símbolos

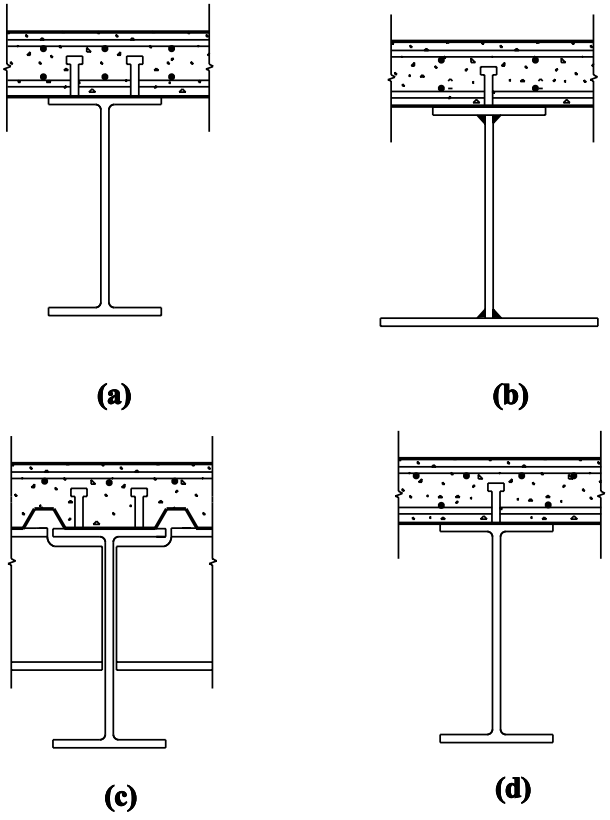


Figura 1 Secciones transversales usuales de vigas mixtas

1.1 Estado Límite Último

Aquí no se tratará la resistencia a la cortadura longitudinal (véase la figura 3, criterio III) de una conexión por cortante. Se asume un comportamiento idealizado de carga-deslizamiento del conectador, tal como se ilustra en la figura 4; el tipo de conectador que muestra este comportamiento se describe en las Lecciones 12.6.1, 12.6.2 y 12.6.3.

Esta lección se centra en la resistencia de la viga al momento y al cortante vertical, que alcanzan sus respectivos valores máximos en

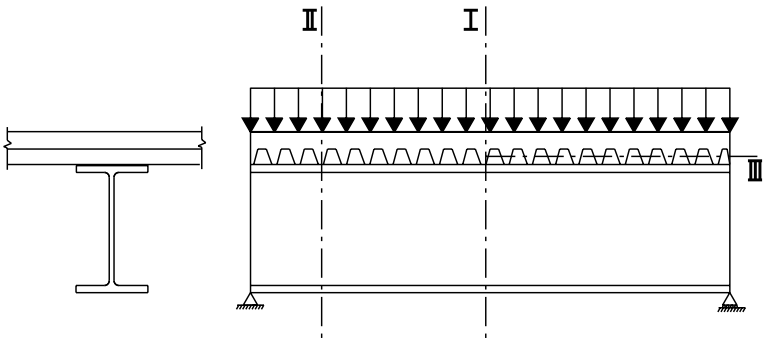


Figura 3 Criterios de resistencia para vigas sobre dos apoyos: I momento positivo II cortadura vertical, III cortadura horizontal

esfuerzo cortante vertical máximo actúan conjuntamente en una sección transversal crítica adyacente a la carga puntual o lineal; es necesario prestar una atención especial a esta sección transversal crítica.

En el caso de vigas definidas estáticamente, como por ejemplo las vigas de un solo vano, resulta fácil determinar la distribución de los momentos flectores en base a las condiciones de equilibrio. Es necesario asumir un comportamiento plástico para determinar la distribución de tensiones sobre la sección transversal. La ventaja de este método es que el cálculo de la resistencia está basado en la condición del "momento máximo en el momento de ocurrir el agotamiento"; este método también es sencillo de comprender y de aplicar.

las secciones transversales I y II, tal como se muestra en la figura 3. Cada una de estas secciones transversales críticas se ve sujeta a un momento de flector y a un esfuerzo cortante vertical. Normalmente, esta combinación sólo es importante en los casos en que la carga incluye cargas puntuales o lineales, tal como se muestra en la figura 5; aquí el momento máximo y el

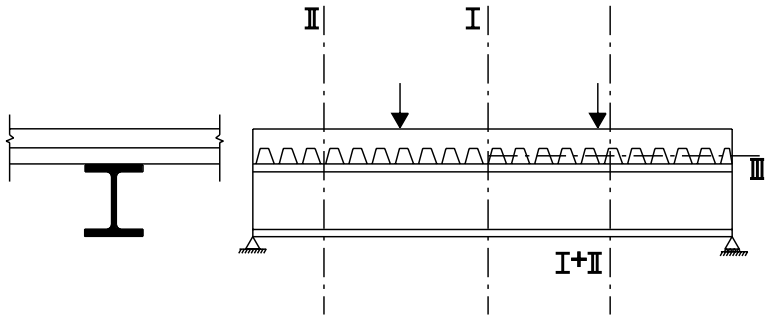


Figura 5 Sección transversal crítica: combinación máxima de momento y cortadura vertical (I y II)

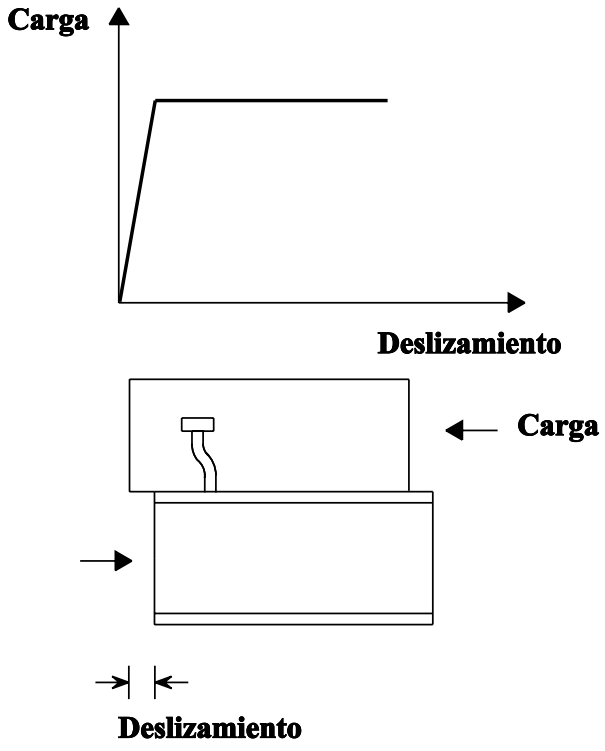


Figura 4 Comportamiento de carga- deslizamiento del conector

Las secciones de acero se pueden clasificar en 4 clases dependiendo del comportamiento a la abolladura del ala y/o del alma a compresión. En el caso de una viga de un solo vano, se pueden utilizar métodos de cálculo plástico para las secciones de clase 1 y 2; sin embargo, las secciones de clase 2 se permiten sólo cuando no se requiere capacidad de rotación. Estas clases se describen como sigue (véanse también la figura 6 y la lección 9.2):

- Clase 1: secciones transversales plásticas que pueden formar una rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para un análisis plástico.

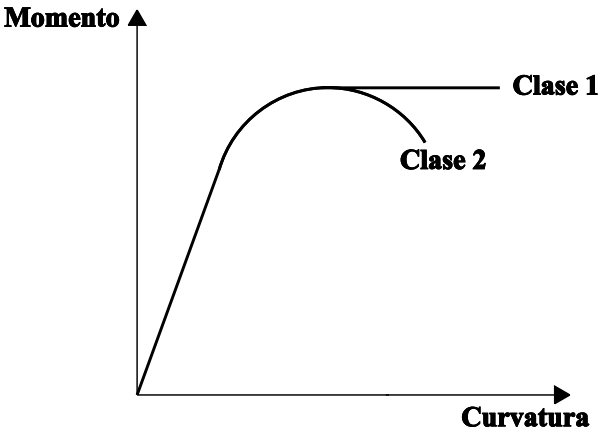


Figura 6 Relación momento - curvatura para las secciones de acero de clase 1 y 2

- Clase 2: secciones transversales compactas que pueden desarrollar el momento plástico de resistencia pero que poseen una capacidad limitada de rotación.

Se puede asumir que el ala comprimida de acero es de la clase 1, si se encuentra correctamente conectada al ala de hormigón.

La tabla 1 (parte de la tabla 4.2 de el Eurocódigo 4[1]), clasifica las almas comprimidas de acero según las proporciones existentes entre sus dimensiones de anchura y grosor. En una viga mixta a flexión positiva la parte comprimida del alma es siempre inferior a la mitad del canto total, para una sección simétrica. Por lo tanto, una proporción entre las dimensiones de anchura y grosor inferior a 83ε será siempre suficiente para una sección simétrica de acero en flexión positiva. En consecuencia, la inestabili-

Almas: Elementos intermedios perpendiculares al eje de flexión				
Clase	Flexión	Compresión	Flexión y compresión combinadas	
Distribución de tensiones en el elemento				
1	$d/t \le 72\varepsilon$	$d/t \le 33\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $d/t \le 396\varepsilon/(13\alpha-1)$ cuando $\alpha < 0,5$: $d/t \le 36\varepsilon/\alpha$	
2	$d/t \le 83\varepsilon$	$d/t \le 38\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $d/t \le 456\varepsilon/(13\alpha-1)$ cuando $\alpha < 0,5$: $d/t \le 41,5\varepsilon/\alpha$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Tabla 1 Relaciones máximas entre ancho y espesor para almas de acero

dad del alma no es crítica para las secciones IPE (según CEN-EN 19-1986) y para las secciones HE (según CEN-EN 53-1986).

No resulta necesario comprobar el pandeo lateral por torsión debido a que la parte comprimida se encuentra siempre estabilizada lateralmente cuando la viga sufre una flexión positiva (véanse las lecciones 12.4.1 y 12.4.2). En el apartado 4 se comentan brevemente otros aspectos como, por ejemplo, el pandeo por cortante. El alabeo del alma, sin embargo, se encuentra fuera del alcance de esta lección (véase Eurocódigo 3 para más información [2].

1.2 Estado Límite de Servicio

En vigas de un sólo vano sobre dos apoyos, el ala de hormigón se encuentra a compresión y su fisuración no es relevante. Sólo las flechas y vibraciones tienen importancia. Las Lecciones 12.5.1 y 12.5.2 comentan estos temas.

2. ASPECTOS DE CÁLCULO DEL ALA DE HORMIGÓN A COMPRESIÓN

2.1 Anchura Eficaz

Una forma típica de construcción mixta consiste en una losa conectada a una serie de elementos de acero paralelos. La construcción consiste esencialmente en una serie de vigas en forma de T interconectadas entre sí con alas delgadas y anchas, tal como se muestra en la figura 7(a). En este sistema, el "desfase de cortante" podría hacer que la anchura del ala no sea totalmente eficaz en lo que atañe a la resistencia a la compresión [3]. Este fenómeno se puede explicar mediante referencia a un elemento sobre dos apoyos, parte de cuya longitud se muestra en planta en la figura 7(b).

El esfuerzo máximo axial en la losa se encuentra en el centro del vano, mientras que el esfuerzo en sus extremos es cero. El cambio de esfuerzo longitudinal está asociado con el último cortante en el plano de la losa. La deformación resultante, que se muestra en la figura 7(b), es contradictoria con la teoría simple de flexión, en la que se asume que las secciones inicialmente planas continúan planas después de su flexión. Las zonas del borde de la losa son efectivamente menos rígidas, y se obtiene una distribución no uniforme de la tensión longitudinal a lo largo de la sección. La teoría simple proporciona un valor de la anchura eficiente, b_{beff}, que hace que el área GHJK sea igual al área ACDEF.

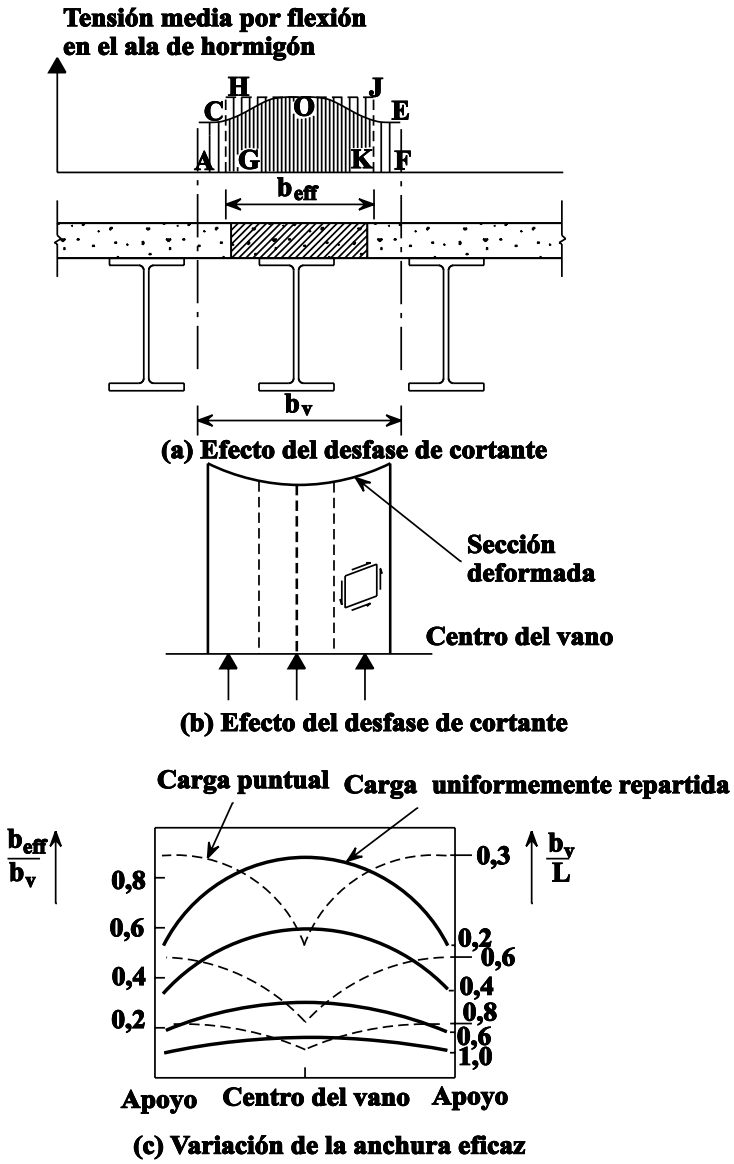


Figura 7 Ala de hormigón

La proporción $\frac{b_{eff}}{b_v}$ depende no sólo de las dimensiones relativas del sistema, sino también del tipo de carga, las condiciones de apoyo y la sección transversal considerada; la figura 7c muestra el efecto que produce la proporción entre el espaciado de las vigas y la luz $\left(\frac{b_v}{L}\right)$, y el tipo de carga, en un vano sobre dos apoyos.

En la mayor parte de los códigos de práctica se proporcionan fórmulas muy sencillas para el cálculo de la anchura eficaz, aunque esto podría conducir a cierta pérdida de economía. Según Eurocódigo 4[1], para vigas sobre dos apoyos, la anchura eficaz de cada lado del alma

de acero se debería tomar como $\frac{l_o}{8}$, que no deberá ser mayor que la mitad de la distancia al alma adyacente, ni tampoco mayor que la proyección de la losa en voladizo para las vigas del extremo.

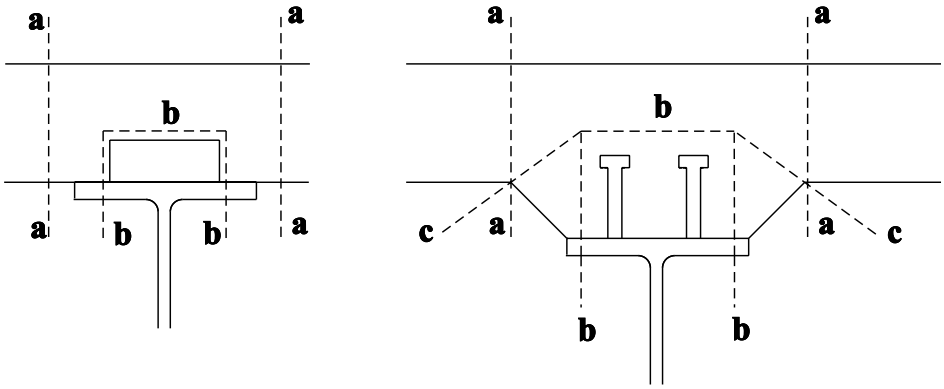


Figura 8 Planos de agotamiento por cortadura

La longitud l_{lo} es la distancia aproximada entre puntos de momento flector cero. Es igual a la luz para vigas sobre dos apoyos.

Se puede asumir una anchura constante sobre la totalidad de cada vano. Este valor se puede considerar el valor en el punto centro del vano para una viga.

2.2 Esfuerzo Cortante Máximo Longitudinal en la Losa de Hormigón

En la losa de hormigón tiene lugar una compleja (tridimensional) distribución en la zona del conector. La razón de este comportamiento es que los momentos flectores y los esfuerzos cortantes verticales actúan tanto en paralelo como perpendicularmente a la viga. Es difícil encontrar un modelo físico de cálculo para esta compleja distribución de tensiones, por lo que la mayor parte de las normas de cálculo son empíricas. Se pueden identificar dos criterios de cálculo:

- esfuerzo cortante longitudinal en la losa de hormigón, a lo largo de los planos de corte indicados en la figura 8.

- rotura del hormigón.

Es posible evitar estas modalidades de agotamiento proporcionando la suficiente armadura transversal y seleccionando la distancia correcta entre los conectores. En algunos casos, la satisfacción de estos criterios podría conducir a un aumento en el espesor o en la resistencia de las losas de hormigón.

Las resistencias al esfuerzo cortante longitudinal se facilitan en el capítulo 6 de Eurocódigo 4[1].

Si los conectores están soldados o fijados por disparo a través de una placa continua de acero perfilado, también se podrá considerar la sección transversal de la placa de acero como una armadura transversal.

3. CÁLCULO

Hay requisitos de cálculo para los estados límites último y de servicio.

Estado límite último

Al calcular una viga mixta para el estado límite último, es necesario comprobar la resistencia de las secciones transversales críticas así como la resistencia al cortante longitudinal entre cada par adyacente de ellas (véase la figura 3). Es necesario que los esfuerzos y momentos causados por las cargas ponderadas sean inferiores a la resistencia de cálculo. Esto se puede expresar mediante:

$$S_d \leq R_d$$

donde

S_d es el valor de cálculo de un esfuerzo o momento intermedio

R_d es el valor correspondiente de cálculo de la resistencia

Se puede determinar el valor de cálculo de un esfuerzo o momento intermedio, S_d, cuando se conoce el sistema estático, sus datos geométricos (cuando estos sean pertinentes) y la combinación de los valores de cálculo de las cargas.

Se proporcionan valores característicos para cargas en Eurocódigo 1: Bases de cálculo y acciones en Estructuras [4]. Para determinar S_d, por ejemplo para los criterios I de la figura 3, es necesario multiplicar las cargas características permanentes y variables (en este caso uniformemente distribuidas) por los correspondientes factores γ, y combinarlas como sigue:

$$S_d = \frac{l^2}{8}(\gamma_G \Sigma G_{k,j} + \gamma_Q (Q_{k,1} + \Sigma Q_{k,i})) \quad (1)$$

que, utilizando los valores recomendados en Eurocódigo 4 da:

$$S_d = \frac{l^2}{8}(1{,}35 \Sigma G_{k,j} + 1{,}50 (Q_{k,1} + \Sigma Q_{k,i})) \quad (2)$$

donde

$G_{k,j}$ es el valor característico de la carga permanente

$Q_{k,l}$ es el valor característico de una de las cargas variables

$Q_{k,i}$ es el valor característico de las otras cargas variables.

Para determinar la resistencia de cálculo, R_d, de elementos o secciones transversales, es necesario tener los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y los datos geométricos (cuando sean pertinentes). El valor de una propiedad de material representa su valor característico inferior dividido por su correspondiente coeficiente parcial de seguridad; los coeficientes parciales de las propiedades (y resistencias) de materiales son:

Combinación	Acero de construcción	Hormigón	Armadura de acero	Chapa de acero perfilado
Fundamental	$\gamma_a = 1{,}1$	$\gamma_c = 1{,}5$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_{ap} = 1{,}1$

Otros valores γ_M como, por ejemplo, los correspondientes a las conexiones por cortante (conectores de espiga, tornillos de alta resistencia, etc.) se proporcionan en Eurocódigo 4[1].

La utilización de estos coeficientes materiales para la determinación de resistencias de diseño se muestra en el apartado 4, Ecuaciones (3) a (9) para el caso de la resistencia al momento, es decir, el criterio I de la figura 3.

Estado límite de servicio

En el cálculo de una viga mixta para el estado de límite de servicio se debe demostrar que, bajo condiciones de servicio, las deformaciones y vibraciones no exceden de los valores permisibles y que la fisuración del hormigón es limitada. El valor de cálculo del efecto de las cargas E_d deberá ser inferior (o igual) que un valor nominal C_d (o una función relacionada R_d):

$$E_d \leq C_d \quad \text{o} \quad E_d \leq R_d$$

Este aspecto del cálculo se comenta con mayor detalle en la lección 12.5.1.

4. MÉTODO DE CÁLCULO PLÁSTICO

4.1 Momento Flector Positivo

La resistencia límite a la carga de una viga sobre dos apoyos se ve determinado por el momento resistente de la sección transversal crítica [5]. La determinación del momento resistente de la sección transversal está basada en los siguientes supuestos:

a. Los conectadores pueden transferir los esfuerzos que tienen lugar entre el acero y el hormigón cuando la viga alcanza el agotamiento (conexión rígida por cortante).

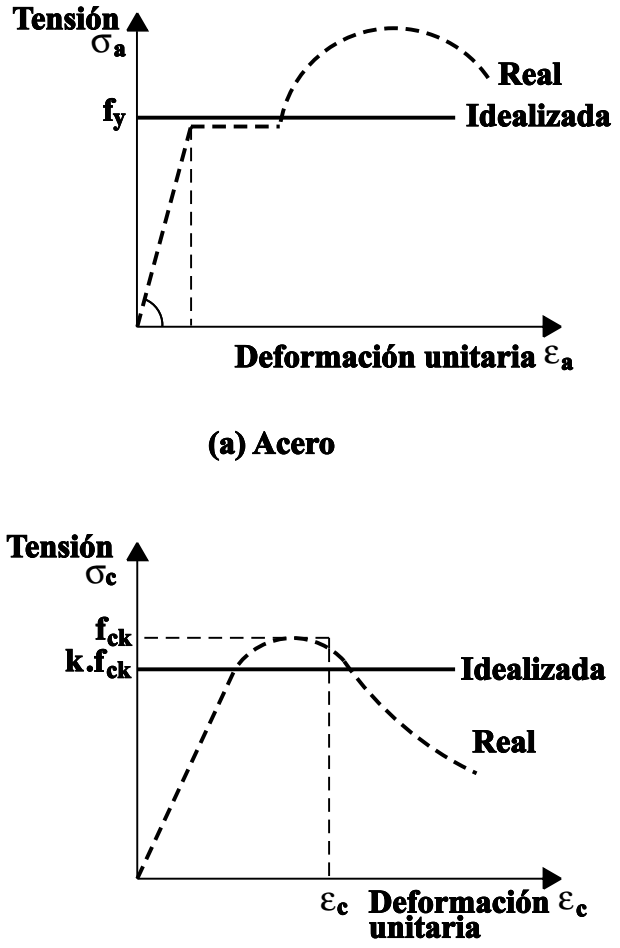


Figura 9 Diagramas σ-ε idealizados en el método plástico

b. No hay deslizamiento alguno entre el acero y el hormigón (interacción completa).

c. Se desprecia la tracción en el hormigón.

d. Las deformaciones unitarias causadas por la flexión son directamente proporcionales a la distancia al eje neutro; en otras palabras, las secciones transversales del plano permanecen planas después de la flexión, incluso en caso de agotamiento.

e. La relación entre la tensión σ_a y la deformación unitaria ε_a del acero se representa esquemáticamente en el diagrama que se muestra en la figura 9a.

f. La relación entre la tensión σ_c y la deformación unitaria ε_c del hormigón se representa esquemáticamente en el diagrama que se muestra en la figura 9b.

Se asume que ambos materiales se comportan de forma perfectamente plástica y por lo tanto, las deformaciones unitarias no están limitadas. Este supuesto es similar al que se adopta al calcular la resistencia al momento plástico para secciones de acero de clase 1 utilizadas de forma independiente. El diagrama idealizado para el acero se muestra en la figura 9a. Las desviación entre el diagrama real y el idealizado es mucho menor para el hormigón, tal como se muestra en la figura 9b. La utilización de f_{ck} para la tensión máxima en el hormigón llevará claramente a un cálculo no conservador, aunque en la práctica la sobreestimación no parece ser excesivamente significativa. Para tener en cuenta esta sobreestimación se utiliza en el cálculo una aproximación conservadora de la resistencia del hormigón (kf_{ck}).

La investigación experimental ha comprobado que el método plástico con k = 0,85, conduce a un valor seguro para el momento de resistencia. Esto es cierto sólo si la sección transversal del ala superior es inferior o igual a la del ala inferior, lo que constituiría la situación normal.

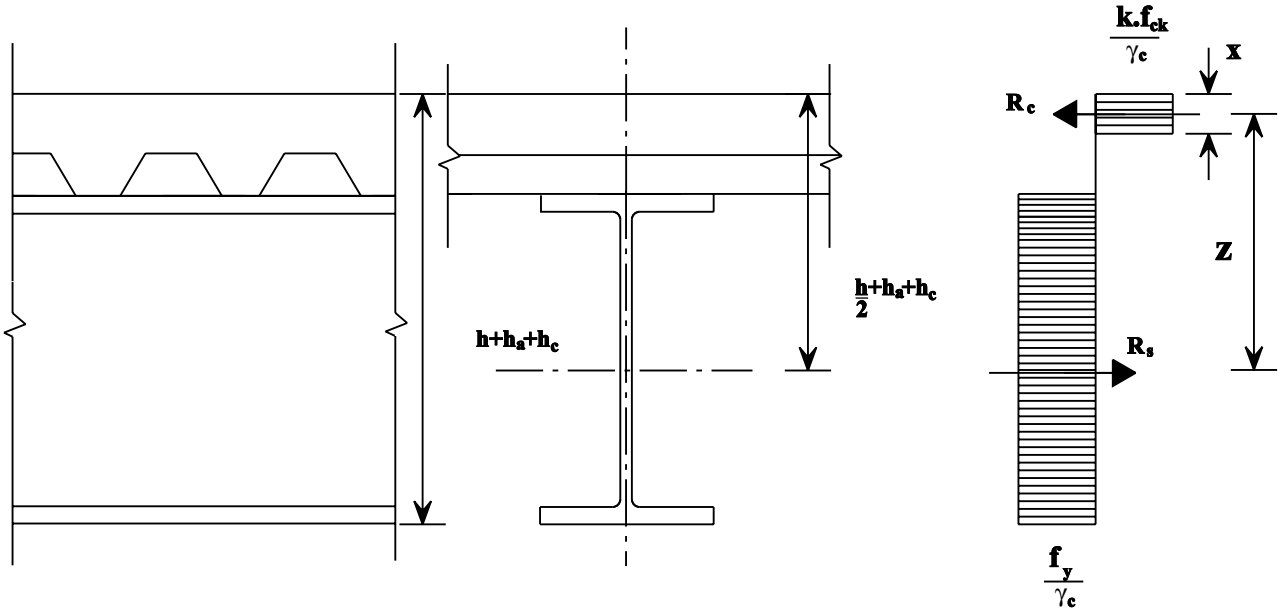


Figura 10 Distribución plástica de las tensiones. La línea neutra está situada en la losa de hormigón

La aplicación de estos supuestos conduce a las distribuciones de tensión que se muestran en las figuras 10 a 12. Claramente, el cálculo del momento resistente M_c depende de la posición del eje neutro, que está determinada por la relación entre la sección transversal de la losa de hormigón y la de la viga de acero. Se pueden identificar dos casos como sigue:

a. el eje neutro está situada en la losa de hormigón:

   1. en la porción sólida de la losa mixta ($R_s < R_c$; véase la figura 10)

   2. en el nervio de la losa mixta ($R_s = R_c$)

b. el eje neutro está situada en la viga de acero:

   1. en el ala de la sección de acero ($R_s > R_c > R_w$; véase la figura 11)

   2. en el alma de la sección de acero ($R_s > R_c < R_w$; véase la figura 13)

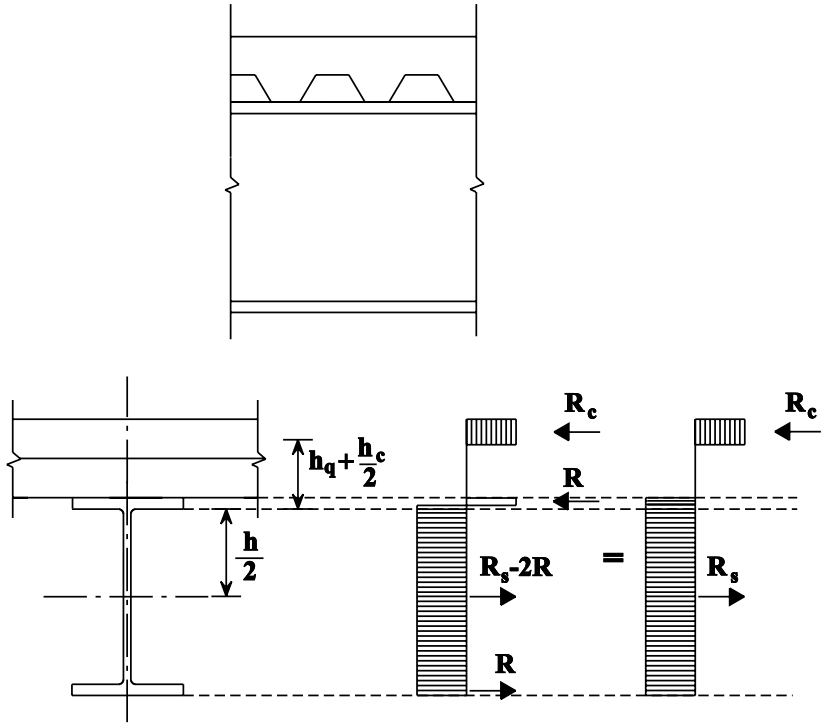


Figura 11 Distribución plástica de las tensiones. La línea neutra está situada en el ala de la sección de acero

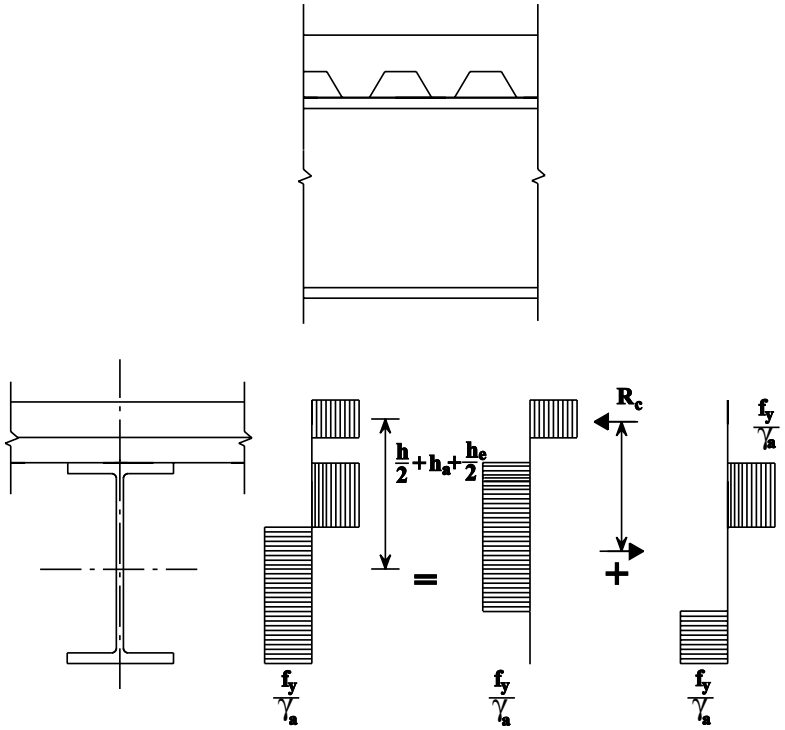


Figura 12 Distribución plástica de las tensiones. La línea neutra está situada en la viga de acero para la determinación de la ecuación (6)

La resistencia al momento plástico, asumiendo una conexión rígida por cortante y una sección simétrica de acero, se expresa según la resistencia de varios elementos de la viga, como sigue:

Resistencia del ala de hormigón:

$$R_c = b_{eff}\, h_c\, 0{,}85\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Resistencia del ala de acero:

$$R_f = b\, t_f\, \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Resistencia de la conexión por cortante:

$$R_q = N\, Q$$

Resistencia de la viga de acero:

$$R_s = A\, \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Resistencia del canto libre del alma:

$$R_v = d\, t_w\, \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Resistencia del canto total del alma:

$$R_w = R_s - 2\, R_f$$

donde

A es el área de la viga de acero

b es el ancho del ala de acero

b_{eff} es la anchura eficaz del ala de hormigón

h es la canto total de la viga de acero

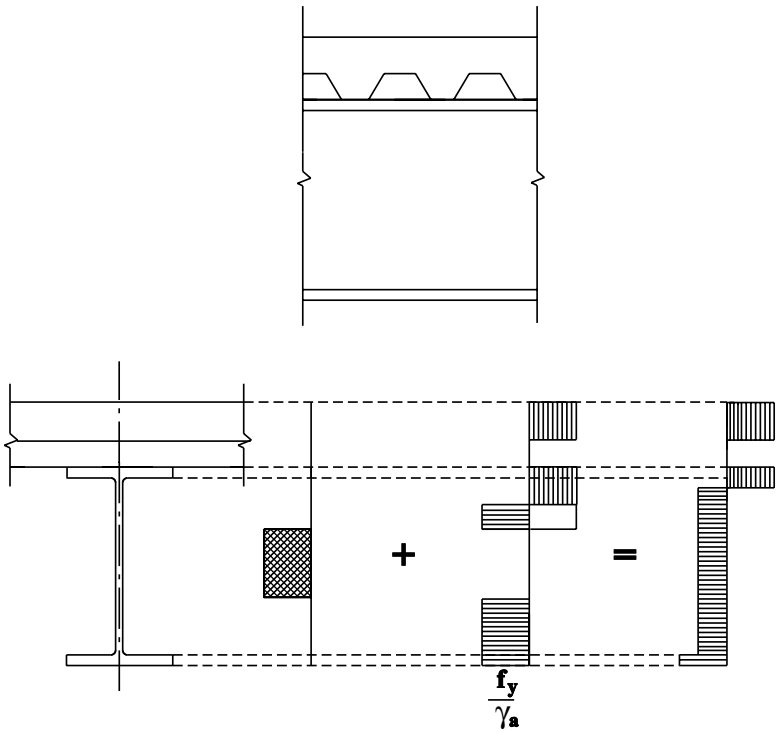


Figura 13 Distribución plástica de las tensiones en una sección transversal bajo flexión y cortadura vertical

h_p es el espesor de la chapa de acero perfilado

h_c es el canto del ala de hormigón por encima de la onda superior (cresta) de la chapa de acero perfilado

d es el altura libre del alma entre las aristas redondas

f_{ck} es la resistencia característica a la compresión, en ensayo cilíndrico, del hormigón

M_{pl} es la resistencia al momento plástico de la viga de acero

N es el número de conectores, en la longitud del vano bajo esfuerzo cortante, entre dos secciones transversales críticas

Q es la resistencia de un conector

t_f es el espesor del ala de acero

t_w es el espesor del alma

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

La conexión rígida por cortante es aplicable cuando R_q es mayor (o igual) que el menor de los valores R_c y R_s.

Se asume que el ala de hormigón es una losa sólida de hormigón o una losa mixta con chapas de acero perfilado colocadas perpendicularmente a la viga. Las ecuaciones son conservadoras para una losa mixta en la que las chapas de acero perfilado se disponen en paralelo a la viga, debido a que en la resistencia R_c se desprecia el hormigón que llena los nervios.

Para una sección mixta con conexión rígida por cortante, en la que la viga de acero tiene alas iguales, la resistencia al momento plástico M_c para momentos positivos es dada por lo siguiente:

Caso a1:

Si el eje neutro está situada en el ala de hormigón, como se muestra en la figura 10, $R_s < R_c$ y el momento flector resistente positivo es:

$$M_{pl.Rd} = R_s z$$

donde: $z = \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{x}{2}$

$$x = \frac{A \frac{f_y}{\gamma_a}}{b_{eff} \frac{k f_{ck}}{\gamma_c}} h_c = \frac{R_s}{R_c} \cdot h_c$$

$$M_{pl.Rd} = R_c \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{R_s}{R_c} \frac{h_c}{2} \right) \quad (3)$$

Caso a2:

Si el eje neutro está situada en el nervio de la viga mixta, $R_s = R_c$, y la ecuación (3) se puede volver a escribir como:

$$M_{pl.Rd} = R_s \frac{h + 2h_p + h_c}{2}$$

o, $$M_{pl.Rd} = R_s \left(\frac{h}{2} + R_c \cdot \frac{h_c}{2} + h_p \right) \quad (4)$$

Caso b1:

Si el eje neutro está situada en el ala de acero, $R_s > R_c > R_w$. A partir del equilibrio de esfuerzos normales se puede demostrar que el esfuerzo de compresión axial R en el ala de acero (véase la figura 11) es:

$$R_c + R = R_s - 2R + R \rightarrow 2R = R_s - R_c \rightarrow R = \frac{R_s - R_c}{2}$$

Este esfuerzo axial R está localizado en la mitad de la porción superior del ala, con una altura igual a: $\frac{R}{R_f} t_f = \frac{R_s - R_c}{2 R_f} t_f$. Por lo tanto, el momento resistente es igual a la resistencia expresada por la ecuación (4) menos

$2\,R\,\frac{1}{2}\,\frac{R_s - R_c}{2\,R_f}\,t_f$ igual a $\frac{(R_s - R_c)^2}{4\,R_f}\,t_f$ como se muestra en la figura 11.

Esto se puede escribir como:

$$M_{pl.Rd} = R_s\,\frac{h}{2} + R_c\,(\frac{h_c}{2} + h_p) - \frac{(R_s - R_c)^2}{4\,R_f}\,t_f \quad (5)$$

Caso b2:

Si el eje neutro se encuentra en el alma de la sección de acero, $R_s > R_c < R_w$. En este caso, una parte del alma se encuentra a compresión y, como ya se ha comentado, esto podría influenciar la clasificación del alma.

Las almas no totalmente efectivas ("almas no compactas") no se comentan en esta lección. Si la proporción entre la altura y el grosor del alma de una sección de acero fuera inferior o igual a $\frac{83\,\varepsilon}{1 - \frac{R_c}{R_v}}$ donde $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$, tendrá la consideración de un alma compacta y el canto total será efectivo. La resistencia a la flexión positiva se muestra en la figura 12:

$$M_{pl.Rd} = R_c\,z + M_{pl,N\text{-}red.Rd} = R_c\,\frac{h + 2h_p + h_c}{2} + M_{pl,N\text{-}red.Rd} \quad (6)$$

donde:

$M_{pl,N\text{-}red.Rd}$ = a la resistencia al momento plástico de la viga de acero reducida por un esfuerzo normal R_c.

Según Eurocódigo 3[2] se puede hacer una aproximación al momento plástico reducido por un esfuerzo normal, para secciones estándares de acero laminado en forma de I y de H, como sigue:

$$M_{pl,N\text{-}red.Rd} = 1{,}11\,M_{pl.a.Rd}\,(1 - \frac{R_c}{R_s}) \le M_{pl.Rd} \quad (7)$$

De forma que la resistencia se puede escribir como:

$$M_{pl.Rd} = R_c\,\frac{h + 2h_p + h_c}{2} + 1{,}11\,M_{pl.a.Rd}\,(1 - \frac{R_c}{R_s}) \quad (8)$$

$M_{pl,N\text{-}red.Rd}$ también se puede expresar como $M_{pl.a.Rd} - \frac{R_c^2}{R_v}\frac{d}{4}$

En este caso el momento resistente es:

$$M_{pl.Rd} = R_c\,\frac{h + 2h_p + h_c}{2} + M_{pl.a.Rd} - \frac{R_c^2}{R_v}\frac{d}{4} \quad (9)$$

Las fórmulas correspondientes a los valores positivos del momento resistente se encuentran resumidas en la tabla 2.

4.2 Esfuerzo Cortante Vertical

La sección transversal II de la figura 3 está sujeta sólo al esfuerzo cortante vertical. La contribución de la losa de hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante vertical es pequeña y difícil de estimar, por lo que se desprecia. Por lo tanto, sólo se tienen en cuenta el alma de la sección de acero y las porciones adyacentes del ala de acero. La resistencia al esfuerzo cortante vertical, según Eurocódigo 3[2], viene dada por:

$$V_{pl,Rd} = A_v\,\frac{f_y}{\gamma_a\sqrt{3}} \quad (10)$$

Para secciones laminadas en forma de I, H y C, cargadas en paralelo al alma, el área de esfuerzo cortante A_v se puede tomar como: $1{,}04\,h\,t_w$.

Además, es necesario verificar la resistencia al pandeo por esfuerzo cortante de un alma de acero cuando $\frac{d}{t_w} > 69\,\varepsilon$ para un alma

$R_s < R_c$	$M_c = R_s\left(\frac{h}{2} + h_a + h_c - \frac{R_s}{R_c}\frac{h_c}{2}\right)$
$R_s = R_c$	$M_c = R_s\frac{h + 2h_a + h_c}{2}$
$R_s > R_c > R_w$	$M_c = R_s\frac{h}{2} + R_c\left(\frac{h_c}{2} + h_a\right) - \frac{(R_s - R_c)^2}{4R_f}t_f$
$R_s > R_c < R_w$ y almas compactas	$M_c = R_c\frac{h + 2h_a + h_c}{2} + 1.11M_{pl.Rd}\left(1 - \frac{R_c}{R_s}\right)$ O: $M_c = R_c\frac{h + 2h_a + h_c}{2} + M_{pl.Rd} - \frac{R_c^2}{R_v}\frac{d}{4}$

Tabla 2 Valores de resistencia al momento positivo

no rigidizada (y no recubierta). Para una viga sobre dos apoyos, sin rigidizadores transversales intermedios, con conexión rígida por cortante y sujeta a cargas uniformemente distribuidas, Eurocódigo 4[1] proporciona las siguientes reglas simplificadas:

para $\bar{\lambda}_w \leq 1{,}5 \rightarrow V_{Rd} = V_{pl,Rd}$ (11)

para $1{,}5 < \bar{\lambda}_w < 3{,}0 \rightarrow V_{Rd} = V_{pl,Rd}\left(\frac{3}{\bar{\lambda}_w} + \frac{1}{5\bar{\lambda}_w} - 1{,}3\right)$ (12)

para $3{,}0 < \bar{\lambda}_w < 4{,}0 \rightarrow V_{Rd} = V_{pl,Rd}\frac{0{,}9}{\bar{\lambda}_w}$ (13)

Según Eurocódigo 3, la esbeltez del alma $\bar{\lambda}_w$ viene dada por:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\,\tau_{cr}}} \leq 4 \qquad (14)$$

En la práctica, una vigueta de sección en forma de I normalmente tiene un rigidizador transversal en el apoyo, pero no tiene rigidizadores transversales intermedios. En este caso la resistencia elástica crítica a cortante viene dada por τ_{cr}:

$$\tau_{cr} = \left(\frac{1000}{\frac{d}{t_w}}\right)^2 \qquad (15)$$

Los conectores se podrán distribuir uniformemente si el esfuerzo intermedio ponderado V_{Sd}, fuera inferior a $V_{cr} = d\,t_w\,\tau_{cr}$; en caso contrario se colocarían más conectores cerca del apoyo.

4.3 Esfuerzo Cortante Vertical en Combinación con el Momento Flector

Cuando el esfuerzo cortante vertical V_{Sd} exceda la mitad de la resistencia plástica a cortante $V_{pl.Rd}$ dada por la ecuación (10) se deberá tener muy en cuenta su efecto sobre el momento plástico de resistencia. Esto es importante en la sección transversal (I+II) de la figura 5, donde los dos efectos de carga, el esfuerzo cortante vertical y la flexión, se encuentran al máximo. Los métodos siguientes se utilizan para estos casos:

- Si el eje neutro de la viga mixta está situada en la losa de hormigón o en el ala de la sección de acero, se podrán utilizar las ecuaciones anteriores (3) - (5) donde R_s será sustituido por la resistencia reducida de la viga de acero, de forma que:

$$R_{s,red} = R_s - (2\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1)\ V_{pl.Rd} \text{ para: } 0{,}5 < \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \qquad (16)$$

En este caso, parte de la zona central del alma de la sección de acero se utiliza para resistir el esfuerzo cortante vertical. La altura de esta parte del alma es

$$(2\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1)\ h$$

resultando una altura igual a cero cuando $\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.5$ e igual a h cuando $\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 1{,}0$

- Si el eje neutro de la viga mixta está situada en el alma de la sección de acero, se podrán utilizar las ecuaciones anteriores (8) y (9) una vez se sustituya $M_{pl.Rd}$ por un momento plástico de resistencia reducido; según Eurocódigo 3[2], esta resistencia se debería calcular a partir de la distribución de tensiones dada en la figura 13 tal como se describe brevemente a continuación.

La parte del alma que queda reservada para el esfuerzo cortante vertical está localizada en su zona central. El módulo de sección del alma se verá, por lo tanto, reducido por:

$$\frac{1}{4}\ t_w\ (\ (2\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1)\ h)^2 \text{ para } 0{,}5 < \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \qquad (17)$$

que se convierte en:

$$\frac{1}{4}\ t_w\ h^2\ (1 - (2\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1)^2\ ) \qquad (18)$$

Si se asume que el factor ρ es igual a $(2\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 1)^2$ el módulo de sección del alma también se podría escribir como sigue:

$$\frac{1}{4}\ t_w\ h^2\ (1 - \rho)$$

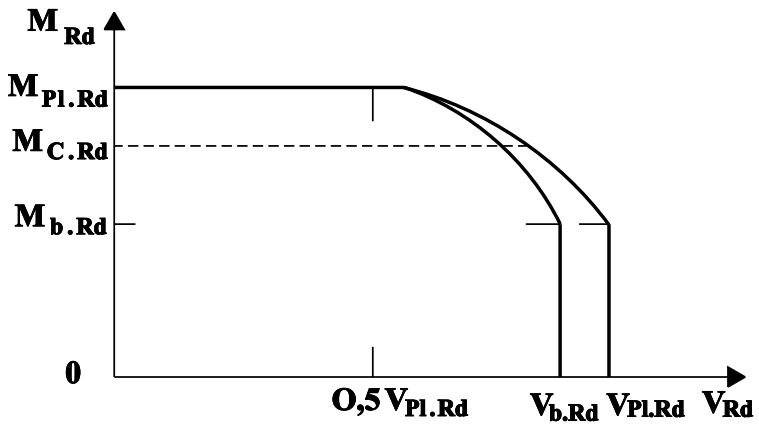


Figura 14 Resistencia a la flexión y cortadura vertical

En otras palabras, es posible tener en cuenta el esfuerzo cortante vertical reduciendo el límite de fluencia de cálculo en el alma por un coeficiente $(1 - \rho)$ para el área $A_v \left(1 - \frac{d_o}{d}\right)$ donde d_o es el canto de alma despreciado al calcular $M_{pl.Rd}$. El momento plástico resistente reducido por el esfuerzo cortante vertical puede expresarse de forma aproximada utilizando:

$$M_{pl,V\text{-}red.Rd} = \left(1 - \rho \left(1 - \frac{d_o}{d}\right) \frac{A_v}{2A - A_v}\right) M_{pl.Rd} \quad (19)$$

Estas normas se muestran en la figura 14, en la que $M_{pl.Rd}$ es el momento plástico resistente cuando $\rho = 1$.

5. RESUMEN FINAL

1. El análisis plástico de la sección transversal se utiliza para determinar la resistencia al momento flector positivo de vigas mixtas (asumiendo que se utilizan secciones de la clase 1 ó 2).

2. Eurocódigo 4 facilita fórmulas simples para la anchura eficaz de la losa de hormigón que actúa conjuntamente con el acero; debe detallarse este "ala de hormigón" para evitar el esfuerzo cortante longitudinal y rotura.

3. El cálculo de vigas mixtas implica garantizar que los esfuerzos y momentos causados por las cargas ponderadas son inferiores al valor de la resistencia correspondiente de cálculo.

4. Pueden derivarse varias expresiones para la resistencia al momento positivo de cálculo; éstas dependen de la posición del eje neutro en relación a la losa de hormigón, alas de acero, etc.

5. Eurocódigo 4 proporciona reglas simplificadas que gobiernan la resistencia de cálculo al esfuerzo cortante de vigas mixtas sobre dos apoyos, con conexión rígida por cortante, sometidas a cargas uniformemente distribuidas.

6. Cuando coinciden altos niveles de esfuerzo cortante y momento, parte del alma de acero queda reservada para soportar el esfuerzo cortante, lo que provoca una disminución de la resistencia al momento.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en imprenta).

[2] Eurocódigo 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[3] Dowling, P. J., Knowles, Owens, G., "Structural Steel Design", Steel Construction Institute, 1988 (UK).

[4] Eurocódigo 1: "Basis of Design and Actions on Structures", CEN (en preparación).

[5] Stark, J.W.B., van Hove, B. W. E., "Composite Steel and Concrete Beams with Partial Shear Connection, HERON, TNO-Building and Construction Research/TU-Delft publication, 2nd quarter 1990 (UK).

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Essentials of EC4, prepared by the ECCS-TC 11, "Composite Structures" will be published early 1993 by the European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.

2. Bode, "Verbundbau, Konstruktion und Berechnung", Werner Verlag, 1987 (Germany).

3. Stark, J. W. B.; "Introduction of Eurocódigo 4, General Methods of Design of Composite Construction", IABSE Short Course, Brussels, September 1990, IABSE Report No. 61, ISBN 3-85748-062-2.

4. Verbundträgen im Hochbau. Theoretische Grundlagen, Beispiele, Bemessungstabellen, Schweinerische Zentralstelle für Stahlbau, Bericht A3, 1982.

5. Narayanan, R. (ed), Composite Steel Structures. Advances in Design and Construction. Proceedings of the International Conference, Cardiff, UK, July 1987. Elsevier Applied Science, London.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Problema resuelto 12.1 (i) y (ii):
Viga Mixta simplemente apoyada

CONTENIDO

1. PLANTA

2. DETALLES

3. ESPECIFICACIONES

3.1 Propiedades de los materiales

3.1.1 Hormigón

3.1.2 Acero de Armadura

3.1.3 Acero Estructural

3.1.4 Chapa de Acero Perfilado

3.1.5 Conectores

3.2 Parámetros del forjado

4. PROBLEMA 1

4.1 Acciones (Cargas de la Viga)

4.1.1 Fase de Construcción

4.1.1.1 Acciones Permanentes G

4.1.1.2 Acciones Variables Q

4.1.2 Fase Mixta

4.1.2.1 Acciones Permanentes G_k

4.1.2.2 Acciones Variables Q_k

4.1.3 Factores Parciales de Seguridad

4.1.3.1 Acciones

4.1.3.2 Materiales

4.2 Fase de Construcción

4.2.1 Tamaño de la Viga

4.2.2 Estado Límite Último

4.2.2.1 Clasificación

4.2.2.2 Momento Flector

4.2.2.3 Esfuerzo Cortante Vertical

4.2.2.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

4.2.3 Estado Límite de Servicio

4.3 Fase Mixta

4.3.1 Estado Límite Último

4.3.1.1 Sección Transversal

4.3.1.2 Momento Flector

4.3.1.3 Esfuerzo Cortante Vertical

4.3.1.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

4.3.2 Esfuerzo Rasante

4.3.2.1 Resistencia de Cálculo del Conector

4.3.2.2 Esfuerzo Rasante en conexión rígida

4.3.2.3 Esfuerzo Rasante Parcial

4.3.2.4 Armadura Transversal

4.3.3 Estado Límite de Servicio

4.3.3.1 Rigidez a la Flexión

4.3.3.2 Flecha en el Punto Central del Vano

5. PROBLEMA 2

5.1 Acciones (Carga de la Viga)

5.1.1 Fase de Construcción

5.1.1.1 Acciones Permanentes G

5.1.1.2 Acciones Variables Q

5.1.2 Fase Mixta

5.1.2.1 Acciones Permanentes G_k

5.1.2.2 Acciones Variables Q_k

5.1.3 Factores Parciales de Seguridad

5.1.3.1 Acciones

5.1.3.2 Materiales

5.2 Fase de Construcción

5.2.1 Tamaño de la Viga

5.2.2 Estado Límite Último

5.2.2.1 Clasificación

5.2.2.2 Momento Flector

5.2.3.3 Esfuerzo Cortante Vertical

5.2.2.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

5.2.3 Estado Límite de Servicio

5.3 Fase Mixta

5.3.1 Estado Límite Último

5.3.1.1 Sección Transversal

5.3.1.2 Momento Flector

5.3.1.3 Esfuerzo Cortante Vertical

5.3.1.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

5.3.2 Esfuerzo Rasante

5.3.2.1 Resistencia de Cálculo del Conector

5.3.2.2 Esfuerzo Rasante en unión rígida

5.3.2.3 Esfuerzo Rasante Parcial

5.3.2.4 Armadura Transversal Unión por Rasante

5.3.3 Estado Límite de Servicio

5.3.3.1 Rigidez a la Flexión

5.3.3.2 Flecha en el Punto Central del Vano

Todas las referencias incluidas corresponden a cláusulas y tablas en:

Eurocódigo 1: Parte 2 - EC1

Eurocódigo 2: Parte 1.1 - EC2

Eurocódigo 3: Parte 1.1 - EC3

Eurocódigo 4: Parte 1.1 - EC4

NOTACIÓN

A = área de la viga de acero

b = ancho del ala de acero

b_{eff} = Anchura eficaz del ala de hormigón

h = canto total de la viga de acero

h_p = canto de la chapa de acero perfilado

h_c = canto del hormigón por encima del ala superior de la chapa de acero perfilado

d = altura libre entre cordones

h_s = canto total de la losa

f_{ck} = resistencia característica del hormigón a la compresión en un ensayo con probeta cilíndrica

$M_{pl.Rd}$ = momento plástico resistente de la parte de acero de la sección mixta

$M_{c.Rd}$ = momento resistente por esfuerzo rasante parcial

N = número de conectadores a lo largo del tramo bajo cortadura entre dos secciones transversales críticas

Q = resistencia de uno de los conectores

t_f = espesor del ala de acero

t_w = espesor del alma

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

1. PLANTA

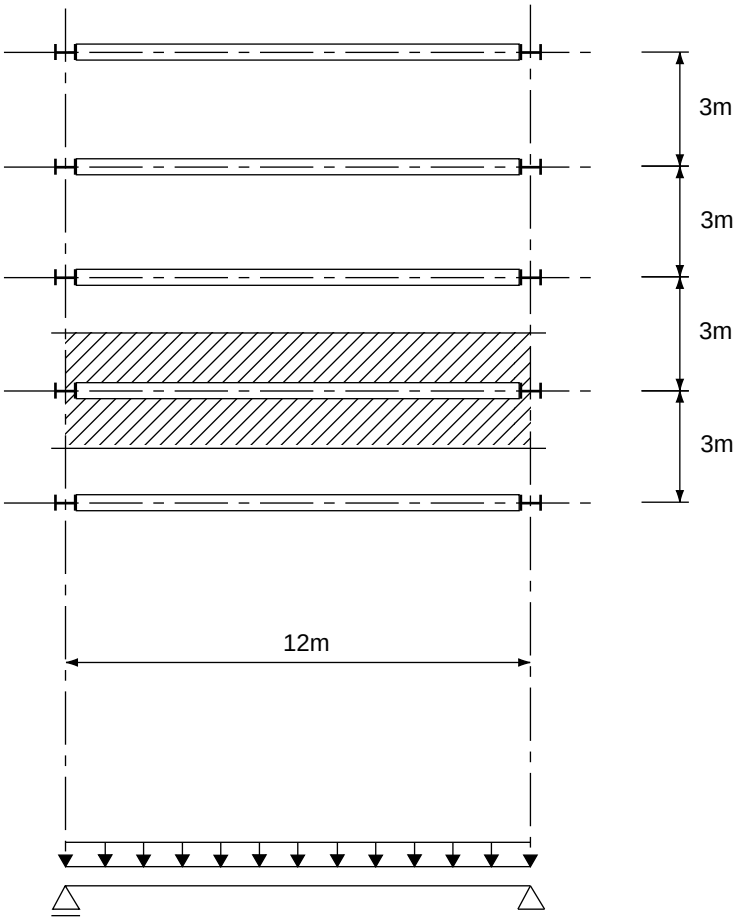


Figura 1 Planta con vigas mixtas simplemente apoyadas

Vigas: - sin apuntalar durante su construcción

- longitud del vano 1 = 12 m

Losas: - longitud del vano 1 = 3 m

- Problema 1: Losa de hormigón (encofrado apuntalado durante su construcción, véase la figura 4)

- Problema 2: Losa mixta (chapa de acero perfilado sin apuntalamiento durante la construcción)

2. DETALLES

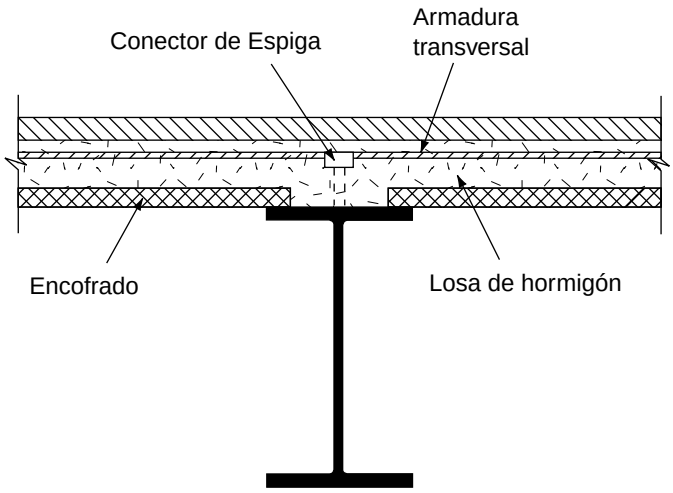


Figura 2 Sección transversal de la viga mixta en el problema 1

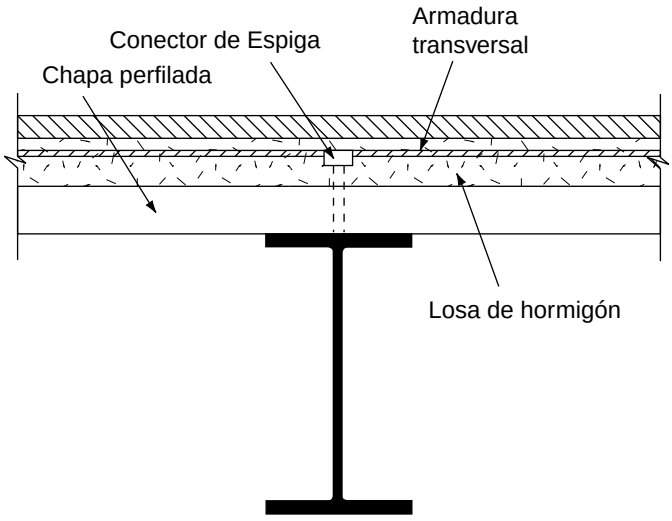


Figura 3 Sección transversal de la viga mixta en el problema 2

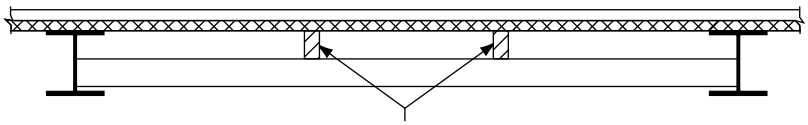


Figura 4 Problema 1: el encofrado de la losa de hormigón se apuntala durante su construcción

Bibliografía

3. ESPECIFICACIONES

EC4 Parte 1.1

3.1 Propiedades de los materiales

EC4-3

3.1.1 Hormigón

EC4-3.1

Clase de resistencia C25/30

EC4-3.1.2

f_{ck} (ensayo cilíndrico) = 25 N/mm^2

f_{ck} (ensayo brasileño) = 30 N/mm^2

Tabla 3.1

Problema 1: Losa de hormigón armado

- Hormigón de peso normal
- ρ = 2400 kg/m^3
- f_{ctm} = 2,6 N/mm^2 — Tabla 3.1
- $f_{ctk\ 0,95}$ = 1,8 N/mm^2
- $f_{ctk\ 0,95}$ = 3,3 N/mm^2
- E_{cm} = 30 500 N/mm^2 — Tabla 3.2

Problema 2: Losa mixta

- Hormigón ligero
- ρ = 1800 kg/m^4
- η = 0,3 + 0,7 (ρ/2400)
- = 0,3 + 0,7 (18/24) = 0,83 — EC4-3.1.2(3)
- f_{ctm} = 2,1 N/mm^2
- $f_{ctk\ 0,05}$ = 1,5 N/mm^2
- $f_{ctk\ 0,95}$ = 2,7 N/mm^2
- E_{cm} = 17 200 N/mm^2 — EC4-3.1.4.1(3)

3.1.2 Acero de armadura

EC4-3.2

Calidad 500 - barras nervadas

EC-4.3.2.2

- alto (ductilidad)

EC2-3.2

$f_{sk} = f_y$ = 500 N/mm^2

E_s = 210 000 N/mm^2

EN 10080

3.1.3 Acero estructural

EC4-3.3

Calidad normal del acero S355

EC4-3.3.2(1)

f_y = 355 N/mm^2

f_u = 510 N/mm^2

Tabla 3.3

E_d = 210 000 N/mm^2

3.1.4 Chapa de acero perfilado

EC4-3.4

Calidad Fe E 280 G

pr EN 10147

f_{yp} = f_{yb} = 280 N/mm^2

E_p = 210 000 N/mm^2

3.1.5 Conectores

EC4-3.5

Conectores de espiga

f_u = 450 N/mm^2

f_y = 350 N/mm^2

Datos de los fabricantes

3.2 Parámetros del forjado

3.2.1 Problema 1

Losa de hormigón armado

Hormigón de peso normal

Canto efectivo de la losa $\approx \frac{\text{longitud vano}}{35} \approx \frac{3000}{35} \approx 85$ mm

EC2-4.4.3.2

Canto de la losa = 85 + 20 = 105 mm

3.2.2 Problema 2

Losa mixta con chapa de acero perfilado y hormigón ligero

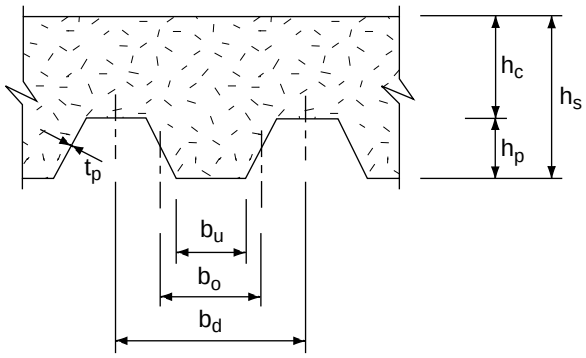


Figura 5 Geometría de la losa mixta en el problema 2 (perfil simétrico de la losa)

Canto de la losa (tomada como)	h_s	=	130 mm
Canto del perfil	h_p	=	50 mm
Espesor del ala de hormigón	h_c	=	80 mm
Distancia entre nervios	b_d	=	150 mm
Ancho medio de nervio	b_o	=	75 mm
Espesor de la chapa de acero	t_p	=	1 mm

Observación: b_o > 50 mm: VÁLIDO EC4-6.4.3.1

4. PROBLEMA 1

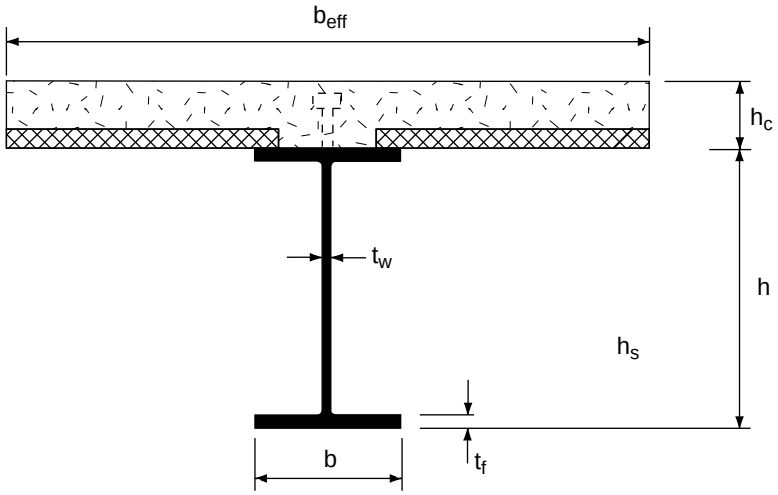


Figura 6 Geometría de la viga mixta en el problema 1

Se asume que el plano entre el encofrado y el hormigón puede transferir los esfuerzos cortantes inducidos.

4.1 Acciones (Cargas de la Viga)

EC4-Ch.2

4.1.1 Fase de Construcción

4.1.1.1 Acciones Permanentes G

EC1-2

- losa: $24 \times 3{,}0 \times 0{,}105$ = 7,56 kN/m
- viga: IPE 400 = 0,66 kN/m

G_k = 8,22 kN/m

4.1.1.2 Acciones Variables Q

- Carga impuesta:

carga de montaje Q_k = 13,5 kN

Observación:

No se facilitan normas específicas para las vigas. La carga de montaje se ha tomado como equivalente a la carga de montaje de las losas mixtas, descritas en 7.3.2 de Eurocódigo 4, que se da como una carga uniformemente distribuida de 1,5 kN/m^2 en cualquier área de 3 m por 3 m. No se ha tenido en cuenta la carga de 0,75 kN/m^2 sobre el área restante, pero por esa razón y por razones de simplicidad se ha considerado la carga de montaje de 13,5 kN como una carga puntual en el centro del vano.

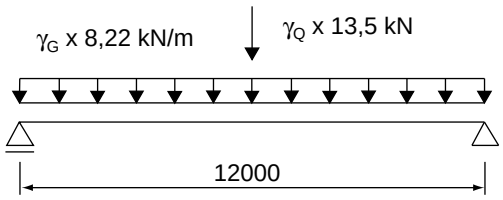


Figura 7 Problema 1: Acciones en la fase de ejecución

4.1.2 Fase Mixta

4.1.2.1 Acciones Permanentes G_k

- losa: $24 \times 3,0 \times 0,105$ = 7,56 kN/m
- viga: IPE 400 = 0,66 kN/m
- cubrición: $0,5 \times 3,0$ = 1,50 kN/m

G_k = 9,72 kN/m

4.1.2.2 Acciones Variables Q_k

- carga impuesta: $5,0 \times 3,0$ = 15 kN/m
- particiones: $1,0 \times 3,0$ = 3 kN/m

Q_k = 18 kN/m

EC1-2

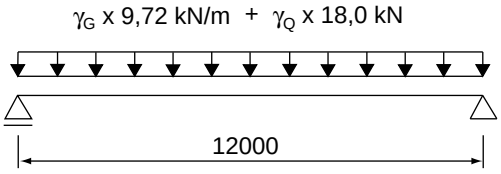


Figura 8 Problema 1: Acciones en la fase mixta

Bibliografía

4.1.3 Factores Parciales de Seguridad

EC4-2.3.3

4.1.3.1 Acciones

Tabla 2.2

γ_G = 1,35

γ_Q = 1,50

4.1.3.2 Materiales

Tabla 2.3

γ_a = 1,10 (Acero estructural)

γ_c = 1,5 (Hormigón)

γ_s = 1,15 (Armadura de acero)

γ_{ap} = 1,10 (Chapa Perfilada)

4.2 Fase de Construcción

EC3

4.2.1 Tamaño de la Viga

IPE 400:

h	=	400 mm
b	=	180 mm
t_f	=	13,5 mm
t_w	=	8,6 mm
r	=	21 mm
h_w	=	331 mm
A_a	=	8450 mm^2
I_y	=	23130×10^4 mm^4
W_y	=	1156×10^3 mm^3
$W_{pl.y}$	=	1307×10^3 mm^3

4.2.2 Estado Límite Último

EC3-5.3

4.2.2.1 Clasificación

Tabla 5.3.1

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0{,}81$$

Alas a compresión

$$\frac{c}{t_f} = \frac{180/2}{13{,}5} < 10\,\varepsilon$$

ó

$\therefore$ Sección transversal de la clase 1

EC4-4.3

Almas (flexión)

Tabla 4.1

Tabla 4.2

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8{,}6} = 38{,}4 < 72\,\varepsilon$$

$\therefore$ Sección transversal de la clase 1

4.2.2.2 Momento Flector (véase la figura 7)

EC3-5.4.5

$$M_{Sd} = \frac{1}{8}(1{,}35 \times 8{,}22)\,12^2 + \frac{1}{4}(1{,}50 \times 13{,}5)\,12 = 260 \text{ kNm}$$

$$M_{pl.a.Rd} = W_{pl.x}\,\frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$= 1307 \times 10^3\,\frac{355}{1{,}10}\,10^{-6} = 422 \text{ kNm}$$

$M_{pl.Rd} > M_{Sd}$ $\therefore$ VÁLIDO

Bibliografía

4.2.2.3 Esfuerzo Cortante Vertical

EC3-5.4.6(4)

$$V_{Sd} = \frac{1}{2}(1{,}35 \times 8{,}22)\,12 + \frac{1}{2}(1{,}50 \times 13{,}5) = 77 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v\,(f_y / \sqrt{3})\,\gamma_a$$

$$= 1{,}04\ h\ t_w\ (f_y / \sqrt{3})/\gamma_a$$

$$= 1{,}04 \times 400 \times 8{,}6\ \frac{(355/\sqrt{3})}{1{,}10}\ 10^{-3}$$

$$= 667 \text{ kN}$$

$V_{pl.Rd} > V_{Sd}$ ∴ VÁLIDO

4.2.2.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

EC3-5.4.7

$V_{Sd} < 0{,}5\ V_{pl.Rd}$

∴ No se requiere reducción alguna del momento resistente.

4.2.3 Estado Límite de Servicio

EC3

En los cálculos de la flecha no se tiene en cuenta la carga de montaje.

EC3-4.2.2

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \frac{8{,}22 \times (12000)^4}{210\,000 \times 23130 \times 10^4}$$

$$= 45{,}7 \text{ mm} = \frac{l}{263} \quad \therefore \text{ VÁLIDO}$$

δ_o = contraflecha de la viga en estado descargado

= 40 mm

δ_{max} = 45,7 - 40,0 = 5,7 mm

4.3 Fase Mixta

4.3.1 Estado Límite Último

EC4-4

4.3.1.1 Sección Transversal

EC4-4.2

- Sección de la clase 1 (véase 4.2.2.1 en la fase de construcción)

Tabla 4.1
EC4-4.2.2

- Anchura eficaz

$$b_{eff} = \sum b_e = 2 \times \frac{1}{8} \times 12000$$

$$= 3000 \text{ mm}$$

$$= \text{luz del forjado}$$

4.3.1.2 Momento Flector (véase la figura 8)

EC4-4.4.1

$$M_{Sd} = \frac{1}{8} (1{,}35 \times 9{,}72 + 1{,}50 \times 18) \times 12^2$$

$$= 722 \text{ kNm}$$

$$R_c = b_{eff}\, h_c\, 0{,}85\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 3000 \times 105 \times 0{,}85\, \frac{25}{1{,}5}\, 10^{-3}$$

Lección 12.3

$$= 4463 \text{ kN}$$

$$R_s = A_a\, \frac{f_y}{\gamma_a} = 8450\, \frac{355}{1{,}10}\, 10^{-3} = 2727 \text{ kN}$$

$R_s < R_c \;\therefore$ fibra neutra del ala del hormigón (caso a1 de la lección 12.3)

$$M_{pl.Rd} = R_s \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{R_s}{R_c} \frac{h_c}{2} \right)$$

$$= 2727 \left(200 + 105 - \frac{2727}{4463} \times \frac{105}{2} \right) 10^{-3}$$

$$= 744 \text{ kNm}$$

$M_{pl.Rd} > M_{Sd} \;\therefore$ VÁLIDO

EC4-4.4.2

4.3.1.3 Esfuerzo Cortante Vertical

$$V_{Sd} = \frac{1}{2}\,(1{,}35 \times 9{,}72 + 1{,}50 \times 18)\,12$$

$$= 241 \text{ kN}$$

$V_{pl.Rd}$ = 667 kN (véase 4.2.2.3)

$V_{pl.Rd} > V_{Sd}$ ∴ VÁLIDO

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38{,}5 < 69\,\varepsilon$$

∴ No se requiere verificación de la resistencia del alma al pandeo por esfuerzo cortante.

4.3.1.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

EC4-4.4.3

$V_{Sd} < 0{,}5\ V_{pl.Rd}$ ∴

El cortante vertical no tiene efecto alguno sobre el momento resistente.

4.3.2 Esfuerzo Rasante

EC4-6

4.3.2.1 Resistencia de Cálculo del Conector

EC4-6.3

Conectores de Espiga

EC4-6.3.2

h = 95 mm

d = 19

$\frac{h}{d}$ = 5 ∴ $\alpha = 1$

EC46.3.2.1

$$P_{Rd.1} = \frac{0{,}8\, f_u\, (\pi d^2/4)}{\gamma_v} = 0{,}8 \times 450\, \frac{\pi 19^2}{4} \times \frac{1}{1{,}25} 10^{-3}$$

$$= 82 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.2} = \frac{0{,}29\, \alpha\, d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})}}{\gamma_v}$$

$$= \quad 0{,}29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{(25 \times 30500} \times \frac{1}{1{,}25} \times 10^{-3})$$

$$= \quad 73 \text{ kN} < 82 \text{ kN};$$

Por lo tanto:

$P_{Rd} \quad = \quad 73$ kN

4.3.2.2 Esfuerzo Rasante en conexión rígida

EC4-6.2

- $V_l = F_{cf} = 2727$ kN

$$N_f \geq 2 \quad \frac{2727}{73} \quad \therefore \; N_f = 76$$

- $M_{pl.Rd}$ (sección mixta) = 744 kNm

  $M_{pl.a.Rd}$ (sección de acero) = 422 kNm

  $M_{pl.Rd}$ (mixto) < 2,5 $M_{pl.a.Rd}$ (acero)

EC4-6.1.3

$\therefore$ Los conectores pueden espaciarse uniformemente

EC4-6.4.2(3)

- $s = \frac{12000}{75} = 160$ mm

  Espaciado mínimo de los conectores
  $= 5 \times 19 = 95$ mm

  s > 5d $\therefore$ VÁLIDO

4.3.2.3 Esfuerzo Rasante Parcial

EC4-6.2.1.2

$$V_l = F_c = \frac{M_{Sd} - M_{pl.a.Rd}}{M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd}} F_{cf} = \left(\frac{722 - 422}{744 - 422} \right) 2727 = 2541 \text{kN}$$

$$N \geq 2 \quad \frac{2541}{73} \quad \therefore \; N = 70$$

- L = 12 m

EC4-6.1.2

$$\frac{N}{N_f} \geq 0{,}25 + 0{,}03 \, L = 0{,}25 + 0{,}03 \times 12 = 0{,}61$$

$$\frac{N}{N_f} = \frac{70}{76} = 0{,}92 > 0{,}61$$

$\therefore$ Los conectores pueden considerarse dúctiles.

- Los conectores pueden espaciarse uniformemente (4.3.2.2). EC4-6.1.3
- $s = \frac{12000}{69} = 174$ mm EC4-6.4.2

$s > 5d \therefore$ VÁLIDO

4.3.2.4 Armadura Transversal

EC4-6.6

Armadura Transversal Mínima: EC4-6.5.4.1

$A_s \geq 0{,}002 \times 105 \times 1000 = 210$ mm^2/m

8 mm ϕ a 200 $\div$ $A_s = 251$ mm^2/m

Rasante en la losa:

Conexión Rasante En conexión rígida:

$$\upsilon_{Sd} = 73 \frac{1000}{160} = 456 \text{ kN/m}$$

conexión Rasante Parcial:

$$\upsilon_{Sd} = 73 \frac{1000}{174} = 420 \text{ kN/m}$$

EC4-6.6.2

$A_{cv} = 2 \times 105 \times 10^3 = 210 \times 10^3$ mm^2/m

$\eta = 1$

$f_{ctk} = 1{,}8$ N/mm^2

$A_e = 251$ mm^2/m

$f_{sk} = 500$ N/mm^2

$$\upsilon_{Rd.1} = 2{,}5\, A_{cv}\, \eta \left(\frac{0{,}25\, f_{ctk}}{\gamma_c}\right) + A_e \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + v_{pd}$$

υ_{pd} = 0, porque no hay chapa de acero

$$\upsilon_{Rd.1} = \left\{2{,}5 \times 210 \times 10^{3}\left[\frac{0.25 \times 1.8}{1{,}5}\right] + 251\frac{500}{1{,}15} + 0\right\} \times 10^{-3}$$

$$= (158 \times 10^{3} + 109 \times 10^{3})\ 10^{-3}$$

$$= 267 \text{ kN/m}$$

$$\upsilon_{Rd.2} = 0{,}2A_{cv}\eta\frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{V_{pd}}{\sqrt{3}} = (0{,}2 \times 210 \times 10^{3} \times 25/1{,}5 + 0)\ 10^{-3}$$

$$= 700 \text{ kN/m}$$

υ_{Rd} = 267 kN/m < υ_{Sd}

Es necesario aumentar la armadura transversal para proporcionar un nivel suficiente de resistencia al rasante longitudinal.

Conexión Rasante En conexión rígida:

- $A_e \frac{500}{1{,}15} \geq (456 - 158)\ 10^{3}$
- $A_e \geq 686$ mm^2/m
- 10 mm diámetro separados 110 mm da: $A_e = 714$ mm^2/m

Conexión Rasante Parcial:

- $A_e \frac{500}{1{,}15} \geq (420 - 158)\ 10^{3}$
- $A_e \geq 603$ mm^2/m
- 10 mm diámetro separados 125 mm da: $A_e = 628$ mm^2/m

4.3.3 Estado Límite de Servicio

EC4

4.3.3.1 Rigidez a la flexión

EC4-3.1.4.2

$n = E_a / E_c'$

$E_c' = E_{cm}/2 = 15250$ N/mm^2

$$n = \frac{210000}{15250} = 13,8$$

Si la fibra neutra se encuentra en el hormigón, entonces:

$$x = \frac{n A_a}{b_{eff}}\left[\chi\left(1+\frac{(h+2h_c)\,b_{eff}}{n A_a}\right)-1\right]$$

$$= \frac{13,8\times 8450}{3000}\left[\chi\left(1+\frac{(400+2\times 105)\,3000}{13,8\times 8450}\right)-1\right]$$

$$= 120 \text{ mm} > h_c$$

si la fibra neutra se encuentra en la sección metálica, entonces:

$$x = h + h_c - \frac{A_a\frac{1}{2}h+\frac{A_c}{n}\left(h+\frac{1}{2}h_c\right)}{A+\frac{A_c}{n}}$$

$$= 505 - \frac{8450\times 200+\frac{3000\times 105}{13,8}\left(400+\frac{105}{2}\right)}{8450+\frac{3000\times 105}{13,8}}$$

$$= 121 \text{ mm} > h_c$$

$$I_s = I_a + \frac{I_c}{n} + A_a\left(\frac{h}{2}+h_c-x\right)^2 + \frac{A_c}{n}\left(x-\frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$= 23130\times 10^4 + \frac{\frac{1}{12}\times 3000\times 105^3}{13,8}$$

$$+ \quad 8450\,(200+105-121)^2$$

$$+ \frac{3000\times 105}{13,8}\left(121-\frac{105}{2}\right)^2$$

$$= 64546\times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E_a I_s = 210 \times 10^3 \times 64546 \times 10^4$$

$$= 135{,}5 \times 10^{12}\ \text{Nmm}^2$$

4.3.3.2 Flecha en el punto Central del Vano

EC4-5.1

La influencia de los efectos siguientes sobre la flecha en el punto central del vano no se encuentra presente o puede ignorarse:

- desfase de cortante;
- conexión parcial (véanse las condiciones en Eurocódigo 4);
- rigidización por tracción y fisuración del hormigón;
- fluencia del acero de construcción;

EC4-5.2.2

Los efectos a largo plazo se tienen en cuenta asumiendo:

$E_c' = E_{cm}/2$ (véase 4.3.3.1)

Fase mixta:

$$\delta_2 = \frac{5}{384}\frac{(18+1{,}50)\times(12000)^4}{135{,}5\times10^{12}} = 38{,}9\ \text{mm}$$

$$\delta_1 = 45{,}7\ \text{mm}$$

$$\delta_0 = 40\ \text{mm}$$

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

$$= 38{,}9 + 45{,}7 - 40$$

$$= 44{,}6\ \text{mm} = \frac{l}{269}$$

Observación:

$$\delta_{max} < \frac{l}{250}$$

Esto no es un límite puesto que se prevé una cubrición. La flecha causada por la carga variable y por el comportamiento a largo plazo de la estructura es más importante debido a que podría causar daños.

$$\delta_{impuesto} \approx \frac{15}{18 + 1{,}5} 38{,}9 = 30 \text{ mm}$$

$$\delta_{impuesto} \approx \frac{l}{400} \text{ es aceptable.}$$

5. PROBLEMA 2:

Losa mixta por chapa perfilada y hormigón ligero

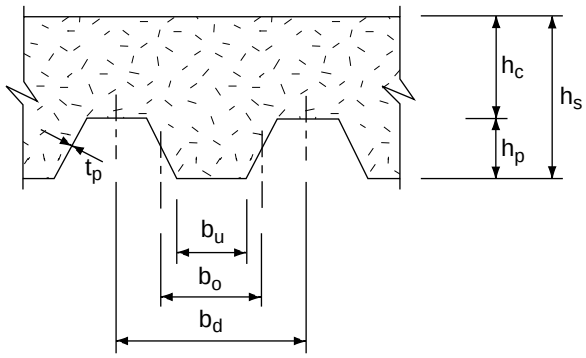


Figura 9 Geometría de la losa mixta en el problema 2 (véase la figura 5)

La chapa perfilada satisface los requisitos del capítulo 7 de Eurocódigo 4.

Canto de la losa (tomada como)	h_s	=	130 mm
Canto de la chapa	h_p	=	50 mm
Canto neto de la losa de hormigón	$h_c = h_s - h_p$	=	80 mm
Distancia entre nervios	b_d	=	150 mm
Anchura media de nervio	b_o	=	75 mm
Espesor de la chapa de acero	t_p	=	1 mm

Observación: $b_o > 50$ mm: VÁLIDO

EC4-6.4.3.1

Bibliografía

EC4-2

EC1

5.1 Acciones (Carga de la Viga)

5.1.1 Fase de Construcción

5.1.1.1 Acciones Permanentes G

• losa de hormigón:

$$18 \times 3{,}0 \times \left(80 + \frac{50}{2}\right) 10^{-3} = 5{,}67 \text{ kN/m}$$

• chapa metálica: $3{,}0 \times 0{,}15$ = 0,45 kN/m

• viga de acero: IPE = 0,66 kN/m

G_k = 6,78 kN/m

5.1.1.2 Acciones Variables Q

• carga impuesta:

carga de montaje Q_k = 13,5 kN

Observación:

No se facilitan normas específicas para las vigas. La carga de montaje se ha tomado como equivalente a la carga de montaje de las losas mixtas, descritas en 7.3.2 de Eurocódigo 4, que se da como una carga uniformemente distribuida de 1,5 kN/m^2 en cualquier área de 3 m por 3 m. No se ha tenido en cuenta la carga de 0,75 kN/m^2 sobre el área restante, pero por esa razón y por razones de simplicidad se ha considerado la carga de montaje de 13,5 kN como una carga puntual en el centro del vano.

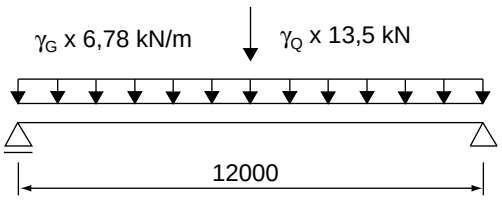


Figura 10 Problema 2: Acciones durante la ejecución (fase de construcción)

5.1.2 Fase Mixta

5.1.2.1 Acciones Permanentes G_k

• losa de hormigón:	$18 \times 3,0 \times 0,105$	= 5,67 kN/m
• chapa de acero:	$3,0 \times 0,15$	= 0,45 kN/m
• viga de acero:	IPE 400	= 0,66 kN/m
techo: $0,5 \times 3,0$		= 1,50 kN/m
	G_k	= 8,28 kN/m

5.1.2.2 Acciones Variables Q_k

• carga impuesta:	$5,0 \times 3,0$	=	15 kN/m	EC1
• particiones:	$1,0 \times 3,0$	=	3 kN/m	EC1
	Q_k	=	18 kN/m	

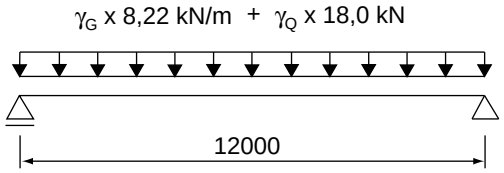


Figura 11 Problema 1: Acciones en la fase mixta

5.1.3 Factores Parciales de Seguridad

EC4-2.3.3

5.1.3.1 Acciones

Tabla 2.2

γ_G	=	1,35
γ_Q	=	1,50

5.1.3.2 Materiales

Tabla 2.3

γ_a	=	1,10
γ_c	=	1,5
γ_s	=	1,15
γ_{ap}	=	1,10

Bibliografía

5.2 Fase de Construcción

EC3

5.2.1 Tamaño de la Viga

IPE 400: $h = 400$ mm

$b = 180$ mm

$t_f = 13{,}5$ mm

$t_w = 8{,}6$ mm

$r = 21$ mm

$h_w = 331$ mm

$A_a = 8450\ mm^2$

$I_y = 23130 \times 10^4\ mm^4$

$W_{pl.y} = 1307 \times 10^3\ mm^3$

5.2.2 Estado Límite Último

5.2.2.1 Clasificación

EC3-5.3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0{,}81$$

Tabla 5.3.1

Alas a compresión

$$\frac{c}{t_f} = \frac{180/2}{13{,}5} < 10\,\varepsilon$$

$\therefore$ Sección transversal de la clase 1

EC4-4.3

Almas (flexión)

Tabla 4.1

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8{,}6} = 38{,}5 \ < 72\,\varepsilon$$

Tabla 4.2

$\therefore$ Sección transversal de la clase 1

5.2.2.2 Momento Flector (véase la figura 10)

EC3-5.4.5

$$M_{Sd} = \frac{1}{8}(1{,}35 \times 6{,}78)\,12^2 + \frac{1}{4}(1{,}50 \times 13{,}5)\,12 = 226 \text{ kNm}$$

$$M_{pl.Rd} = W_{pl.x}\,\frac{f_y}{\gamma_a} = 1307 \times 10^3\,\frac{355}{1{,}10}\,10^{-6} = 422 \text{ kNm}$$

$M_{pl.Rd} > M_{Sd}$ ∴ VÁLIDO

5.2.2.3 Esfuerzo Cortante Vertical

EC3-5.4.6(4)

$$V_{Sd} = \frac{1}{2}(1{,}35 \times 6{,}78)\,12 + \frac{1}{2}(1{,}50 \times 13{,}5) = 65 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v\,(f_y / \sqrt{3})\,\gamma_a$$
$$= 1{,}04\,h_d\,t_w\,(f_y / \sqrt{3})/\gamma_a$$
$$= 1{,}04 \times 400 \times 8{,}6\,\frac{(355/\sqrt{3})}{1{,}10}\,10^{-3}$$
$$= 667 \text{ kN}$$

$V_{pl.Rd} > V_{Sd}$ ∴ VÁLIDO

5.2.2.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

EC3-5.4.7

$V_{Sd} < 0{,}5\,V_{pl.Rd}$ ∴ No se requiere reducción del momento resistente.

Bibliografía

5.2.3 Estado Límite de Servicio

EC3-4

La carga de montaje no se tiene en cuenta para los cálculos de flecha.

EC3-4.2.2

$$\delta_1 = \frac{5}{384} < \frac{6{,}78 \times (12000)^4}{210000 \times 23130 \times 10^4}$$

$$= 37{,}7 \text{ mm} = \frac{l}{318} \therefore \text{VÁLIDO}$$

δ_o = Contraflecha de la viga en estado sin carga

= 30 mm (por ejemplo)

δ_{max} = 37,7 - 30,0 = 7,7 mm

5.3 Fase Mixta

5.3.1 Estado Límite Último

EC4

5.3.1.1 Sección Transversal

EC4-4.2

- Sección de la clase 1 (véase 5.2.2.1 en la fase de construcción)

Tabla 4.1

- Anchura eficaz

EC4-4.2.2

$$b_{eff} = \sum b_e = 2 \times \frac{1}{8} \times 12000$$

= 3000 mm

= luz del forjado

5.3.1.2 Momento Flector (véase la figura 11)

EC4-4.4.1

$$M_{Sd} = \frac{1}{8} (1{,}35 \times 8{,}28 + 1{,}50 \times 18) \times 12^2$$

= 687 kNm

$$R_c = b_{eff}\, h_c\, 0{,}85\, \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 3000 \times 80 \times 0{,}85\, \frac{25}{1{,}5}\, 10^{-3}$$

= 3400 kN

$$R_s = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 8450 \frac{355}{1,10} 10^{-3} = 2727 \text{ kN}$$

$R_s < R_c \therefore$ fibra neutra en el ala del hormigón (caso a1 de la lección 12.3)

$$M_{pl.Rd} = R_s \left(\frac{1}{2}h + h_p + h_c - \frac{R_s}{R_c}\frac{h_c}{2} \right)$$

$$= 2727 \left(200 + 50 + 80 - \frac{2727}{3400}\frac{80}{2} \right) 10^{-3}$$

$$= 812 \text{ kNm}$$

$M_{pl.Rd} > M_{Sd} \therefore$ VÁLIDO

5.3.1.3 Esfuerzo Cortante Vertical

EC4-4.4.2

$$V_{Sd} = \frac{1}{2} (1,35 \times 8,28 + 1,50 \times 18)\, 12$$

$$= 229 \text{ kN}$$

$V_{pl.Rd}$ = 667 kN (véase 2.2.3)

$V_{pl.Rd} > V_{Sd} \therefore$ VÁLIDO

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,5 < 69\,\varepsilon \therefore$$

No se requiere verificación de la resistencia del alma al pandeo por esfuerzo cortante.

5.3.1.4 Flexión y Esfuerzo Cortante Vertical

EC4-4.4.3

$V_{Sd} < 0,5\, V_{pl;Rd}$

$\therefore$ El cortante vertical no tiene efecto alguno sobre el momento resistente.

Bibliografía

5.3.2 Esfuerzo Rasante

EC4

5.3.2.1 Resistencia de Cálculo del Conector

EC4-6.3

Conectores de Espiga

EC4-6.3.2

h = 95 mm d = 19 m

h/d = 5 $\therefore \alpha = 1$

$$P_{Rd.1} = \frac{0{,}8\, f_u\, (\pi d^2/4)}{\gamma_v} = 0{,}8 \times 450\, \frac{\pi 19^2}{4}\, \frac{1}{1{,}25}\, 10^{-3}$$

EC4-6.3.2

$$= 82 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.2} = \frac{0{,}29\, \alpha\, d^2\, \sqrt{(f_{ck} E_{cm})}}{\gamma_v}$$

$$= 0{,}29 \times 1 \times 19^2\, \sqrt{(25 \times 30500)}\, \left\{ \frac{1}{1{,}25} 10^{-3} \right\}$$

$$= 73 \text{ kN} < 82 \text{ kN};$$

Por lo tanto:

P_{Rd} = 73 kN

Un conector por nervio:

EC4-6.3.3.2

$$k_t = \frac{0{,}7}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{b_o}{h_p} \right) \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$$

$$= \frac{0{,}7}{\sqrt{1}} \left(\frac{75}{50} \right) \left(\frac{95}{50} - 1 \right) = 0{,}945$$

P_{Rd} = 0,945 × 73 = 69 kN

Dos conectores por nervio:

$$k = \frac{0{,}945}{\sqrt{2}} = 0{,}67$$

P_{Rd} = 0,67 × 73 = 49 kN

5.3.2.2 Esfuerzo Rasante en conexión rígida

EC4-6.2

- $V_l = F_{cf} = 2727$ kN

Asumiendo un conector por nervio:

$$N = \frac{l}{b_d} = \frac{12000}{150} = 80$$

$$\sum P_{Rd} = \frac{80}{2} 69 = 2760 \text{ kN} > V_l$$

Esto es adecuado para una conexión rígida.

- $M_{pl.Rd}$ (sección mixta) = 812 kNm
- $M_{pl.a.Rd}$ (sección de acero) = 422 kNm
- $M_{pl.Rd}$ (comp) < 2.5 $M_{pl.a.Rd}$ (acero)

∴ Los conectores pueden espaciarse uniformemente

- $s = b_d = 150$ mm

EC4-6.4.2

$5_d = 5 \times 19 = 95$ mm

s > 5d ∴ VÁLIDO

5.3.2.3 Esfuerzo Rasante Parcial

EC4-6.2.1.2

$V_l = F_c$

$$= \frac{M_{Sd} - M_{pl.a.Rd}}{M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd}} F_{cf} = \left(\frac{687 - 422}{812 - 422} \right) 2727 \times 10^{-3} = 1853 \text{ kN}$$

Número de conectores = 1853/69 = 27 en cada medio tramo

Espaciado máximo = 6000/227 = 222 mm

Determine el grado mínimo de conexión por rasante,

Para L = 12 m EC4-6.1.2

EC4-6.1.2

$$\frac{N}{N_f} \geq 0{,}25 + 0{,}03\, L = 0{,}25 + 0{,}03 \times 12 = 0{,}61$$

Bibliografía

Grado de conexión por esfuerzo rasante cuando $M_{Sd} = M_{C.Rd}$ EC4-6.2

$$= \frac{1853}{2727} = 0,68 > 0,61 \text{ VÁLIDO}$$

Para obtener un rendimiento óptimo, coloque conectadores en nervios alternas en los 4 m del centro y en cada nervio en los 3 m de los extremos del tramo. Número por cada medio tramo = 27.

5.3.2.4 Armadura Transversal

EC4-6.6

Armadura transversal mínima: EC4-6.6.4.1

$A_s \geq 0,002 \times 80 \times 1000 = 160 \text{ mm}^2/\text{m}^1$

Barras de 8 mm cada 250 mm

Rasante en la losa:

Conexión por rasante en los extremos del tramo considerando dos planos cortantes:

$$\upsilon_{Sd} = \frac{69}{2}\frac{1000}{150} = 230 \text{ kN/m}$$

EC4-6.6.2

$A_{cv} = 2 \times 80 \times 10^3 = 160 \times 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$

$\eta = 0,3 + 0,7\ (\rho/24) = 0,3 + 0,7\ (18/24) = 0,825$

$f_{ctk} = 1,5 \text{ N/mm}^2$

$A_e = 201 \text{ mm}^2/\text{m}^1$

$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$$A_p = \frac{1000}{150}\ (50 + 50 + 2\sqrt{(50^2 + 25^2)}) \times 1$$

$= 1412 \text{ mm}^2/\text{m}$

$f_{yp} = 280 \text{ N/mm}^2$

$$\upsilon_{Rd.1} = 2,5\ A_{cv}\ \eta \left(\frac{0,25\ f_{ctk}}{\gamma_c}\right) + A_e \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + v_{pd}$$

EC4-6.6.2

$$= 2{,}5\, A_{cv}\, \eta \left(\frac{0{,}25\, f_{ctk}}{\gamma_c} \right) + A_e \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_p\, f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$= (2{,}5 \times 160 \times 10^3 \times 0{,}825 \left(\frac{0{,}25 \times 1{,}5}{1{,}5} \right)$$ EC4-6.6.3

$$+ 201 \frac{500}{1{,}15} + 1412 \frac{280}{1{,}10}) \, 10^{-3}$$

$$= (82{,}5 \times 10^3 + 87{,}4 \times 10^3 + 359{,}4 \times 10^3) \, 10^{-3}$$

$$= 529 \text{ kN/m}$$

$$\upsilon_{Rd.2} = 0{,}2\, A_{cv}\, \eta \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + v_{pd}$$

$$= 0{,}2\, A_{cv}\, \eta \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_p\, f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$= \{0{,}2 \times 160 \times 10^3 \times 0{,}825 \frac{25}{1{,}5} + 1412 \frac{280}{1{,}10}\} \times 10^{-3}$$

$$= \{440 \times 10^3 + 359 \times 10^3\} \times 10^{-3}$$

$$= 799 \text{ kN/m}$$

υ_{Rd} = 529 kN/m > v_{Sd} VÁLIDO

Nota: En este problema se ha permitido incluir la contribución de la chapa de acero, v_{pd}, al rasante longitudinal.

5.3.3 Estado Límite de Servicio

EC4

5.3.3.1 Rigidez a la Flexión

$$n = E_a / E_c'$$ EC4-3.1.4.2

$$E_c' = E_{cm} / 2 = 8600 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{210000}{8600} = 24{,}4$$

Si la fibra neutra se encuentra en la sección metálica, entonces:

$$x = h_a + h_p + h_c - \frac{A_a \frac{1}{2} h_a + \frac{A_c}{n}\left(h_a + h_p + \frac{1}{2} h_c\right)}{A_a + \frac{A_c}{n}}$$

$$= 530 - \frac{8450 \times 200 + \frac{3000 \times 80}{24{,}4}\left(400 + 50 + \frac{80}{2}\right)}{8450 + \frac{3000 \times 80}{24{,}4}}$$

$$= 174 \text{ mm} > h_c$$

$$I_s = I_a + \frac{I_c}{n} + A_a\left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - x\right)^2 + \frac{A_c}{n}\left(x - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

$$= 23130 \times 10^4 + \frac{\frac{1}{12} 3000 \times 80^3}{24{,}4}$$

$$+ 8450\,(200 + 50 + 89 - 174)^2 + \frac{3000 \times 80}{24{,}4}\left(174 - \frac{80}{2}\right)^2$$

$$= 64320 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E_a I_s = 210 \times 10^3 \times 64320 \times 10^4$$

$$= 135 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

EC4-5.1

5.3.3.2 Flecha en el punto Central del Vano

EC4-5.2.2

La influencia de los efectos siguientes sobre la flecha en el punto central del vano no se encuentra presente o puede ignorarse:

- desfase de rasante;
- conexión parcial (véanse las condiciones en Eurocódigo 4);
- rigidización por tracción y fisuración del hormigón;
- fluencia del acero de construcción;
- fluencia del acero de armadura.

Los efectos a largo plazo se tienen en cuenta asumiendo:

$E_c' = E_{cm}/2$ (véase 3.3.1)

Fase mixta:

$$\delta_2 = \frac{5}{384}\frac{(18+1{,}5)\,(12000)^4}{135\times10^{12}} = 39{,}0 \text{ mm}$$

$\delta_1 = 37{,}7$ mm

$\delta_0 = 30$ mm

$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

$= 37{,}7 + 39{,}0 - 30$

$= 46{,}7 \text{ mm} = \frac{l}{257} \approx \frac{l}{250}$

La flecha causada por la carga variable se obtiene considerando la proporción de la carga variable en la carga impuesta, tal como sigue:

$$\delta_{impuesta} \approx \frac{15}{18+1{,}5}\ 39{,}0 = 30{,}0 \text{ mm} = l/400 \text{ aceptable}$$

RESUMEN FINAL

Los problemas de cálculo han demostrado que los principios de la conexión semirrígida por rasante permiten aplicar una reducción significativa del número necesario de conectores. En el problema 1, con una losa sólida de hormigón de peso normal, el nivel de armadura transversal es mayor que en el problema 2, con chapa de acero perfilado y hormigón ligero.

La viga mixta está proporcionada de forma que los criterios de servicio controlan su diseño. En ambos casos las flechas ocasionadas por la carga impuesta son relativamente altas, por lo que se requiere contraflecha para contrarrestar las altas flechas causadas por el peso propio de las vigas sin apuntalar. Alternativamente podría usarse una viga más de mayor canto y más peso para limitar las flechas y evitar la contraflecha.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.4.1: Vigas Continuas I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el comportamiento de las vigas mixtas continuas; explicar la utilización del análisis rígido - plástico para determinar momentos y esfuerzos internos y para derivar momentos plásticos de resistencia.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2:	Clasificación de las Secciones Transversales
Lección 9.3:	Pandeo Local
Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de un Solo Vano

LECCIONES AFINES

Lección 12.4.2:	Vigas Continuas II
Lecciones 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio
Lecciones 12.6:	Conexiones por esfuerzo Rasante

RESUMEN

Se resumen las ventajas de las vigas continuas y se identifican las modalidades de colapso que constituyen un resultado de la continuidad de las vigas mixtas. Se pueden utilizar métodos plásticos para determinar momentos y esfuerzos intermedios siempre que la capacidad de rotación sea suficiente y que no se experimente pandeo lateral por torsión. El alcance de los métodos plásticos está relacionado con la clasificación de secciones transversales en cuanto a la limitación de las proporciones ancho/grosor de elementos estructurales de acero comprimidos. También se describen otras medidas necesarias para asegurar una correcta capacidad de rotación. Se presentan valores simples para la anchura eficaz del ala de hormigón y se proporcionan expresiones para el momento negativo de resistencia de secciones de las Clases 1 y 2. Se demuestra la aplicación del análisis rígido-plástico para determinar la distribución de momentos flectores.

1. INTRODUCCIÓN

Las vigas continuas ofrecen las ventajas siguientes sobre la construcción sencilla:

1. una mayor resistencia a la carga.

2. una mayor rigidez.

Estas ventajas hacen que se requiera una sección de acero menor para resistir una carga determinada.

En esta lección se asume que los elementos son continuos sobre apoyos simples o que están conectados de forma rígida a pilares formando pórticos arriostrados. Se incurriría en costes adicionales si fuera necesario proporcionar métodos especiales como, por ejemplo, juntas complejas, para conseguir una continuidad. Sin embargo, la continuidad del acero de construcción puede obtenerse de forma económica tendiendo una sola pieza sobre dos o más vanos. El hormigón se forja continuamente sobre los apoyos y se refuerza para controlar su retracción y fisuración. En la figura 1 se muestra una sección transversal típica de una viga mixta en la zona de un apoyo intermedio.

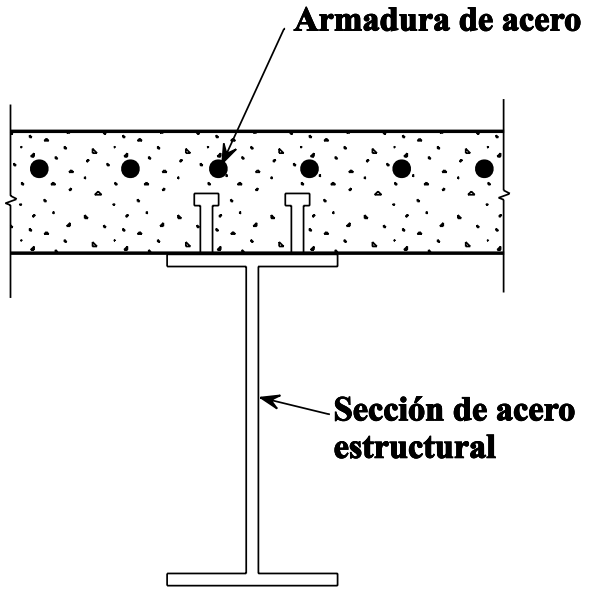


Figura 1 Sección transversal de una viga mixta sobre un soporte interno

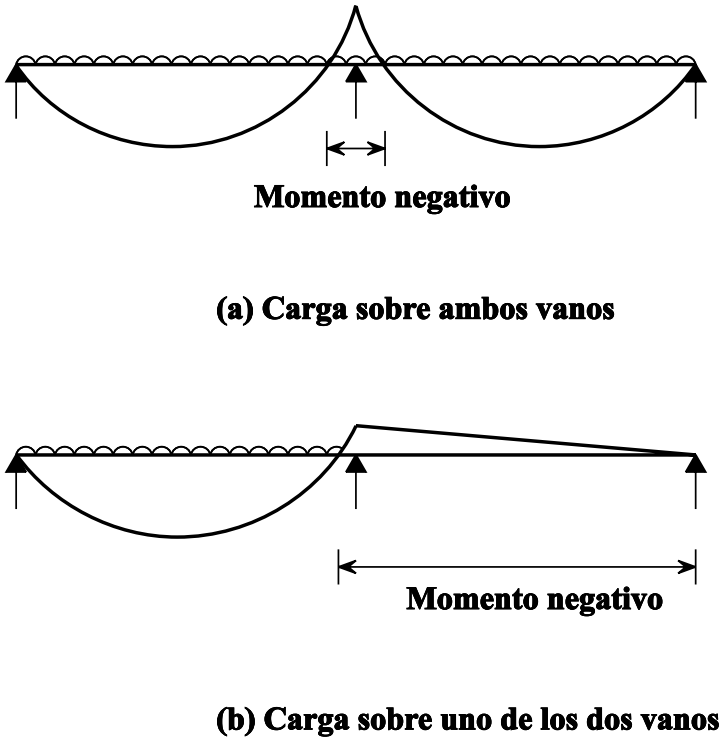


Figura 2 Distribuciones de momentos flectores

Las desventajas asociadas con la construcción continua son:

1. una mayor complejidad de cálculo.

2. susceptibilidad de pandeo en la zona de momento negativo sobre los apoyos intermedios (véase la figura 2a). De hecho esta zona de momento negativo puede extenderse sobre la totalidad de un vano durante la construcción (véase la figura 2b). También podrían darse dos formas de pandeo: abolladura del alma y/o del ala inferior y pandeo lateral por torsión. Aquí sólo se comenta el primer tipo; el pandeo lateral por torsión se comenta en la siguiente lección 12.4.2.

Una vez se ha determinado un concepto estructural, que podría tal vez incluir un predimensionado inicial de los elementos en base a la

experiencia o a la realización de cálculos preliminares, el proyectista deseará pasar a cálculos detallados para la estructura. La fase siguiente es, por lo tanto, la determinación de los esfuerzos y momentos intermedios en las zonas críticas para los diferentes casos de carga y estados límite. Esto recibe el nombre de “análisis global” y los procedimientos para su realización, en el estado límite último, se comentarán aquí y en la lección siguiente.

Los momentos intermedios de las vigas mixtas continuas pueden ser convenientemente determinados mediante la aplicación del análisis elástico o, sujeto a ciertas condiciones, a través del análisis rígido-plástico. Que el análisis plástico sea apto depende de la ductilidad de la armadura y de la susceptibilidad de la sección de acero a la abolladura, tal como se explica a continuación. El análisis elástico se comentará en la lección siguiente.

2. ANÁLISIS GLOBAL RÍGIDO-PLÁSTICO

Éste es un método de análisis bien establecido para determinar esfuerzos y momentos intermedios en estructuras continuas de acero. Está basado en el supuesto de que las zonas plásticas están concentradas en puntos concretos que pueden ser representadas por “rótulas plásticas”. Para que el análisis sea válido, las secciones transversales críticas deben poder desarrollar y sostener su momento plástico de resistencia hasta que, bajo una carga creciente, un número suficiente de zonas hayan llegado a la fluencia y las rótulas plásticas formen un mecanismo.

El mecanismo surge como un resultado de la redistribución de momentos provocado por la rotación de las zonas que ya han alcanzado el límite de fluencia. Para asegurar que se puedan acomodar las deformaciones unitarias resultantes sin que la resistencia se reduzca por debajo del momento plástico, se deben imponer limitaciones a la esbeltez de los elementos de las secciones transversales comprimidas. Las secciones que pueden formar una rótula plástica, en estructuras de acero, con la capacidad de rotación requerida para un análisis plástico global, reciben la designación de secciones transversales de la Clase 1. Las limitaciones en la esbeltez del ala y del alma, para estas secciones, se facilitan en recomendaciones de cálculo como, por ejemplo, en el Eurocódigo 3[1], tal como se comenta en las lecciones 9.2 y 9.3. Estas limitaciones reconocen que parte de la pérdida de capacidad de rotación debida a la abolladura se verá compensada por aspectos positivos como, por ejemplo, el endurecimiento por deformación y la longitud finita de las zonas plásticas. Sin embargo, debido a este último efecto, resulta necesario que las secciones transversales alejadas de las ubicaciones teóricas sean también de la Clase 1 ó, al menos, de la Clase 2. Por definición, las secciones transversales de la Clase 2 pueden desarrollar el momento plástico de resistencia de la sección aunque la abolladura limita su capacidad de rotación e impide una completa redistribución del momento en dichas secciones.

3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS MIXTAS CONTINUAS

Se ha investigado el comportamiento a flexión de vigas mixtas continuas mediante la realización de pruebas en las que los elementos secundarios (conectores, armaduras de losas transversales) se proyectaron conservadoramente para excluir formas de agotamiento como, por ejemplo, la pérdida de conexión y la rotura longitudinal de la losa. Inicialmente, el comportamiento es sustancialmente lineal (figura 3) aunque se experimenta una reducción de la rigidez a la flexión según va aumentando la carga.

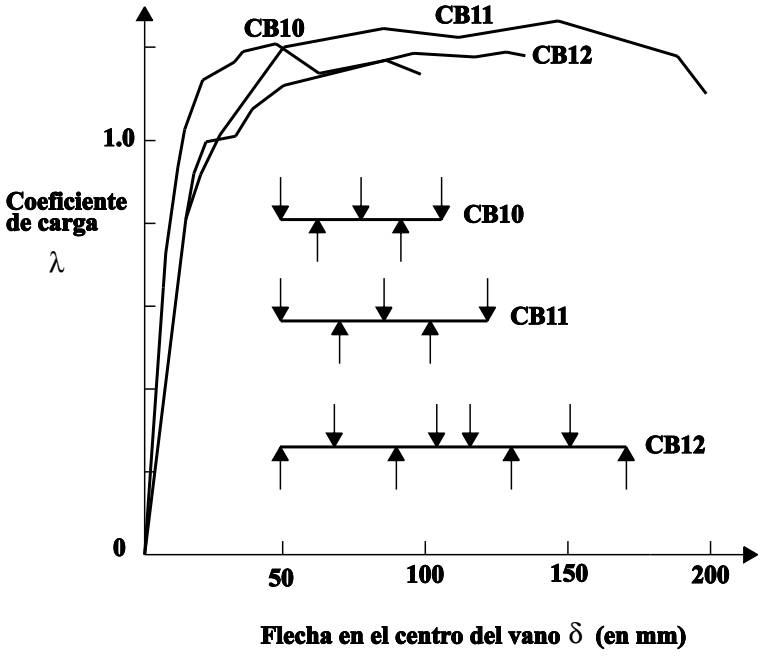


Figura 3 Diagramas de carga - flecha para los vanos centrales de vigas mixtas continuas

En las zonas de momento negativo aparecen fisuras finas en el hormigón a niveles relativamente bajos de carga. Según aumenta la carga, la fisuración continúa a lo largo de una longitud creciente y se podría alcanzar la fluencia y un posterior endurecimiento por deformación en la armadura y en la parte inferior (comprimida) de la sección de acero. Ello conlleva una redistribución del momento en las zonas centrales del vano. Siempre que el colapso de la viga no se deba al aplastamiento del hormigón en el centro del vano, ni al esfuerzo cortante ni a la rotura de la armadura, la sección cerca del apoyo desarrollará pandeo en las alas, causando ocasionalmente una pérdida del momento de resistencia, que iniciará su colapso (figura 4).

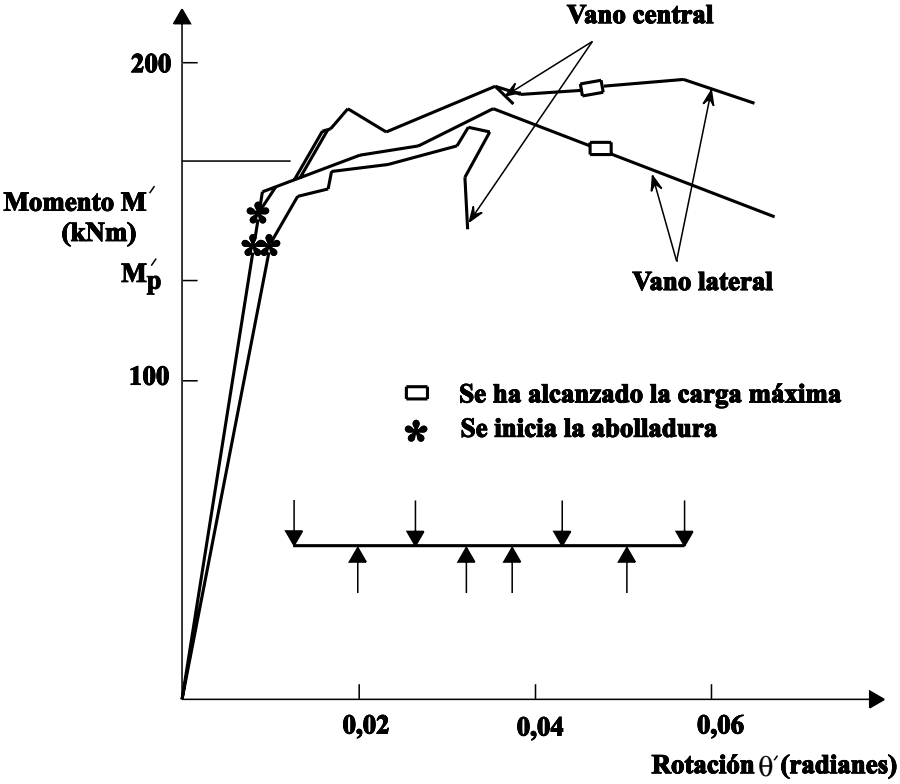


Figura 4 Curvas de momento - rotación a flexión negativa

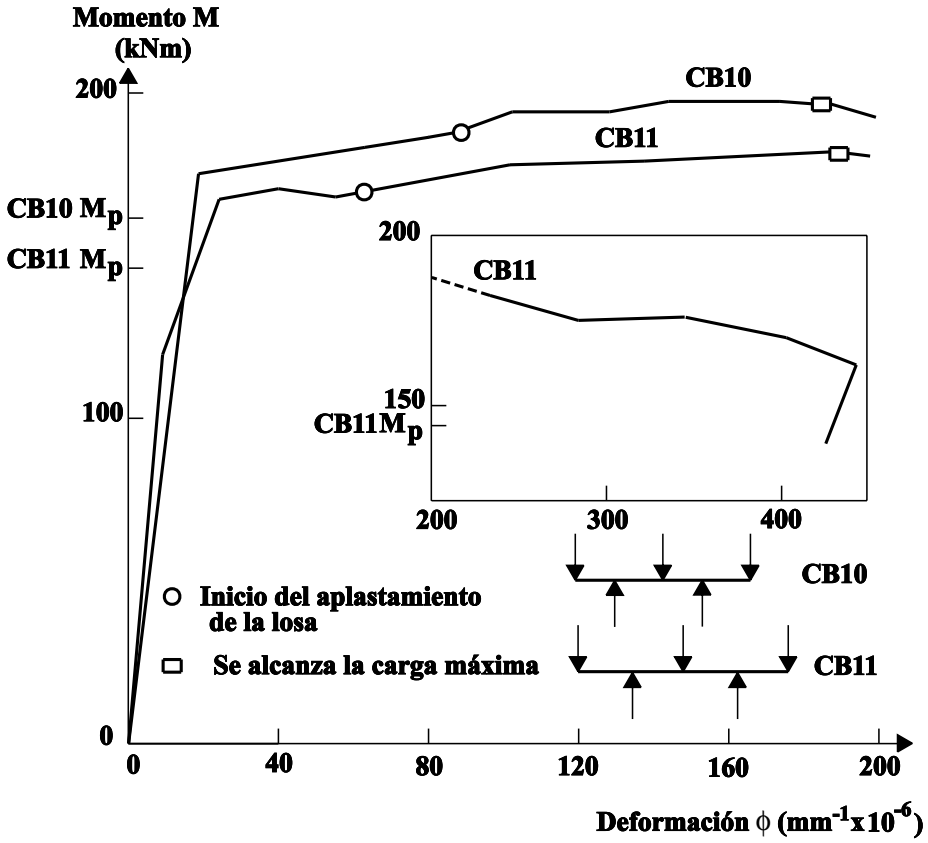


Figura 5 Curvas de momento - deformación a flexión positiva

En las zonas de momento positivo de la parte central del vano, la deformación remanente tiene lugar en la parte inferior de la sección de acero y el aplastamiento se da en la parte superior de la losa de hormigón, causando una redistribución del momento hacia los soportes. La figura 5 muestra las curvas típicas del momento positivo. El momento alcanzado podría ser significativamente mayor que el momento plástico de resistencia teórico (M_{pl}) de la sección mixta, especialmente debido al endurecimiento por deformación del acero. Resulta evidente, al examinar la figura 5, que la deformación puede continuar sin una disminución del momento para una curvatura considerable. Sin embargo, la rotación es pequeña en vigas mixtas con losas pequeñas y/o hormigón débil, grandes secciones de acero y/o altas tensiones de fluencia; en estas vigas el aplastamiento limita la rotación que tendrá lugar antes de que haya una reducción del momento.

4. CAPACIDAD DE ROTACIÓN PARA EL ANÁLISIS PLÁSTICO

La naturaleza de las vigas mixtas implica que se podría requerir una gran cantidad de redistribución antes de que se complete el mecanismo de colapso.

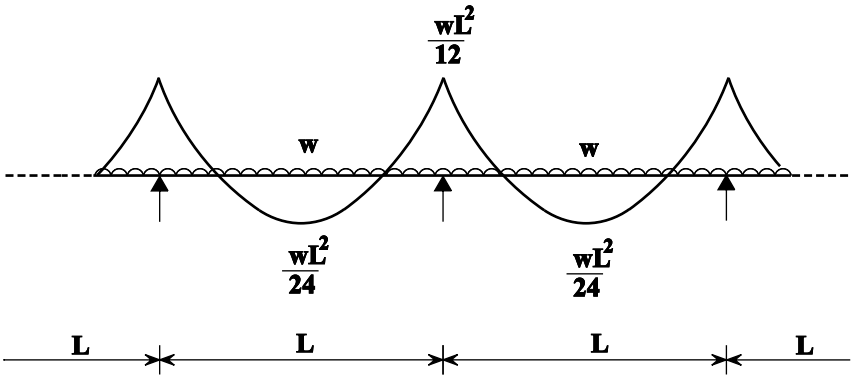
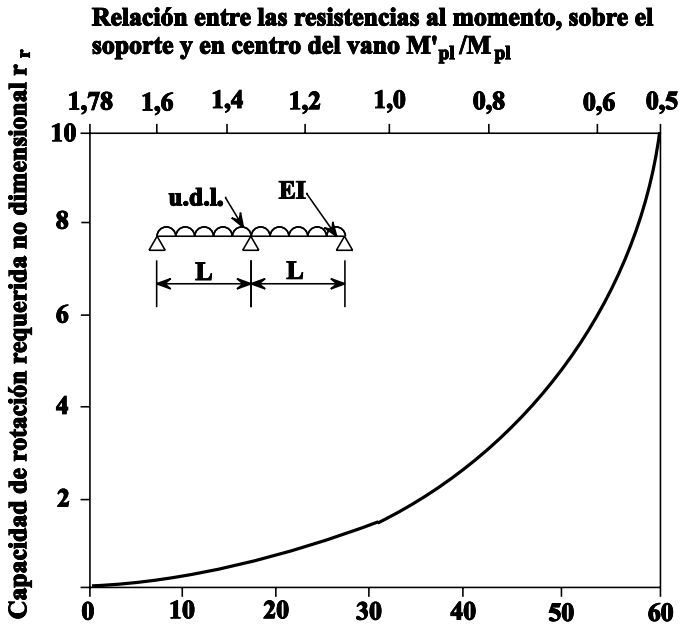


Figura 6 Distribución elástica de los momentos flectores

En las fases iniciales, la carga de la viga se comporta sustancialmente de forma elástica y los momentos flectores en los soportes y en la zona central del vano son desiguales. Por ejemplo, con una viga continua de vanos iguales soportando una carga uniformemente distribuida (figura 6), el momento flector en los soportes puede ser hasta dos veces el correspondiente a la zona central del vano. Sin embargo, el momento plástico resistente en las zonas centrales del vano varía. Puede ser mayor que el momento en el soporte, algunas veces por un factor tan alto como tres, o ser menor (lo que no es el caso normal). En consecuencia, se puede requerir una gran deformación con una redistribución desde el soporte o hacia él, siendo el primero de éstos el caso normal. La figura 7 muestra un ejemplo de una viga continua de dos vanos sujeta a una carga uniformemente distribuida. La rotación requerida en ambos lados del soporte para facilitar un mecanismo de rótula plástica aumenta claramente según disminuye el momento resistente en el soporte (M'_{pl}) en relación al de la zona central del vano (M_{pl}).

En las vigas mixtas continuas, por lo tanto, la capacidad de rotación requerida en una sección transversal crítica específica dependerá de:

1. la longitud relativa de cada vano.
2. el tipo y posición de la carga sobre cada vano (distribuida uniformemente, carga puntual en el centro, cargas en los cuartos de vano, etc.).
3. los patrones de carga de los vanos (vanos adyacentes totalmente cargados, vanos alternos totalmente cargados, etc.).
4. las magnitudes relativas de los momentos resistentes negativos y positivos a lo largo de la viga.



$$r_r = \frac{2EI}{M'} \cdot \phi_r$$

ϕ_r = Rotación no elástica requerida a ambos lados del soporte interno

Figura 7 Capacidad de rotación requerida: sistema de dos vanos (rótulas a ambos lados del sistema interno)

5. las características de momento-rotación de las secciones transversales a lo largo de la viga.

La modalidad final de colapso de una viga se ve fuertemente influenciada por la deformación-endurecimiento y por la caída en la rama de las curvas de momento-rotación en las zonas de momento negativo y positivo, para el que no existe un método sencillo de predicción. Los requisitos para la utilización satisfactoria del análisis rígido-plástico están basados, por tanto, en los resultados de ensayos, suplementados con estudios paramétricos realizados informáticamente. El alcance de la aplicación del método está, pues, limitado por el de los estudios paramétricos.

5. ANÁLISIS RÍGIDO-PLÁSTICO EN EL EUROCÓDIGO 4

Los requisitos propuestos en el Eurocódigo 4[2], apartado 4.5.2.2 para conseguir una capacidad suficiente de rotación, permiten dar el alcance del análisis rígido-plástico sin referencia a las propiedades de endurecimiento por deformación del acero, que son desconocidas normalmente por el proyectista. Estos requisitos son:

1. En cada ubicación de una rótula plástica, la sección transversal del componente de acero deberá ser simétrica con respecto al plano de su alma.

2. Todas las secciones transversales efectivas en las ubicaciones de rótulas plásticas son de la clase 1; todas las demás secciones transversales efectivas son de la clase 1 ó 2.

3. Las longitudes de los vanos adyacentes no difieren del vano más corto en más del 50%.

4. Los vanos de los extremos no sobrepasan del 115% de la longitud de su vano adyacente.

5. En cualquier vano en el que más de la mitad de la carga total de cálculo esté concentrada dentro de un quinto del vano, en cualquier ubicación de una rótula, no más del 15% del canto total del elemento debería estar a compresión (esta condición no será aplicable si la rótula va a ser la última que se forme en dicho vano).

6. El ala comprimida de acero en la ubicación de una rótula plástica se encuentra arriostrada lateralmente (lo que es habitual, como se explicará más adelante).

6. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES

En base a los requisitos anteriores se puede observar que, a diferencia de las estructuras de acero, la definición de una sección de Clase 1 en base a la limitación de las proporciones ancho/grosor no basta para asegurar que siempre haya una capacidad suficiente de rotación para el análisis plástico en la construcción mixta. Asumiendo, sin embargo, que se satisfacen los requisitos anteriormente expuestos referentes a las longitudes relativas de los vanos y la disposición de las cargas, los límites de las proporciones ancho/grosor para una sección mixta de la Clase 1 se podrán tomar como los de las secciones de acero facilitadas en el Eurocódigo 3[1]. Los límites para las secciones de la Clase 1 y 2, facilitados en las tablas 1(a) y (b) de esta lección, se han tomado de las tablas 4.1 y 4.2, respectivamente, del Eurocódigo 4[2].

En las secciones de la Clase 2 puede asumirse que el recubrimiento del alma contribuye a la resistencia a la abolladura, siempre que esté reforzado y conectado mecánicamente a la sección de acero.

7. MOMENTO RESISTENTE PLÁSTICO

La resistencia plástica de una viga mixta a flexión por momento positivo se ha descrito en la lección 12.2. El ala superior de la sección de acero podría encontrarse a compresión pero está rigidizada lateralmente por su conexión a la losa de hormigón.

El momento resistente negativo puede determinarse como se describe a continuación. El ala inferior de la sección de acero se encuentra ahora a compresión. Sin embargo, este ala normalmente se encuentra arriostrada lateralmente por su conexión a un elemento de soporte como, por ejemplo, un pilar, que está a su vez fijado, a la viga y no puede moverse fuera del plano.

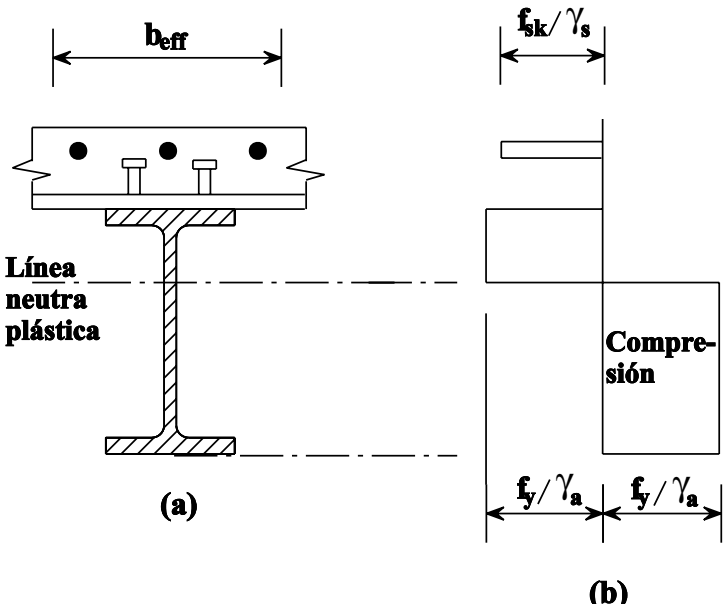


Figura 9 Viga mixta con chapa perfilada de acero: momento plástico negativo de resistencia

Se asume que se puede despreciar el efecto del esfuerzo cortante vertical coexistente en la resistencia a la flexión. Cuando el esfuerzo cortante exceda de la mitad de la resistencia plástica a cortante del alma de la sección de acero, deberá tenerse en cuenta su efecto en el momento resistente, como se ha descrito en la lección anterior.

Las secciones transversales consideradas se muestran en la figura 8(a) (para una losa armada) y en la figura 9(a) (para una losa conformada con chapa perfilada de acero). Al igual que en las zonas de momento positivo, se utiliza un ancho determinado efectivo para tener en cuenta la flexibilidad al esfuerzo cortante en el plano (desfase de cortante) del ala de hormigón.

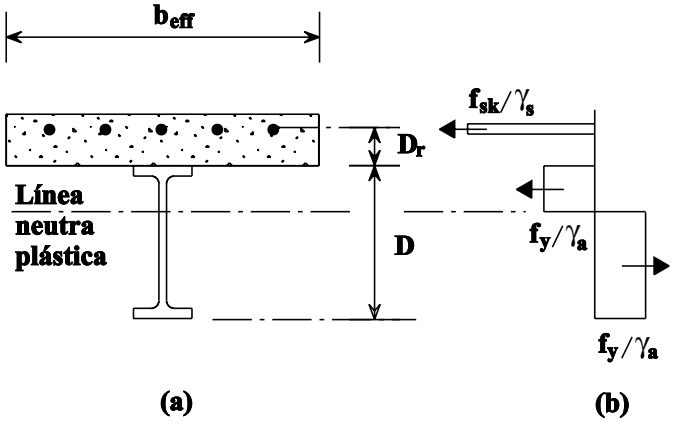


Figura 8 Viga mixta con losa sólida: momento plástico negativo de resistencia

La proporción entre la anchura eficaz y el ancho real del ala depende de muchos factores, que incluyen el tipo de carga, las condiciones de soporte, la sección transversal que se está considerando y la proporción entre el espaciado de la viga y la luz. Sin embargo, en la mayor parte de las recomendaciones de cálculo (especialmente para edificios) se proporcionan fórmulas muy sencillas para la anchura eficaz, en relación a la (a las) luz (luces) de la viga y expresadas por una longitud l entre puntos de inflexión; éstas se deberían tomar sencillamente como sigue:

Vano final $l_0 = 0{,}8L$

Vano intermedio $l_0 = 0{,}7L$

donde L es la distancia entre

soportes para el vano en cuestión, es decir, L_1 o L_2 en la figura 10, lo que se ha tomado de la figura 4.3 del Eurocódigo 4[2]; esto también proporciona un valor apto para un vano próximo a un voladizo, es decir, L_3.

Las investigaciones, realizadas sobre el desfase de cortante en las zonas de momento negativo, han demostrado que, cuando se proporciona una armadura transversal adecuada al espaciado de los conectores, la losa fisurada puede transferir el esfuerzo cortante a la armadura longitudinal, a una distancia de varias veces el espesor de losa a cada lado del elemento de acero. Sobre un soporte intermedio, el Eurocódigo 4 da:

$$l_o = 0{,}25\ (L_1 + L_2)$$

donde L_1 y L_2 son las longitudes de vanos adyacentes (figura 10). La figura 10 también proporciona un valor apto para la zona de soporte de un voladizo.

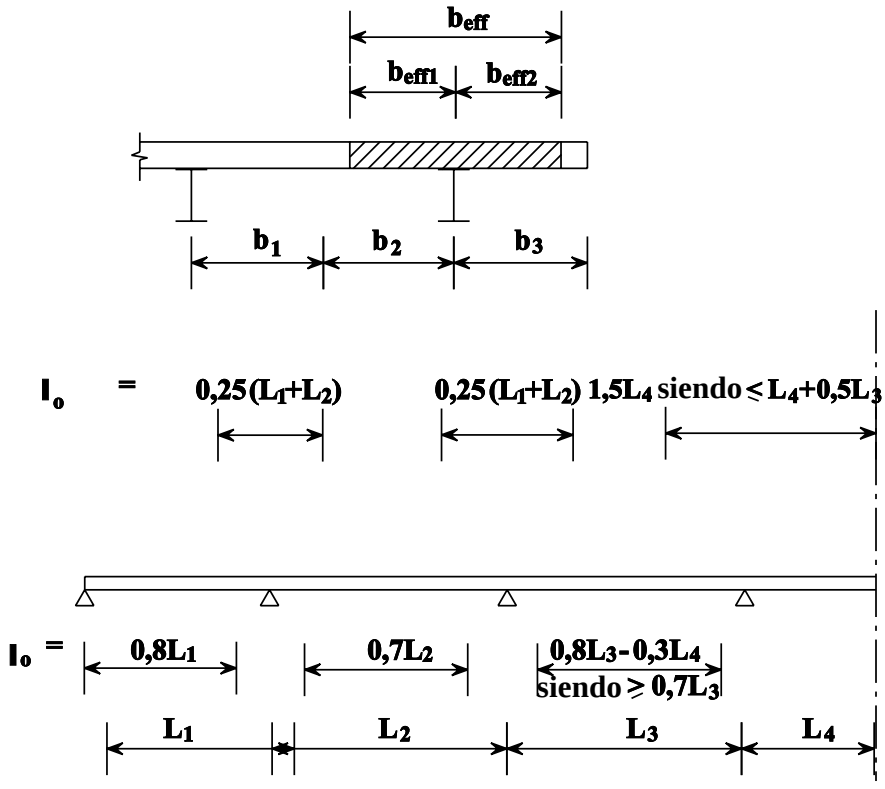


Figura 10 Anchura eficaz del ala de hormigón

Para determinar el momento resistente negativo, generalmente se asume que todas las barras de la armadura correctamente ancladas dentro de la anchura eficaz se encuentran sometidas a una tensión equivalente a sus límites elásticos de cálculo f_{sk}/γ_s (figura 8b). Si el área de esta armadura es A_r, entonces la resistencia a la tracción de la armadura, R_r, dentro de la anchura eficaz de la losa bajo momento negativo, viene dada por:

$$R_r = (f_{sk}/\gamma_s)A_r$$

Dada la posibilidad de una rotura causada por una deficiencia de ductilidad, la armadura nominal de la losa (es decir, el mallazo soldado o las barras con un diámetro menor de 10 mm) debería ignorarse al calcular R_r. Todas las barras incluidas en el cálculo de R_r deben tener un alto nivel de ductilidad (Clase H) según la definición del Eurocódigo 2[3].

En el momento de agotamiento por flexión, puede asumirse que la totalidad de la losa de hormigón está fisurada, mientras que todo el acero se encuentra en su límite elástico de cálculo f_y/γ_a, a tracción o a compresión. La fibra neutra plástica puede encontrarse en el ala superior o en el alma. Las tensiones para este último caso se muestran en la figura 8(b). La posición de la fibra neutra se determina considerando el equilibrio longitudinal.

Dejemos que R_w sea la resistencia axial del alma a una profundidad d entre las alas. Entonces, para una sección de acero con alas iguales, la fibra neutra plástica se encontrará en el alma si $R_r < R_w$, mientras que si $R_r > R_w$, la fibra neutra se encontrará en el ala de acero. En ambos casos puede determinarse una expresión para el momento resistente plástico negativo

M'_{pl}, considerando el momento de cada diagrama rectangular de tensión alrededor de la fibra neutra.

Caso 1: $R_r < R_w$ (la fibra neutra plástica se encuentra en el alma)

$$M'_{pl} = M_a + R_r \left[\frac{D}{2} + D_r\right] - \frac{R_r^2}{R_w}\frac{d}{4}$$

donde M_a es el momento resistente plástico de la sección de acero;

D es el canto total de la sección de acero;

D_r es la distancia desde el extremo superior de la viga de acero al centro de gravedad de la armadura.

Caso 2: $R_r > R_w$ (la fibra neutra plástica se encuentra en el ala de acero)

Asumiendo que el espesor de ala sea pequeño:

$$M'_{pl} = R_s \frac{D}{2} + R_r D_r$$

donde R_s es la resistencia a la tracción de la sección de acero. Para una sección transversal de área A_a,

$$R_s = (f_y/\gamma_a)A_a.$$

La sección transversal que aparece en la figura 9 muestra un losa formada por chapa de acero perfilado. Normalmente el componente de las chapas se ignora al determinar el momento resistente negativo. Para la construcción con chapas perfiladas de acero, es práctica común proporcionar sólo una armadura ligera de mallazo en la losa que, como se ha mencionado anteriormente, se ignora al calcular R_r. Por lo tanto, si no se proporciona ninguna otra armadura (adicional a la chapa y al mallazo), el momento resistente plástico negativo estará proporcionado por $M'_{pl} = M_a$.

8. DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO FLECTOR

Para calcular una sección transversal adecuada contra la flexión, queda por determinar la distribución de los momentos flectores causados por la carga aplicada.

Permitamos que la proporción entre los momentos resistentes negativo y positivo en la sección propuesta sea ψ. Entonces:

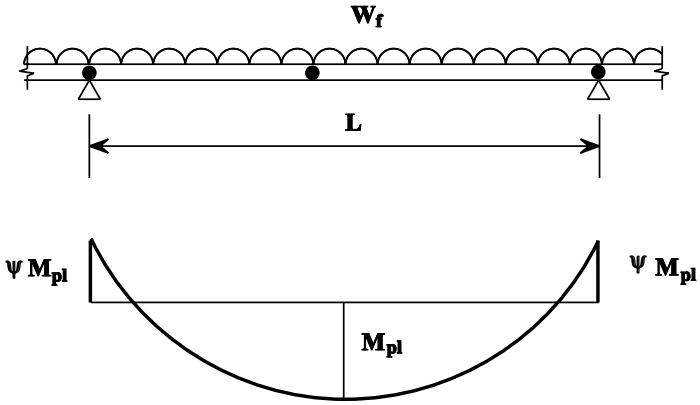


Figura 12 Tramo interno de una viga continua

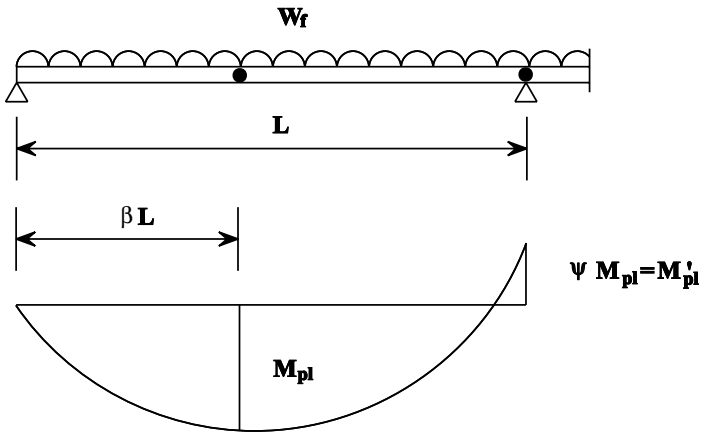


Figura 11 Tramo extremo de una viga continua

$$\psi = M'_{pl}/M_{pl}$$

Considere el vano del extremo de una viga mixta continua, sometida a una carga de cálculo uniformemente distribuida de w_f por unidad de longitud. El diagrama del momento flector, al ocurrir el colapso, es el que se muestra en la figura 11. Se puede demostrar mediante un análisis del mecanismo de colapso que:

$$ß = \left[\frac{1}{\psi}\right]\left[(1+\psi)^{\frac{1}{2}} - 1\right]$$

y el valor requerido de M_{pl} es:

$$M_{pl} = \frac{1}{2}\, w_f\, ß^2\, L^2$$

Para un vano intermedio con momentos similares en los apoyos (figura 12), se puede demostrar análogamente que:

$$M_{pl} = w_f\, L^2/(8(1+\psi))$$

Para otras disposiciones de carga y/o momentos resistentes, el nivel requerido de resistencia puede determinarse a partir de los principios iniciales.

9. RESUMEN FINAL

1. El análisis rígido-plástico puede aplicarse a vigas mixtas continuas siempre que la capacidad de rotación de cada ubicación (zona) de rótula plástica sea la suficiente para permitir la rotación de rótula requerida, y que no se produzca pandeo lateral por torsión.

2. Para vigas mixtas en edificios, puede asumirse que se ha satisfecho el requisito referente a la capacidad de rotación cuando todas las secciones transversales en las ubicaciones de rótula plástica sean de la Clase 1 y se satisfagan las restricciones referentes a la longitud relativa de vanos adyacentes y a la altura de la fibra neutra.

3. El momento resistente plástico, en una zona de momento negativo, se puede determinar mediante la aplicación de la teoría de diagramas rectangulares de tensión a la sección de acero y al acero dúctil de armadura dentro de la sección transversal efectiva.

4. Los anchos efectivos del ala de hormigón se pueden determinar a partir de aproximaciones de las longitudes de momento positivo y negativo de la viga.

5. La distribución de los momentos intermedios depende de la relación entre el momento resistente negativo y la flexión positiva.

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[2] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en prensa).

[3] Eurocódigo 2: “Design of Concrete Structures”: ENV 1992-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Johnson R.P., “Composite Structures of Steel and Concrete: Volume 1: Beams, Columns, Frames and Applications in Building”, Granada, 1975.

2. Johnson R.P. and Buckby R.J., “Composite Structures of Steel and Concrete: Volume 2: Bridges”, Second edition, Collins, 1986.

3. Brett P.R., Nethercot D.A. and Owens G.W., “Continuous Construction in Steel for Roofs and Composite Floors”, Structural Engineer, Volume 65A, October 1987, pp. 355-368.

4. Johnson R.P. and Hope-Gill M.C., “Tests on Three Three-Span Continuous Composite Beams”, Proc.Inst.Civ.Engrs., Part 2, Vol. 61, June 1976, pp. 367-381.

5. Johnson R.P. and Hope-Gill M.C., “Applicability of Simple Plastic Theory to Continuous Composite Beams”, Proc. Inst. Civ.Engrs., Part 2, Vol. 61, March 1976, pp. 127-143.

6. Ansourian P., “Experiments on Continuous Composite Beams”, Proc.Inst.Civ.Engrs., Part 2, Vol. 71, December 1981, pp. 25-51.

La bibliografía que se proporciona en la lección 10.1 es también relevante.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.4.2: Vigas Continuas II

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los efectos de la fisuración del hormigón y de la fluencia del acero en la distribución de los momentos flectores; explicar métodos de análisis elástico estructural que permita estos efectos y la abolladura de la sección de acero de construcción y comentar el pandeo lateral por torsión de las vigas mixtas continuas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2:	Clasificación de las Secciones Transversales
Lección 9.3:	Pandeo Local
Lecciones 9.9:	Vigas No Arriostradas
Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de Un Solo Vano
Lección 12.4.1:	Vigas Continuas I

LECCIONES AFINES

Lecciones 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio
Lecciones 12.6:	Conexiones por Esfuerzo Rasante
Lección 12.10:	Puentes Mixtos

PROBLEMAS RESUELTOS AFINES

Problema resuelto 12.3: Diseño de una Viga Mixta Continua

RESUMEN

El análisis elástico de los esfuerzos y momentos internos de las vigas mixtas continuas tiene una aplicación más generalizada que el análisis plástico. Se permite la redistribución para tener en cuenta la fisuración del hormigón y la fluencia del acero en las zonas de momento negativo. El alcance de la redistribución depende de la clasificación de las secciones transversales sobre los soportes internos y de los supuestos adoptados con respecto a la rigidez a la flexión en los casos de momentos negativos.

Para una sección transversal de la clase 3 o 4, las tensiones deben calcularse aplicando la teoría elástica, utilizando una anchura eficaz para el ala de hormigón. Se puede tener en cuenta la fluencia del hormigón bajo compresión mediante la aplicación de una relación modular adecuada.

El patrón típico de los momentos flectores en una viga continua hace que el ala inferior esté comprimida sobre soportes internos. Debido a que el ala superior de la sección de acero está rigidizada por la losa de hormigón, el pandeo lateral del ala de compresión se ve acompañado por la distorsión de la sección transversal. Se puede tener en cuenta la rigidez a la distorsión para reducir la esbeltez efectiva para el pandeo lateral por torsión.

Los métodos de cálculo que se establecen en la lección quedan ilustrados por el Problema Resuelto 12.3.

1. INTRODUCCIÓN

Los momentos flectores en las vigas mixtas continuas en estado límite último (ELU) pueden determinarse mediante análisis elástico o, siempre que se cumplan ciertas condiciones, mediante análisis rígido-plástico; este último método se ha comentado en la lección 12.4.1. El análisis elástico ofrece la ventaja de una aplicación más generalizada. Además, su uso podría ser más conveniente ya que también se requiere para comprobar el estado límite de servicio (véanse las lecciones 12.5.1 y 12.5.2).

En las estructuras mixtas de edificios, generalmente no es necesario considerar los efectos de la temperatura en las verificaciones relativas al estado límite último ELU. De modo similar, pueden ignorarse los efectos de la retracción, salvo para los análisis que implican secciones de la clase 4. Estos efectos, por lo tanto, no se consideran en esta lección.

El alcance del Eurocódigo 4[1] no abarca elementos con conexiones semirrígidas o parciales. Así pues, esta lección trata de vigas cuya sección de acero es continua sobre apoyos simples o se encuentra unida por conexiones rígidas.

En general, el análisis elástico requiere que se conozcan las rigideces relativas de vanos adyacentes. Dado que las rigideces dependen del momento de inercia de las secciones transversales, es necesario conocer la anchura eficaz del ala de hormigón y el módulo de elasticidad del hormigón en relación al del acero (la relación modular).

2. PRINCIPIOS GENERALES

2.1 Anchura Eficaz del Ala de Hormigón

Se utiliza el criterio de la anchura eficaz para tener en cuenta la flexibilidad a cortante dentro del plano (desfase de cortante). Los valores de la anchura eficaz pueden estar relacionados a distancias entre puntos de momento nulo a lo largo de la viga. Por lo tanto, se pueden calcular valores diferentes para zonas de momento positivo y negativo, como se ha descrito en la figura 10 de la lección anterior (tomada de la figura 4.3 del Eurocódigo 4[1]). Sin embargo, para el análisis global se ha encontrado que el desfase de cortante tiene muy poco efecto en los resultados. Por esta razón se puede asumir una anchura eficaz constante para la totalidad de cada vano, lo que simplifica mucho el análisis. Dado que la mayor parte de cada vano de una viga normalmente se verá sometida a un momento flector positivo, es conveniente tomar el valor del centro del vano como la anchura eficaz constante. Para un voladizo, sin embargo, el ancho debe ser el que se aplica en el apoyo.

Normalmente, al determinar las propiedades elásticas de la sección se asume que el hormigón no se fisura bajo el efecto del momento positivo. Si la losa está formada por chapa de acero perfilado cuyos nervios son transversales a la viga de acero, tal como se ha comentado en la lección 12.1, se ignorará el área de hormigón contenido dentro de la altura del perfil.

2.2 Relación Modular

Las propiedades elásticas de la sección de una viga mixta se pueden expresar como las de una sección equivalente de acero dividiendo la anchura eficaz del ala de hormigón por una relación modular. Es necesario tener en cuenta los efectos de la fluencia del hormigón a compresión mediante la selección de un valor correcto para la relación, tal como se describe en las lecciones 12.5.1 y 12.5.2.

2.3 Disposiciones de las Cargas y Casos de Carga

Para las vigas continuas en edificios, sin voladizos y sometidas a cargas en su mayoría uniformemente distribuidas, sólo es necesario considerar las disposiciones siguientes de carga variable:

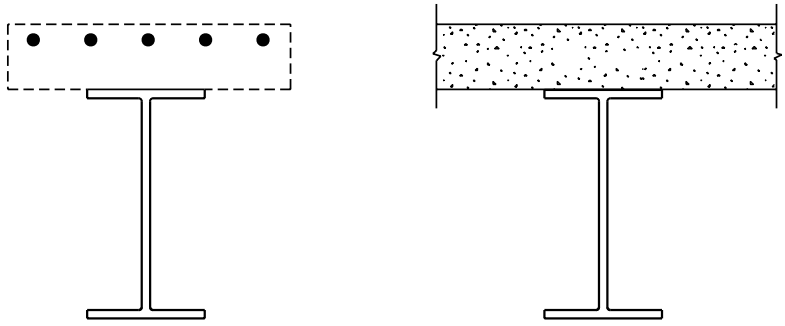
1. Vanos Alternos Cargados.
2. Dos vanos adyacentes cargados.

En ambos casos, se puede tomar para cada vano el mismo valor del coeficiente parcial de seguridad, γ_G, para carga permanente, tanto si dicha carga sobre un vano determinado constituye una acción favorable o desfavorable.

3. DISTRIBUCIÓN DEL MOMENTO FLECTOR

La pérdida de rigidez causada por la fisuración del hormigón en zonas de momento negativo tiene un mayor efecto sobre la distribución del momento flector en vigas mixtas continuas que en elementos continuos de hormigón armado. Esto se debe a que, en las últimas, la pérdida de rigidez también tiene lugar a causa de la fisuración en las zonas centrales del vano. Se ha encontrado que en las vigas mixtas continuas el momento flector en un soporte intermedio en el estado límite de servicio (ELS), puede ser de un 15 a un 30% inferior al obtenido mediante un análisis elástico en el que no se tiene en cuenta la fisuración. Al llegar al estado límite último (ELU) la distribución de momentos se verá influenciada también por la fluencia del acero.

La redistribución de momentos no puede predecirse con exactitud dado que la tensión de tracción longitudinal de la losa de hormigón, en zonas de momento negativo, se ve influenciada por la secuencia del forjado y por lo efectos de la temperatura y retracción, así como por las proporciones del elemento mixto y por las cargas muerta e impuesta. Cabe la posibilidad de que haya una amplia variación de rigidez a la flexión a lo largo de una viga mixta de sección transversal uniforme, lo que provocaría incertidumbre sobre la distribución de momentos flectores y, por lo tanto, sobre la cantidad de fisuración que cabría esperar.



(a) Sobre un soporte interno (b) En el centro del vano

Figura 1 Secciones transversales efectivas

Hay dos métodos de análisis global elástico permitidos por el Eurocódigo 4[1] para el estado límite último:

1. Método de sección fisurada.

2. Método de sección no fisurado.

Se pueden utilizar los dos, combinados con la redistribución de momentos de apoyo y el grado de redistribución dependerá de la susceptibilidad de la sección de acero a la abolladura.

3.1 Análisis de Sección Fisurada

Se asume que, para una longitud del 15% del vano a cada lado de los apoyos intermedios, las propiedades de la sección son las de la sección fisurada para momentos negativos. El supuesto de que una proporción fija del vano se encuentra “fisurada” constituye una simplificación considerable, ya que posibilita la utilización de fórmulas o de programas informáticos estándar para la realización de análisis globales, sin necesidad de iteración. El momento de inercia de la sección fisurada se calcula utilizando una sección que comprende el elemento de acero junto con la armadura efectivamente anclada y ubicada dentro de la anchura eficaz del ala de hormigón en el soporte (véase la figura 1a). Fuera de la “longitud del 15%”, las propiedades de la sección son las que corresponden a la sección no fisurada. Se calculan utilizando la anchura eficaz en la zona central del vano para el ala de hormigón, pero ignorando la armadura longitudinal (figura 1b).

Se ha estudiado el efecto de asumir una longitud fisurada que no sea del 15% (véase la figura 2) y se ha encontrado que los momentos flectores calculados para una longitud fisurada del 15% serían correctos dentro de un margen del 5% para cualquier proporción

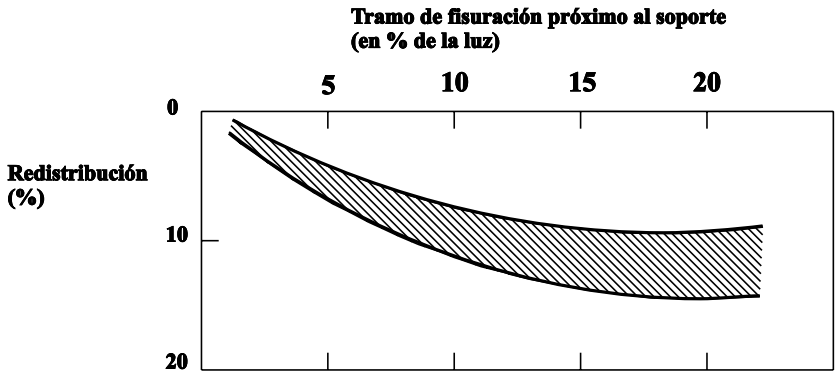


Figura 2 Redistribución del momento sobre el soporte debida a la fisuración

de vano fisurado comprendida entre el 8% y el 25%; por lo tanto se justifica el supuesto simplificador.

3.2 Método de Sección no fisurado

Las propiedades de la sección no fisurada se utilizan en toda la longitud. Por lo tanto, el análisis no depende de la cantidad de armadura sobre los soportes. De hecho, para una viga continua de sección uniforme, se puede realizar el análisis sin ningún cálculo previo de la sección transversal. Para vanos iguales se pueden utilizar coeficientes estándar de momentos flectores obtenidos de libros de referencia.

3.3 Redistribución de momentos en apoyos para el análisis elástico

Los códigos de cálculo normalmente permiten la reducción de momentos negativos en los apoyos, salvo en los voladizos, mediante redistribución hacia el centro del vano. El alcance de la redistribución depende, parcialmente, del método de análisis, tal como se muestra en la tabla 1, tomada de la tabla 4.3[1] del Eurocódigo 4.

La tabla 1 también muestra que el grado de redistribución depende de la clasificación de la sección transversal en los soportes (los límites que definen las clases de sección mixta se comentarán con mayor detalle en un apartado posterior de esta lección).

Considere primero una sección de la clase 4, es decir, una en la que la abolladura podría impedir alcanzar la resistencia de cálculo. Si la redistribución fuera inferior a lo que asume el proyectista, el alma de acero o el ala comprimida sobre el apoyo podrían sufrir abolladura prematuramente. Para evitar esto, la redistribución hacia la zona central del vano no debe ser mayor que la redistribución mínima que probablemente ocurrirá en la práctica. Por lo tanto, la redistribución no se permite si se ha utilizado un análisis “con fisuración”.

Los estudios de vigas mixtas con secciones críticas de la clase 3 o 4 han demostrado que, siempre que al menos un 10% del vano esté fisurado, lo que es probable en la práctica, la reducción del momento de apoyo debido a la fisuración excederá del 8% (figura 2). Es razonable asumir, consecuentemente, que, en términos generales, la diferencia entre un análisis “sin

Clase de la sección transversal en la región de momentos negativos	1	2	3	4
Para análisis elástico “no fisurado”	40	30	20	10
Para análisis elástico “fisurado”	25	15	10	0

Tabla 1 Límites a la redistribución de momentos flectores negativos, en porcentaje del valor inicial del momento flector que se reduce

fisuración" y uno "con fisuración", para estas vigas, será equivalente a una redistribución del 10% de los momentos de apoyo "sin fisuración", tal como se muestra en la tabla 1 de las secciones de la clase 3 y 4.

No es necesario ser tan precavido con las secciones de la clase 3 ("semi-compactas") ya que éstas pueden alcanzar la resistencia de cálculo, y la abolladura sólo impedirá el desarrollo del momento plástico completo. El análisis numérico, utilizando datos experimentales sobre el ramal descendiente de las relaciones momento-rotación para voladizos con abolladura de la clase 3, confirma que se puede permitir una redistribución de hasta el 20%, como se muestra en la tabla 1.

En una sección de la clase 2 se puede desarrollar la resistencia completa al momento plástico. Se ha propuesto que se permita una redistribución del 30% de un análisis "sin fisuración" para poder tener en cuenta la fluencia local en los soportes y la fisuración del hormigón. Las comparaciones con los resultados de pruebas realizadas durante la elaboración del Eurocódigo 4 confirman que esta última cifra es apropiada para secciones que pueden alcanzar el momento plástico de resistencia en los soportes.

Una viga con secciones de la clase 2 (o de la clase 1) sobre los soportes tendrá normalmente una fibra neutra relativamente baja para poder satisfacer las restricciones relativas al canto del alma a compresión requeridas para dichas secciones. Por esta razón sólo se puede proporcionar armadura ligera de tracción y la proporción de rigideces a la flexión "no fisurada"/"fisurada" (I_1/I_2) puede exceder de 3.0. Para estas vigas, el momento flector del soporte intermedio, obtenido del estudio "fisurado" podría entonces ser inferior al 70% del valor obtenido del estudio "no fisurado" y es casi siempre menor que el 85% del valor "no fisurado". Esto contrasta con los estudios a los que se ha hecho referencia anteriormente, que se encuentran resumidos en la figura 2, y para los que la relación I_1/I_2 estaba más cerca de 2 que de 3. Es evidente, por lo tanto, que para las secciones de la clase 2 y 1 una diferencia del 15% entre el análisis "no fisurado" y "fisurado" es más apropiado que la diferencia del 10% adoptada para vigas con secciones en las clases 3 o 4. En la tabla 1 se da una diferencia del 15% para las secciones de las clases 2 y 1.

Finalmente, una sección de la clase 1 puede no sólo alcanzar el momento resistente plástico, sino que también puede soportar este nivel de momento mientras se produce una rotación. En las estructuras de acero, los límites de esbeltez para el ala y el alma que definen una sección 'plástica' son lo suficientemente restrictivos para permitir un análisis plástico global sin comprobaciones adicionales de la capacidad de rotación. Esto no es cierto para vigas mixtas, parcialmente debido a que el grado de redistribución necesario para alcanzar un mecanismo de rótula plástica será mayor por la mayor resistencia relativa al momento en la zona central del vano. Las condiciones requeridas para el análisis global plástico se han comentado en la lección anterior. La redistribución de momentos de soporte elásticos permitida en la tabla 1 para secciones de la clase 1 está basada en el reconocimiento de que existe alguna capacidad de rotación en dichas secciones.

4. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS

Las limitaciones de esbeltez para el ala y el alma de las secciones de la clase 1 y 2 se han facilitado en la lección anterior. Para una sección de la clase 1 o 2 se puede calcular la resistencia a la flexión utilizando la teoría de diagramas rectangulares de tensión, tal como se ha descrito anteriormente en las lecciones 12.3 y 12.4.1. La determinación del momento resistente plástico no se vuelve a tratar en esta lección.

La esbeltez límite para las secciones transversales de la clase 3 es aquella a partir de la cual hay abolladura en la sección de acero estructural antes de alcanzar el límite elástico. Es lógico, por lo tanto, que los límites para las vigas mixtas sin revestimiento de alma, sean iguales que para las vigas de acero. Eurocódigo 4[1] especifica estos límites, tal como se muestra en las tablas 1a y 1b de la lección 12.4.1; una sección de la clase 4 es una que no cumple estos requisitos.

Se puede asumir que el revestimiento del alma contribuye a la resistencia al pandeo local siempre que esté reforzado y conectado mecánicamente a la sección de acero. Un alma revestida de la clase 3 podrá ser tratada efectivamente como si se tratara de una de la clase 2.

Siempre que las alas correspondan a la clase 1 o 2, la resistencia al momento de una sección con un alma de la clase 3 sin recubrimiento se podrá determinar también utilizando el análisis plástico, siempre que se descuente una porción del alma. La sección efectiva resultante bajo flexión por momento negativo se muestra en la figura 3. Sin este enfoque, el cambio de clasificación del alma de la clase 2 a la clase 3, debido a pequeños cambios en la armadura longitudinal, impediría la utilización del análisis plástico. En consecuencia, el momento resistente calculado sería excesivamente sensible a cambios en la armadura.

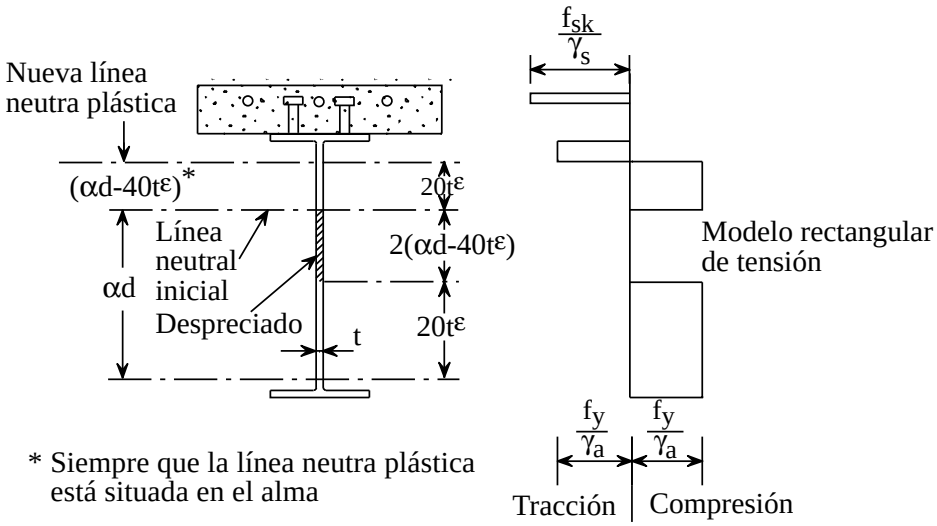


Figura 3 Alma efectiva de una sección bajo flexión negativa; alma de clase 3

5. MOMENTO RESISTENTE ELÁSTICO

Siguiendo un análisis global del ELU, es necesario garantizar que las secciones propuestas poseen una resistencia adecuada a los esfuerzos y momentos internos.

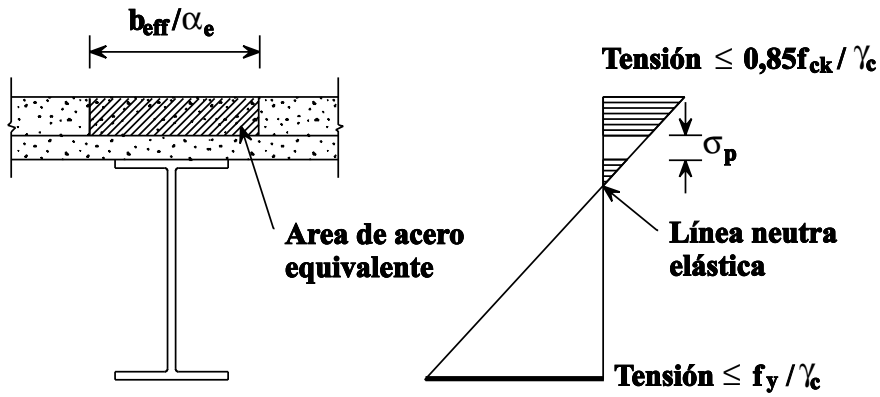


Figura 4 Resistencia elástica a la flexión positiva

Para una sección de la clase 3 o 4 las tensiones se deberían calcular utilizando la teoría elástica. Para determinar las propiedades de la sección se debería tener en cuenta el desfase de cortante utilizando la anchura eficaz apropiada del ala de hormigón para la flexión por momento positivo o negativo (véase la figura 10 de la lección 12.4.1). En el análisis se asume que la deformación unitaria varía linealmente sobre el canto total de la sección transversal mixta. Esto implica que hay un deslizamiento no deseado en el plano de unión acero-hormigón. Se utiliza la teoría de secciones transformadas asumiendo que tanto el hormigón a compresión como el acero son materiales linealmente elásticos. Este supuesto permite sustituir en el análisis la sección mixta que sufre flexión positiva por una sección transversal equivalente de acero. El ancho de la losa equivalente de acero depende de la relación modular α_e, definida por:

$$\alpha_e = E_a/E^1_c$$

donde E_a es el módulo elástico del acero.

E^1_c es un módulo elástico apropiado para el hormigón.

La transformación se muestra en la figura 4a para el caso en que la losa está formada con chapa perfilada. Los nervios de profundidad D_p se disponen transversalmente a la viga y todo el hormigón por encima de los nervios se encuentra a compresión. Se ignora el área de hormigón dentro del canto de la chapa de acero perfilado.

Ya que se utiliza la teoría elástica, los cálculos son por lo tanto similares a los que se deben realizar para todas las clases de sección al comprobar su estado límite de servicio, por lo que se deberán consultar las lecciones 12.5.1 y 12.5.2 para una explicación detallada del análisis de la sección transformada o equivalente. Se debería tener en cuenta la fluencia del hormigón a compresión debido al efecto de cargas permanentes, mediante la utilización de una valor apropiado para la relación modular.

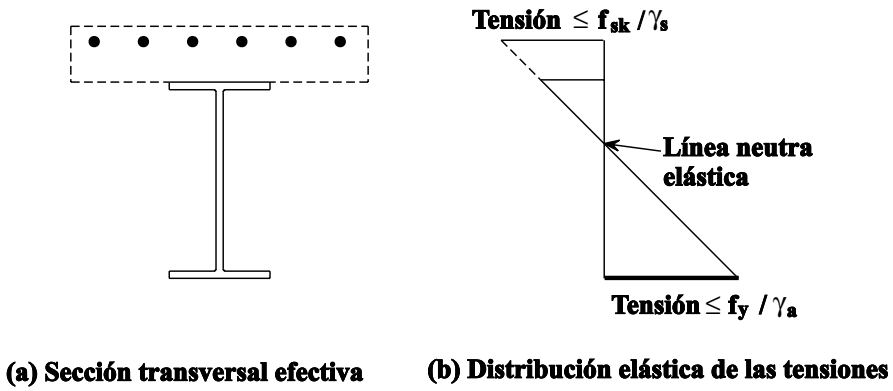


Figura 5 Resistencia elástica a la flexión negativa; sección de clase 3

En la flexión por momento negativo puede asumirse que la totalidad de la losa de hormigón está fisura-

da. La sección efectiva comprende, por lo tanto, la sección de acero y la armadura anclada efectivamente dentro de la anchura eficaz para flexión negativa (figura 5a).

La resistencia límite a la flexión del elemento se logra cuando una tensión alcanza la resistencia límite de uno de los componentes en la sección transversal. En Eurocódigo 4[1], las resistencias límites para los ELU son las siguientes:

1. Acero estructural a tracción o compresión f_y/γ_a
2. Acero de armadura a tracción f_{sk}/γ_s
3. Hormigón a compresión $0{,}85f_{ck}/\gamma_c$

Estos límites se muestran en la figura 4b para una sección a flexión por momento positivo y en la figura 5b para una sección a flexión por momento negativo. En los casos específicos que se muestran, las fibras neutras se encuentran en la sección de acero.

Para las secciones de la clase 4 es necesario tener en cuenta la abolladura utilizando, por ejemplo, las anchuras eficaces para los elementos a compresión descritos en Eurocódigo 3[2] y comentados en la lección 9.3.

Cuando se utilice construcción no apuntalada, es necesario sumar las tensiones causadas exclusivamente por cargas sobre la estructura de acero a las tensiones causadas por las cargas sobre el elemento mixto.

Cuando coexista una alto nivel de esfuerzo cortante vertical con un alto nivel de momento flector, será necesario tener en cuenta la necesaria interacción. La forma en que el esfuerzo cortante vertical afecta al momento resistente plástico se ha descrito en la lección 12.3. Para las secciones de la clase 3 y 4, el apartado 4.4.3 de Eurocódigo 4 generalmente reduce el momento resistente elástico para tener en cuenta el esfuerzo cortante vertical.

6. PANDEO LATERAL POR TORSIÓN

En las vigas mixtas, el ala superior de la sección de acero está restringida contra el pandeo lateral por la losa de hormigón. Sin embargo, en el caso anterior se asume que cada sección transversal del elemento rota en su totalidad, sin distorsión (véase la figura 7a). En la zona de momento negativo de un elemento mixto, la restricción proporcionada al ala superior conlleva la distorsión de la sección transversal si el ala inferior (de compresión) sufre pandeo lateral (figura 7b). Esta limitación es proporcionada por la rigidez a la torsión de la losa, actuando en conjunto con secciones adyacentes de acero, como un pórtico en forma de U invertida (figura 8). La efectividad de la restricción también depende de la rigidez de la conexión por rasante.

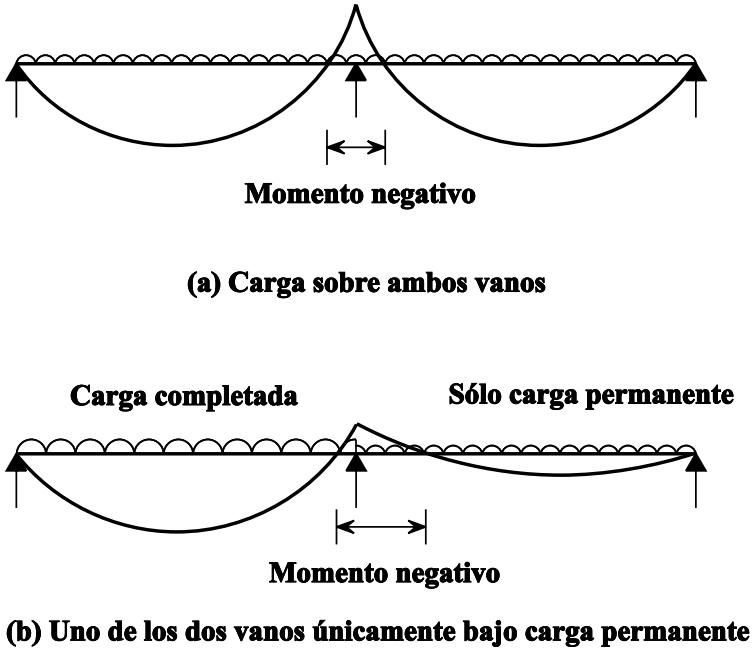


Figura 6 Distribución de momentos flectores

Para las vigas mixtas cuyo elemento de acero es una sección convencional laminada en caliente en forma de I, la acción del "pórtico en forma de U invertida" puede proporcionar una completa restricción al ala inferior (de compresión). Las condiciones bajo las que se puede asumir que se consigue esto vienen dadas en el apartado 4.6.2 de Eurocódigo 4[1]; éstas incluyen alguna limitación en lo que atañe al canto del elemento de el patrón típico de momentos flectores en una viga continua (véase la figura 6a) hace que el ala inferior se encuentre a compresión en la zona de soportes intermedios. La longitud del ala inferior a compresión puede ser considerable cuando actúa sólo la carga muerta sobre el vano en consideración (figura 6b).

Los métodos para el cálculo de vigas no restringidas contra el pandeo lateral por torsión, como se ha comentado en las lecciones 9.9.1 y 9.9.2 no son aplicables a las zonas de momento negativo de vigas mixtas continuas debido a que

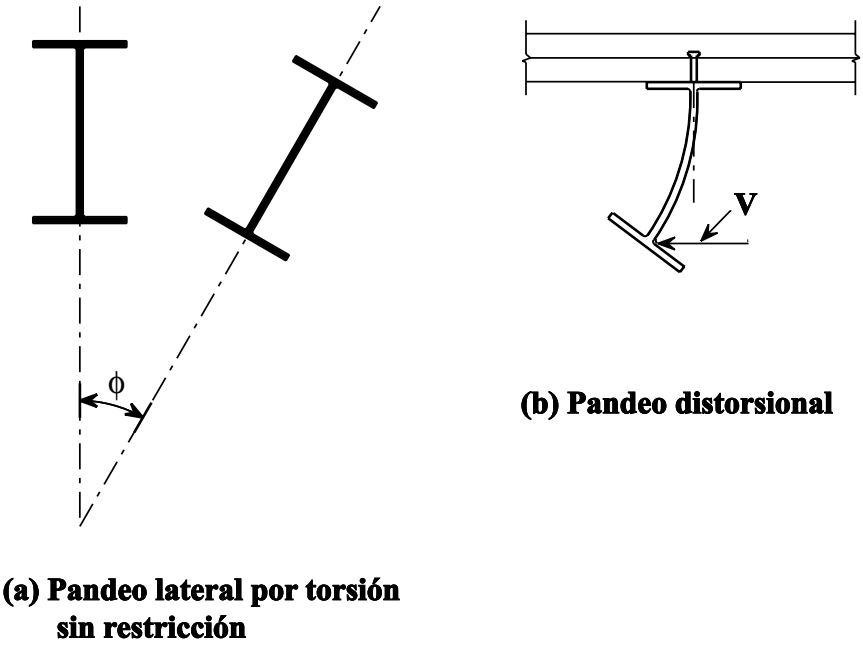


Figura 7 Pandeo lateral

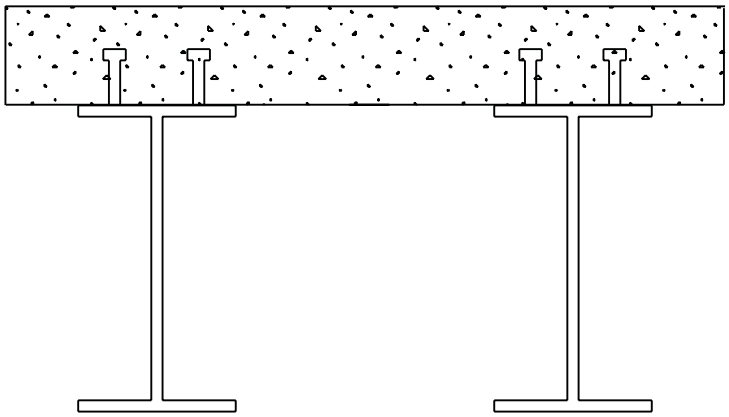


Figura 8 Sección en U invertida

acero, esta restricción se hace más severa según aumenta la resistencia de cálculo del acero.

El efecto de la restricción sobre el ala de compresión, que resulta de la deformación de la rigidez de la sección transversal y otros componentes de la acción del pórtico en forma de U, se puede tener en cuenta también reduciendo la esbeltez efectiva de la viga al calcular el momento de resistencia al pandeo. A pesar de la posibilidad de plastificación local en los extremos de la viga, no se considera

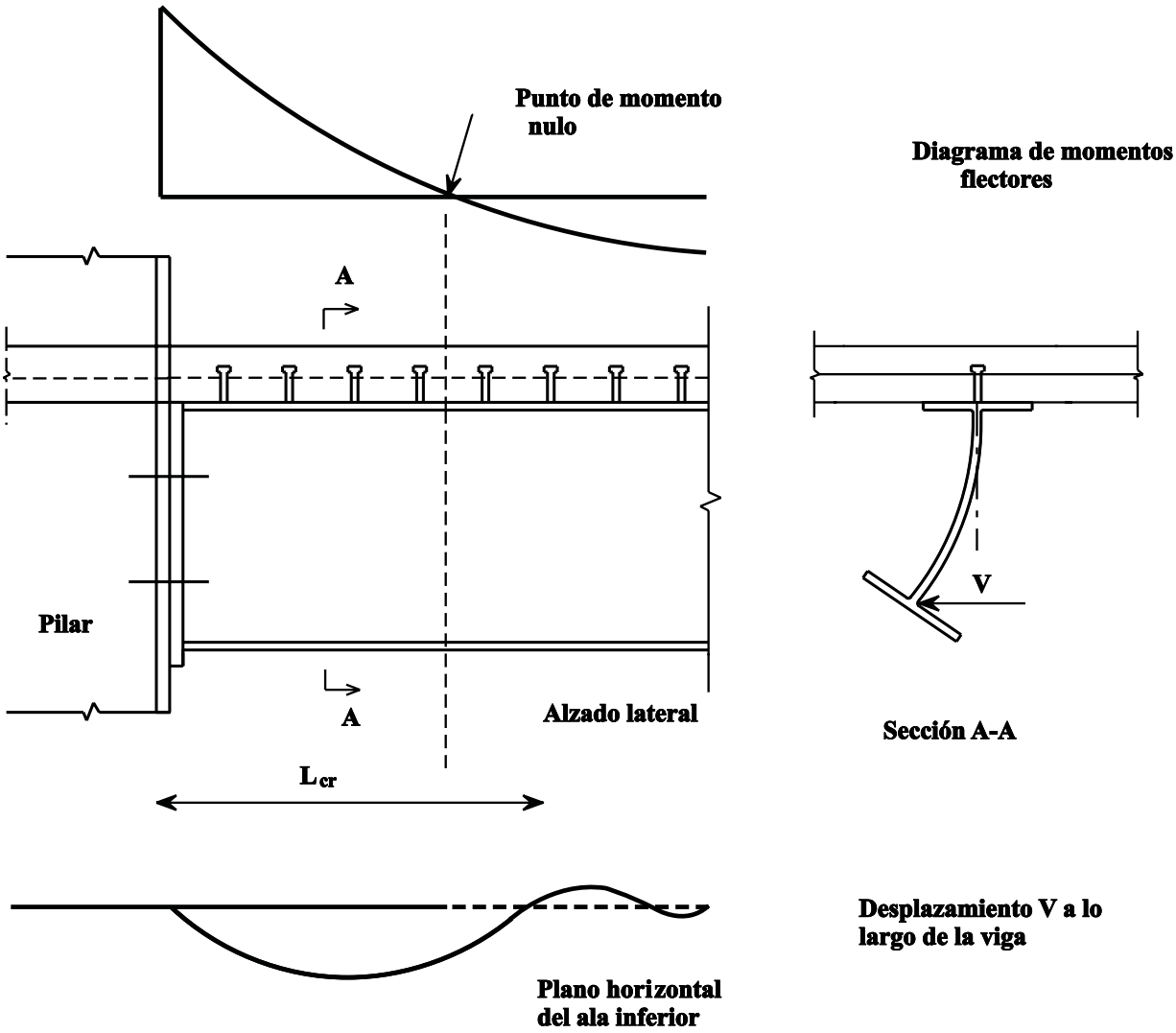


Figura 9 Pandeo distosional de una viga mixta en la zona de momento negativo

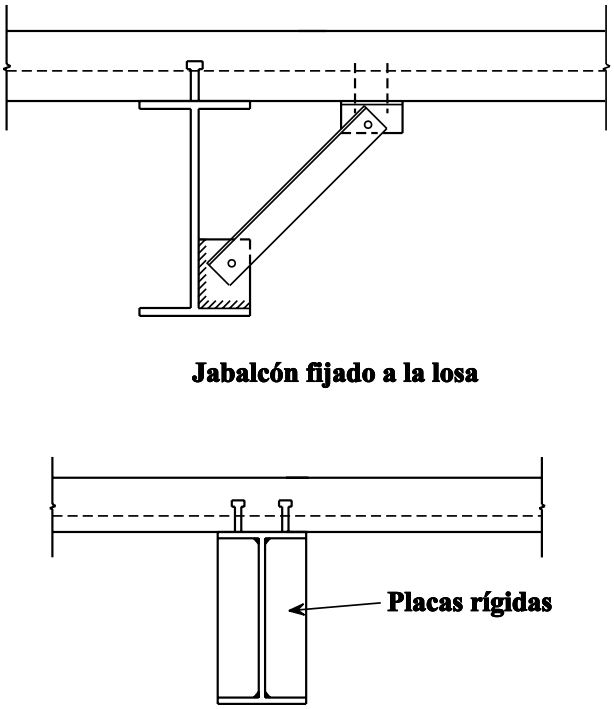


Figura 10 Restricción lateral con elementos singulares

que dicha plastificación afecte a la modalidad elástica de inestabilidad de la viga (figura 9) debido al momento negativo reductor sobre la longitud alabeada. Se proporciona un método para el cálculo de la esbeltez en Eurocódigo 4, Anexo B[1].

6.1 Restricción Lateral

El método anterior guarda relación con la estabilidad lateral del elemento entre rigidizadores. La figura 10 muestra dos formas posibles de restricción lateral del ala inferior a compresión. Es necesario garantizar que dicha restricción es lo suficientemente fuerte y rígida para que sea efectiva y que no se excede el esfuerzo de arrancamiento de los conectores. Es normal comprobar la resistencia de los componentes de sujeción a un esfuerzo lateral calculado como un pequeño porcentaje del existente en el ala de compresión. Esto se comenta en mayor detalle en la lección 12.10 sobre puentes mixtos.

7. RESUMEN FINAL

1. Cuando se utiliza el análisis elástico para determinar los esfuerzos y momentos internos (análisis global) se puede redistribuir el momento desde los soportes intermedios para tener en cuenta la fisuración del hormigón y la fluencia del acero.

2. El alcance de dicha redistribución depende de la clasificación de la sección de acero en cada soporte intermedio y en los supuestos adoptados con respecto a la rigidez a la flexión en las zonas de momento negativo.

3. Se pueden utilizar las propiedades de la sección no fisurada para determinar la rigidez a la flexión para cada sección transversal de la viga ("método de sección no fisurada"). Alternativamente, se puede asumir que, a lo largo de una longitud fija, a cada lado de los soportes intermedios, sus propiedades son las correspondientes a la sección fisurada ("método de sección fisurada").

4. Las resistencias límite a la flexión de las secciones de las clases 3 y 4 se determinan mediante un análisis elástico de la sección transversal efectiva, basado en la consecución de las resistencias límite de los componentes.

5. Al determinar la sección efectiva es necesario tener en cuenta el desfase de cortante, la fisuración del hormigón en las zonas de momento negativo y, para las secciones de clase 4, el pandeo de los elementos de acero a compresión. Se utiliza una relación modular apropiada para tener en cuenta la deformación gradual del hormigón a compresión.

6. Se puede asumir que la losa de hormigón impide que el ala superior de la sección de acero se mueva lateralmente. Se proporciona restricción a la torsión por medio de la acción de un "pórtico invertido en forma de U". En las zonas de momento negativo, la tendencia del ala inferior al pandeo lateral se ve limitada parcialmente por la rigidez a la deformación de la sección transversal. Estos efectos conllevan una reducción de la esbeltez efectiva para el pandeo lateral por torsión y pueden proporcionar una restricción completa contra esta forma de pandeo.

7. Se puede proporcionar una restricción lateral discreta al ala de compresión, por ejemplo mediante la aplicación de arriostramientos o de rigidizadores transversales de alma.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en prensa).

[2] Eurocódigo 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Johnson R.P., "Composite Structures of Steel and Concrete: Volume 1: Beams, Columns, Frames and Applications in Building", Granada, 1975.

2. Johnson R.P. and Buckby R.J., "Composite Structures of Steel and Concrete: Volume 2: Bridges", Second edition, Collins, 1986.

3. Brett P.R., Nethercot D.A. and Owens G.W., "Continuous Construction in Steel for Roofs and Composite Floors", Structural Engineer, Volume 65A, October 1987, pp. 355-368.

4. Lawson R.M. and Rackham J.W., "Design of Haunched Composite Beams in Buildings", Steel Construction Institute, Ascot, England 1989.

La bibliografía que se proporciona en la lección 12.1 también es relevante.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Problema resuelto 12.3:
Diseño de una Viga Mixta Continua

CONTENIDO

Problema Resuelto 12.3: Cálculo de una Viga Mixta Continua

1. Dimensiones y Especificación de la Viga
   - 1.1 Planta
   - 1.2 Detalles
   - 1.3 Especificaciones
2. Acciones
   - 2.1 Fase de Construcción
   - 2.2 Fase Mixta
   - 2.3 Factores Parciales de Seguridad
3. Fase de Construcción
   - 3.1 Tamaño de la Viga
   - 3.2 Estados Límite Últimos
4. Fase Mixta
   - 4.1 Estado Límite Último
   - 4.2 Conexión por Rasante
   - 4.3 Pandeo Lateral por Torsión
   - 4.4 Estado Límite de Servicio

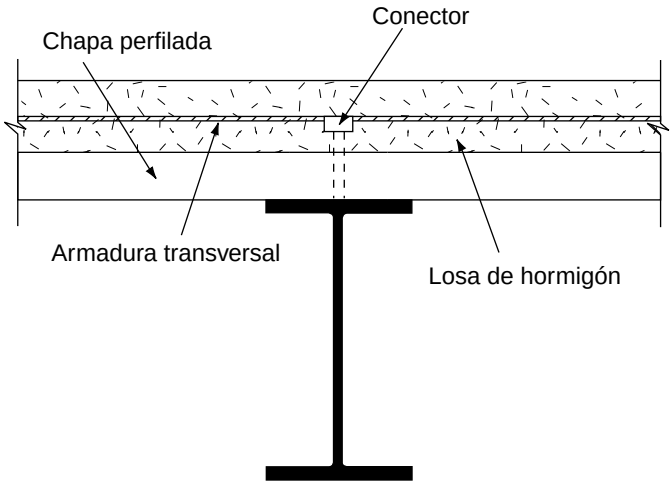
1. DIMENSIONES Y ESPECIFICACIÓN DE LA VIGA

Se asume que la viga tiene una losa mixta.

1.1 Planta

Al igual que en los problemas de vigas mixtas sobre dos apoyos, pero con vigas continuas sobre dos tramos de 12 m.

1.2 Detalles



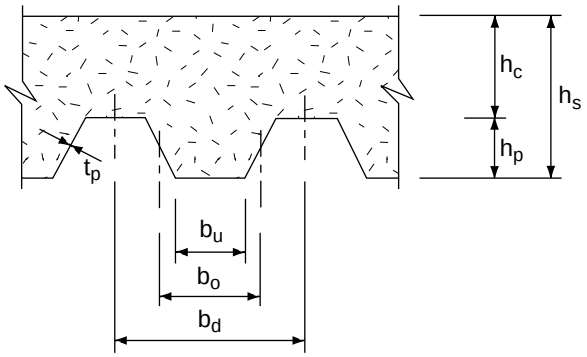
Sección transversal de la viga mixta como en el problema 2 de viga simplemente apoyada.

1.3 Especificaciones

Como en los ejemplos correspondientes a vigas mixtas sobre dos apoyos.

Losa mixta con chapa perfilada y hormigón ligero

Las referencias facilitadas a continuación pertenecen a las cláusulas y tablas de Eurocódigo 3: Parte 1.1 (EC3) y de Eurocódigo Parte 1.1 (EC4), a menos que se indique lo contrario.



Geometría de la losa mixta en el problema 2 (perfil simétrico de la losa)

Espesor de la losa (tomada como)	h_s	=	130 mm
Altura del nervio del perfil	h_p	=	50 mm
Espesor del ala de hormigón	h_c	=	80 mm
Distancia entre nervios	b_d	=	150 mm
Ancho medio de nervios	b_o	=	75 mm
Espesor de la chapa de acero	t_p	=	1 mm

Observación: b_o > 50 mm: VÁLIDO

EC4-6.4.3.1

2. Acciones (Cargas en Viga)

2.1 Fase de Construcción

Acciones permanentes G_k

- Losa hormigón: $18 \times 3 \times \left(80 + \frac{50}{2}\right) 10^{-3}$ = 5,67 kN/m
- Chapa de acero: $3 \times 0,15$ = 0,45 kN/m
- Viga de acero: IPE 400 = 0,66 kN/m

G_k = 6,78 kN/m

Acciones variables Q_k

Eurocódigo 4 no proporciona valores específicos para cargas de montaje sobre vigas. Consulte Eurocódigo 1 ó, ante la ausencia de guía, los estándares nacionales. El valor de carga adoptado en este ejemplo es 0,5 kN/m^2.

BS 5950
Parte 3.1
2.2.3

- Carga Impuesta:

  Carga de montaje $3 \times 0,5$ Q_k = 1,5 kN/m

2.2 Fase Mixta

Acciones permanentes G_k

- Losa hormigón: $18 \times 3 \times \left(80 + \frac{50}{2}\right) 10^{-3}$ = 5,67 kN/m
- Chapa de acero: $3 \times 0,15$ = 0,45 kN/m
- Viga de acero: IPE 400 = 0,66 kN/m
- Techo: $3 \times 0,5$ = 1,50 kN/m

G_k = 8,28 kN/m

Acciones variables Q_k

- Carga impuesta: 3×6 = 18 kN/m
- Particiones: 3×1 = 3

Q_k = 21 kN/m

2.3 Factores Parciales de Seguridad

Acciones

γ_G = 1,35

γ_Q = 1,50

Materiales

γ_a = 1,10 EC4 2.3.3.1

γ_{Rd} = 1,10 EC4 2.3.3.2

γ_c = 1,50

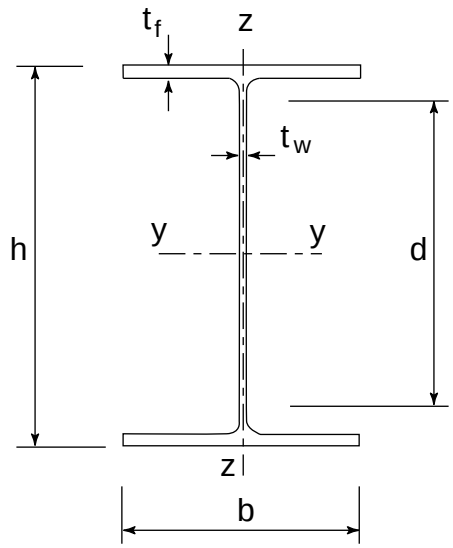
γ_s = 1,15

γ_{ap} = 1,10

3. Fase de Construcción

3.1 Tamaño de la Viga

IPE 400:



h	=	400 mm
b	=	180 mm
t_f	=	13,5 mm
t_w	=	8,6 mm
r	=	21 mm
d	=	331 mm
A	=	8450 mm^2
I_y	=	23130×10^4 mm^4
I_z	=	1320×10^4 mm^4
I_t	=	$51,1 \times 10^4$ mm^4
$W_{el.y}$	=	1160×10^3 mm^3
$W_{pl.y}$	=	1308×10^3 mm^3
i_z	=	39,5 mm

Tablas publicadas

En EC3 y EC4 “y” denota el eje mayor y “z” denota el eje menor.

3.2 Estados Límite Últimos

3.2.1 Clasificación

EC3

Tabla 5.3.1

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$

Ala a compresión

$c/t_f = \frac{180}{2 \times 13,5} = 6,67 < 10\,\varepsilon$

Alma a flexión

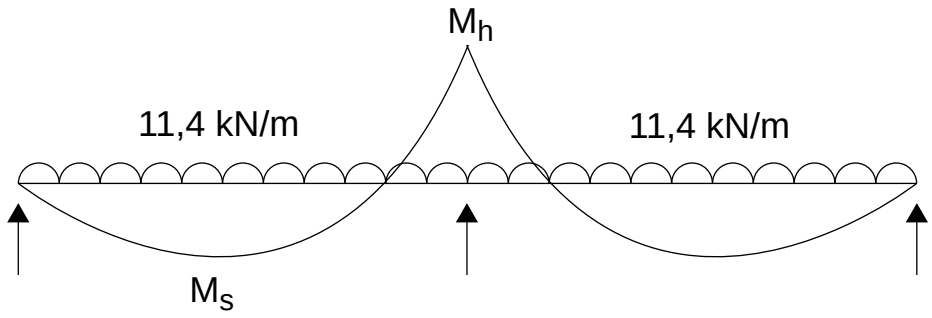
$d/t_w = \frac{331}{8,6} = 38,5 < 72\,\varepsilon$

$\therefore$ Sección transversal de la clase 1

3.2.2 Análisis Global

Carga de cálculo = $(1,35 \times 6,78 + 1,5 \times 1,5) = 11,4$ kN/m

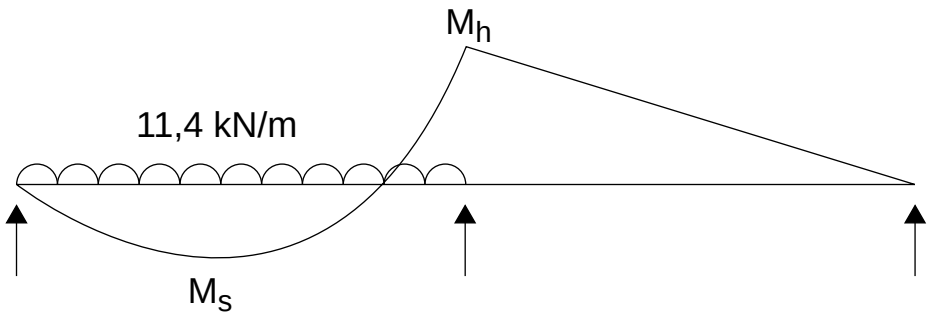
a) Carga de cálculo sobre los dos tramos



$M_h = 0,125\ wL^2 = 0,125 \times 11,4 \times 12^2 = 205$ kNm

$M_s = 0,070\ wL^2 < M_h$

b) Carga de cálculo en un solo tramo



EC3
5.4.5.1

M_h = 0,063 wL^2 = 0,063 × 11,4 × 12^2 = 103 kNm

M_s < 0,125 wL^2 ∴ no es crítico

3.2.3 Momento Flector

$M_{pl.Rd}$ = $M_{c.Rd}$ = $W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0}$

= $1308 \times \frac{355}{1,1} \times 10^{-3}$ = 422 kNm

EC3
Anexo F
F.1.2

M_{Sd} = 205 kNm

∴ $M_{Sd} < M_{c.Rd}$ VÁLIDO

3.2.4 Pandeo Lateral por Torsión

Compruebe la estabilidad del ala inferior en la combinación (b) tramo sin de carga

EC3
Anexo F
F.2.2(4)

Factores efectivos de longitud:

Tome k = k_w = 1,0

Para ψ = 0, factor C_1 = 1,88

Para la sección laminada en I

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9\ L/i_z}{\sqrt{C_1}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L/i_z = 12000/39,5 = 304

h/t_f = 400/13,5 = 29,6

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 304}{\sqrt{1,879}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{304}{29,6}\right)^2\right]^{0.25}} = 126$$

β_w = 1,0 para la sección de la Clase 1

EC3
5.5.2

λ_1 = 93,9ε

$$\bar{\lambda}_{LT} = \lambda_{LT} / \lambda_1 = \frac{126}{93,9 \times 0,81} = 1,66$$

$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$= 0,5 [1 + 0,21 (1,66 - 0,2) + 1,66^2]$

$= 2,03$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}}$$

$$= \frac{1}{2,03 + [2,03^2 - 1,66^2]^{1/2}}$$

$= 0,313$

$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{y.pl} f_y / \gamma_{M1}$

$= 0,313 \times 1,0 \times 422 = 132$ kNm

M_{Sd} = 103 kNm (para la combinación de carga b)

$\therefore M_{Sd} < M_{b.Rd}$ VÁLIDO

3.2.5 Esfuerzo Cortante Vertical

Por inspección VÁLIDO

3.2.6 Flexión y Cortadura Vertical

Por inspección VÁLIDO

3.3 Estado Límite de Servicio

Condiciones de carga de montaje:

Momento interno máximo = 0,125 wL^2

= 0,125 × (6,78 + 1,5) × 12^2 = 149 kNm

Tensión máxima = M/W_{el} = $\frac{149 \times 10^3}{1160}$ = 128 N/mm^2 EC3 4.2

< f_y / γ_{M0} VÁLIDO

Después de construcción, carga cálculo de los dos tramos = 6,78 kN/m

$$\delta_1 = \frac{wL^4}{185\,EI}$$

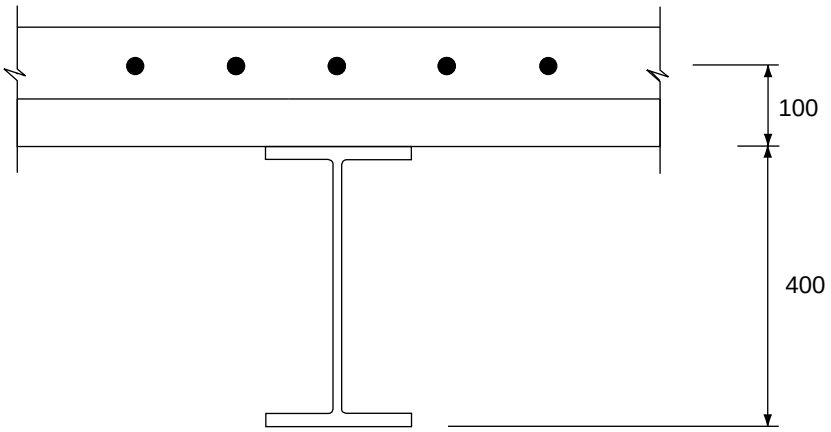
$$= \frac{(6{,}78 \times 12) \times 12000^3}{185 \times 210 \times 23130 \times 10^4} = 15{,}6 \text{ mm}$$

$\therefore \delta_1 / L = 15{,}6/12000 = 1/767$ VÁLIDO

4. FASE MIXTA

4.1 Estados Límite Últimos

4.1.1 Clasificación de la sección en el soporte interno



EC4
4.2.1
4.2.2

Armadura de 12 mm ϕ con un espaciado de 150 mm

$$A_s = \frac{\pi \times 12^2}{4 \times 150} = 0{,}754 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Anchura eficaz sobre el soporte interno:

$l_o = 0{,}25\ (L_1 + L_2) = 0{,}25 \times 2 \times 12000 = 6000$ mm

$b_e = l_o/8 = 750 \not> b = 3000/2 = 1500$

$b_{eff} = \Sigma b_e = 2 \times 750 = 1500$ mm

Resistencias:

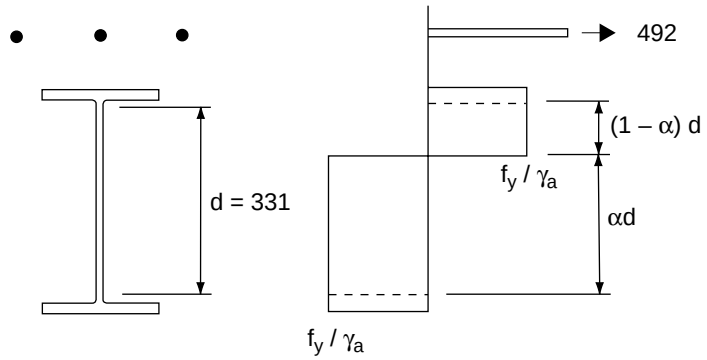
Refuerzo $R_s = A_s f_{sk} / \gamma_s$

$= 0{,}754 \times 1500 \times 500/1{,}15$ N

$= 492$ kN

Viga de acero	R_a	=	$A_a f_y / \gamma_a$
		=	$8450 \times 355/1{,}1$ N
		=	2727 kN
Ala de acero	R_f	=	$b\, t_f\, f_y / \gamma_a$
		=	$180 \times 13{,}5 \times 355/1{,}1$ N
		=	784 kN
Alma de la viga de acero	R_w	=	$R_a - 2\, R_f$
		=	$2727 - 2 \times 784$
		=	1159 kN

Como $R_s < R_w$, la fibra neutra plástica se encuentra en el alma. No se considera el hormigón a tracción.



Resistencia de la altura libre del alma $= d\, t_w\, f_y / \gamma_a$

$= 331 \times 8{,}6 \times 355/1{,}1$ N $= 919$ kN

Para el equilibrio:

$492 + (1 - \alpha)\, 919 = 919\, \alpha$

$$\alpha = \frac{919 + 492}{2 \times 919} = 0{,}768 \qquad \therefore\ \alpha\, d = 254 \text{ mm}$$

Clasificación del alma a flexión y compresión:

Límite para la clase 1 ($\alpha > 0,5$)

EC4
Tabla 4.2

$$d/t_w = \frac{396\,\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,768 - 1} = 35,7$$

d/t_w real = 38,5 > 35,7

$\therefore$ el alma no es de la clase 1

Límite para la clase ($\alpha > 0,5$)

$$d/t_w = \frac{456\,\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \times 0,81}{13 \times 0,768 - 1} = 41,1$$

d/t_w real = 38,5 < 41,1

$\therefore$ el alma es de la clase 2

Clasificación del ala en compresión:

De 5.2.2.1, ya que en Eurocódigo 4 se aplican los mismos límites que en Eurocódigo 3, el ala es de la clase 1, pero la clasificación de la sección entera estará gobernada por criterios más rigurosos, para el ala o el alma.

$\therefore$ Sección clase 2

4.1.2 Análisis Global

EC4
4.5.2.2

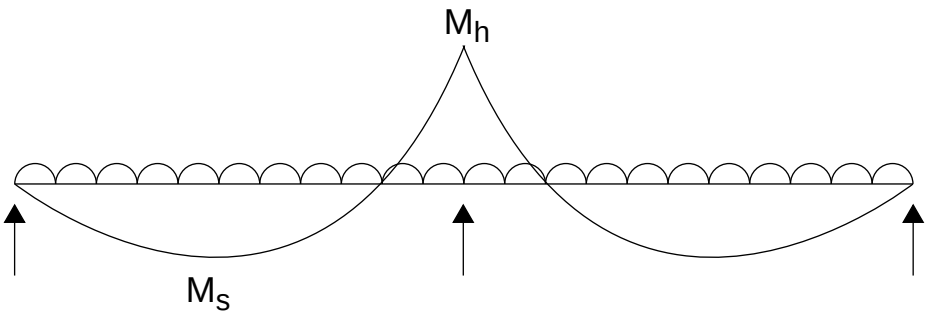
No se permite el análisis plástico global, ya que la sección sobre el soporte interno es de la clase 2.

EC4
4.5.3.1

Adopte el análisis elástico “sin fisuración” con la correspondiente redistribución.

Carga permanente de cálculo 1,35 $\times$ 8,28 = 11,2 kN/m del apartado 2.2

a) Carga variable de cálculo en los dos tramos



M_h = 0,125 wL^2 = 0,125 (11,2 + 31,5) 12^2 = 769 kNm

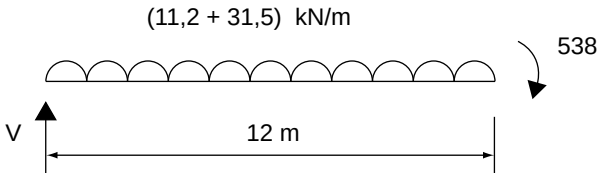
M_s = 0,070 wL^2 = 0,070 (11,2 + 31,5) 12^2 = 430 kNm

EC4
Tabla 4.3

Reduzca M_h en un 30%

M_h = 0,70 × 769 = 538 kNm

Para determinar M_s:



12 V = (11,2 + 31,5) × 12 × 6 - 538

∴ V = 211 kN

Para esfuerzo cortante cero, a distancia x desde el apoyo izquierdo:

211 = (11,2 + 31,5) x

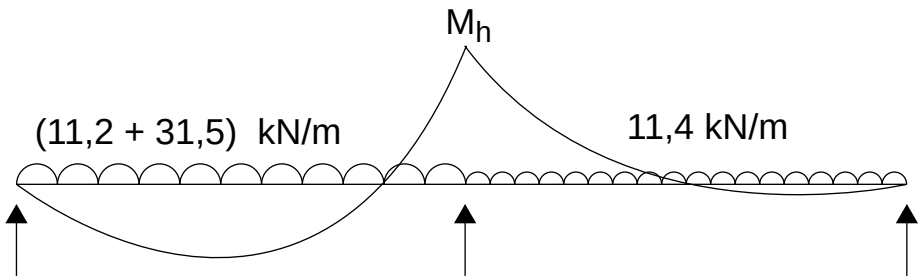
∴ x = 4,94 m

$$\therefore M_s = 211 \times 4{,}94 - (11{,}2 + 31{,}5) \frac{4{,}94^2}{2}$$

= 521 kNm

b) Carga variable de cálculo en un solo tramo:

A continuación se facilita la carga.



Momentos definitivos:

Carga permanente y variable:

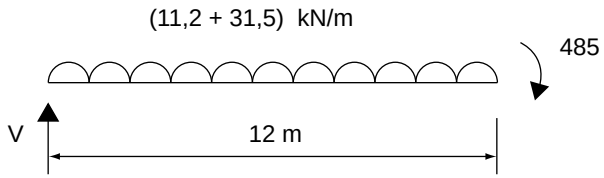
$0{,}125 \times (11{,}2 + 31{,}5) \times 12^2 = 769$ kNm

Carga permanente:

$0{,}125 \times 11{,}2 \times 12^2 = 202$ kNm

$M_h = 769 - 0{,}5\ (769 - 202) = 485$ kNm

Para determinar M_s en el tramo más cargado:



$12\ V = (11{,}2 + 31{,}5) \times 12 \times 6 - 485$

$\therefore V = 216$ kN

Para esfuerzo cortante cero, a distancia x desde el apoyo izquierdo:

$216 = (11{,}2 + 31{,}5)\ x$

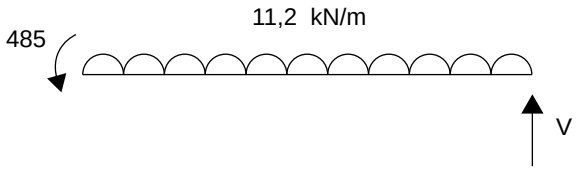
$\therefore x = 5{,}06$ m

$\therefore M_s = 216 \times 5{,}06 - (11{,}2 + 31{,}5)\ 5{,}06^2/2$

$= 547$ kNm

Método de distribución de momentos

Para determinar M_s en el tramo menos cargado:



$12\ V = 11{,}2 \times 12 \times 6 - 485$

$\therefore V = 26{,}8\ kN$

Para esfuerzo cortante cero, a distancia x desde el apoyo derecho:

$26{,}8 = 11{,}2\ x$

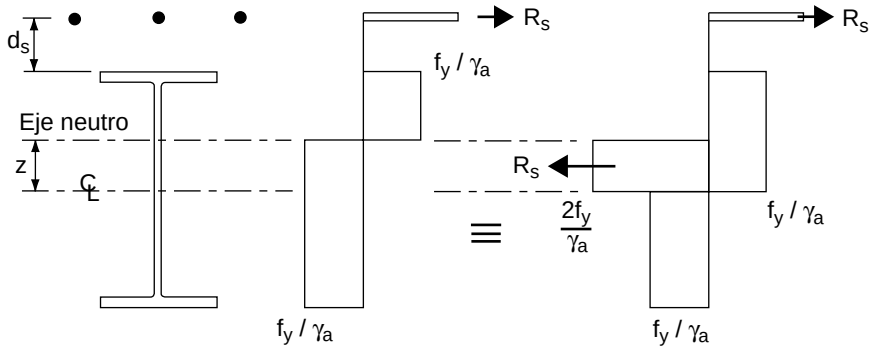
$\therefore x = 2{,}39\ m$

$\therefore M_s = 26{,}8 \times 2{,}39 - 11{,}2 \times 2{,}39^2/2$

$= 32{,}0\ kNm$

4.1.3 Momento Plástico Resistente

(i) Apoyo interno (momento negativo)



αd = 254 mm del apartado 4.1.1

Altura de la fibra neutra plástica por encima de la superficie inferior de la sección de acero

$= \quad \alpha\, d + (h - d)/2$

$= \quad 254 + (400 - 331)/2 \quad = 289$ mm

$\therefore\ z = \quad 289 - 200 \quad = 89$ mm

EC4
4.2.1
4.2.2

$$M_{pl.Rd} = M_{apl.Rd} + R_s \left(d_s + \frac{h}{2} \right) - R_s \frac{z}{2}$$

$$= 422 \times 10^3 + 492 \times$$

$$\times \left(100 + \frac{400}{2} \right) - 492 \times \frac{85}{2} \text{ kNmm}$$

$= \quad 548$ kNm

(ii) Zona central del vano (flexión positiva)

Anchura eficaz en la zona central del vano:

$l_o = \quad 0{,}8\ L_1 = 0{,}8 \times 12000 = 9600$ mm

$b_e = \quad l_o / 8 = \frac{9600}{8} = 1200 \not> b = 1500$

$b_{eff} = \quad \Sigma\, b_e = 2 \times 1200 \quad = 2400$

Resistencia del ala de hormigón $R_c = b_{eff}\, h^c \left[\frac{0{,}85\, f_{ck}}{\gamma_c} \right]$

Lección 12.3

$R_c = \quad 2400 \times 80 \times 0{,}85 \times \frac{25}{1{,}5}$ N $= 2720$ kN

As $R_c < R_a$ = 2727 kN, la línea neutra se encuentra en la sección de acero.

Cómo $R_c > R_w$ = 1158 kN, la línea neutra se encuentra en el ala de acero.

$$M_{pl.Rd} = R_a \frac{h}{2} + R_c \left(\frac{h_c}{2} + h_a \right) - \frac{(R_a - R_c)^2}{4\, R_f} t_f$$

$$= 2727 \times 200 + 2720\left(\frac{80}{2} + 50\right) - \frac{(2727 - 2720)^2}{4 \times 784} \times 13{,}5$$

= 790 kNm

4.1.4 Momento Flector

(i) Sobre el apoyo interno

M_{Sd} (después de redistribución) = 538 kNm de la Sección 4.1.2

$M_{pl.Rd}$ = 548 kNm

$\therefore M_{Sd} < M_{pl.Rd}$

(ii) Zona central del vano

M_{Sd} = 547 kNm del apartado 4.1.2

$M_{pl.Rd}$ (conexión rígida por rasante) = 790 kNm

$\therefore M_{Sd} < M_{pl.Rd}$ VÁLIDO

4.1.5 Cortante vertical

V = 211 kN del apartado 4.1.2

V_{Sd} = (11,2 + 31,5) × 12 - 211 = 301 kN

$V_{pl.Rd}$ = $A_v f_y / \sqrt{3}\ \gamma_a$ EC4 4.4.2.2

= $1{,}04\ h\ t_w\ f_y / \sqrt{3}\ \gamma_a$

= $1{,}04 \times 400 \times 8{,}6 \times 355/\sqrt{3} \times 1{,}1$

= 667 kN

$\therefore V_{Sd} < V_{pl.Rd}$ VÁLIDO

4.1.6 Flexión y Cortante Vertical

As $V_{Sd} \not> 0{,}5\ V_{pl.Rd}$, sin reducción en $M_{pl.Rd}$ VÁLIDO EC4 4.4.3

4.2 Uniones por Rasante

4.2.1 Resistencia de Cálculo de los Conectores

Conectores de espiga

h = 95 mm; d = 19 mm

$$P_{Rd,1} = \frac{0{,}8\, f_u\, (\pi\, d^2/4)}{\gamma_v} = \frac{0{,}8\times 450\times \pi\times 19^2}{4\times 1{,}25}\,N$$

EC4 6.3.2.1

$$= 82\ kN$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0{,}29\,\alpha\, d^2}{\gamma_v}\sqrt{f_{ck}\, E_{cm}}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \therefore \alpha = 1{,}0$$

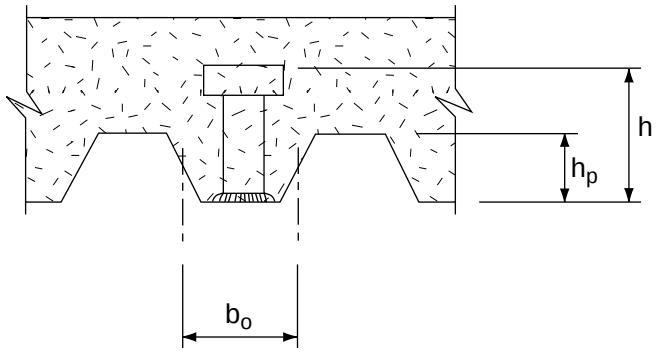
$$P_{Rd,2} = \frac{0{,}29\times 19^2\sqrt{25\times 17200}}{1{,}25} = 55\ kN$$

$$\therefore P_{Rd} = 55\ kN$$

Factor de reducción para chapa perfilada:

Nervios transversales a la viga

EC4 6.3.3.2



$$k_t = \left(\frac{0,7}{\sqrt{N_r}}\right)\left(\frac{b_o}{h_p}\right)\left[\left(\frac{h}{h_p}\right)-1\right]$$

$b_o / h_p = \frac{75}{50} = 1,5$

$h/h_p = \frac{95}{50} = 1,9$

Un conector de espiga por nervio: $N_r = 1$

$k_t = 0,7 \times 1,5\ (1,9 - 1) = 0,945$

$\therefore\ k_t P_{Rd} = 0,945 \times 55 = 52$ kN

4.2.2 Rasante longitudinal de cálculo V_l entre el punto de momento positivo máximo y el apoyo simple del extremo.

$F_{cf,1} = A_a f_y / \gamma_a = R_a = 2727$ kN

$F_{cf,2} = \frac{0,85}{\gamma_c} A_c f_{ck} = R_c = 2720$ kN

EC4 6.2.1.1(1)

$\therefore\ V_l = F_{cf,min} = 2720$ kN

Para un conector por nervio:

N = 12000/150 = 80 en total

El momento positivo máximo se da a 5,06 m del apoyo simple.

$N = \frac{5060}{150} = 34$

$\therefore$ Resistencia proporcionada $= 34 \times 52 = 1768$ kN

< 2720 kN $\therefore$ Conexión semirrígida por rasante

Para conexión semirrígida por rasante

$$F_c = \left[\frac{M_{Sd} - M_{apl.Rd}}{M_{pl.Rd} - M_{apl.Rd}}\right] F_{cf}$$

EC4 Figura 6.1

$$= \left[\frac{547-422}{790-422}\right] 2720 \quad = 924 \text{ kN}$$

∴ Resistencia proporcionada por un conector de espiga por nervio

= 1768 kN > 924 kN VÁLIDO

Compruebe que los conectores sean dúctiles

$\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$ VÁLIDO EC4 6.1.2

$16 \leq d \leq 22$ mm VÁLIDO

$N_f = \frac{2720}{52} = 52{,}3 \simeq 53$

$N/N_f = 34/53 = 0{,}64$

Para L = 12 m

$N/N_f \geq 0{,}25 + 0{,}03L = 0{,}25 + 0{,}03 \times 12$

= 0,61 VÁLIDO

Los conectores pueden espaciarse uniformente como

$M_{pl.Rd} / M_{apl.Rd} = 790/422 \not> 2{,}5$ EC4 6.1.3

4.2.3 Cortadura longitudinal V_l de cálculo entre el punto de máximo momento positivo y el soporte intermedio

EC4 6.2.1.1(2)

$V_l = F_{cf} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} = F_{cf} + R_s$

= 2720 + 492 = 3212 kN

Longitud mínima entre el punto de momento máximo positivo y el soporte intermedio

= 12 - 5,06 m = 6,94 m

$N = \frac{6940}{150} = 46$

$\therefore$ Resistencia proporcionada = 46×52 = 2392 kN

< 3212 kN $\therefore$ Conexión semirrígida por rasante

Para conexión semirrígida por rasante

F_c = 924 kN

$\therefore V_l = F_c + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} = F_c + R_s$

EC4 6.2.1.2

= 924 + 492 = 1416 kN

$\therefore$ Resistencia proporcionada por un conector de espiga por nervio

= 2392 > 1416 kN VÁLIDO

$N_f = \frac{3212}{52} = 62$

N/N_f = 46/62 = 0,74

Para L = 12 m, $N/N_f \geq 0{,}61$ del apartado 4.2.2

VÁLIDO

4.2.4 Armadura Transversal

Armadura transversal mínima

$A_s \geq 0{,}002 \times 80 = 0{,}160$ mm^2/mm

barras de 8 mm ϕ con separación de 250 mm proporcionan A_s = 0,201 mm^2/mm VÁLIDO

EC4 6.6.4.2

Rasante longitudinal en la losa por plano de cortante

EC4 Figura 6.12

$k_t P_{Rd}$ = 52kN del apartado 4.2.2

$v_{Sd} = \frac{k_t P_{Rd}/s}{2} = \frac{52 \times 10^3}{2 \times 150} = 173$ N/mm

Resistencia de cálculo

EC4 6.6.2 Ecuación (6.25)

$v_{Rd,1} = 2{,}5\, A_{cv}\, \eta\, \tau_{Rd} + A_e\, f_{sk}/\gamma_s + v_{pd}$

Ecuación (6.26)

$v_{Rd,2} = 0{,}2\, A_{cv}\, \eta\, f_{ck}/\gamma_c + v_{pd}/\sqrt{3}$

A_{cv} = 105×1 = 105 mm^2/mm

EC4 6.6.2(3)

η = $0,3 + 0,7 \times \frac{18}{24}$ = 0,825

τ_{Rd} = $0,25 \times \frac{1,8}{1,5}$ = 0,30 N/mm^2

Para barras de 8 mm ϕ con una separación de 250 mm

$A_e\ f_{sk}\ /\gamma_s$ = $0,201 \times \frac{500}{1,15}$ = 87,4 N/mm

Para chapas de acero perfilado continuas sobre la viga:

EC4 6.6.3(1)

v_{pd} = $A_p\ f_{yp}\ /\gamma_{ap}$

A_p = $\frac{100 + (\sqrt{25^2 + 50^2}) \times 2}{150} \times 1$ = 1,412 mm^2/mm

v_{pd} = $1,412 \times \frac{280}{1,1}$ = 359 N/mm

$v_{Rd,1}$ = $2,5 \times 105 \times 0,825 \times 0,30 + 87,4 + 359$

= 511 N/mm

$v_{Rd,2}$ = $0,2 \times 105 \times 0,825 \times \frac{25}{1,5} + 359/\sqrt{3}$

= 495 N/mm

$\therefore v_{Rd}$ = 495 N/mm > v_{sd} = 173 N/mm VÁLIDO

EC4 6.6.3(2)

Para chapas de acero perfilado no continuas sobre el ala superior pero con conectores de espiga soldados a la viga de acero a través de las chapas de acero perfilado:

v_{pd} = $P_{pb.Rd}\ /s$ pero $\leq A_p\ f_{yp}\ /\gamma_{ap}$

Asuma que cada chapa discontinua está fijada por conectores alternos. Por lo tanto, para conectores con una separación de 150 mm a lo largo de la viga.

s = 300 mm

$P_{pb.Rd}$ = $k_\phi\, d_{do}\, t\, f_{yp} / \gamma_{ap}$

k_ϕ = $1 + a/d_{do} \leq 4{,}0$ — EC4 7.6.1.4(3)

a = $2\, d_{do}$ (valor mínimo) — 7.6.1.4(3)

k_ϕ = $1 + 2\, d_{do} / d_{do} = 3{,}0$

$P_{pb.Rd}$ = $3 \times (1{,}1 \times 19) \times 1{,}0 \times 280/1{,}1 = 16000$ N

v_{pd} = $16000/300 = 53{,}2$ N/mm

$v_{Rd,1}$ = $2{,}5 \times 105 \times 0{,}825 \times 0{,}30 + 87{,}4 + 53{,}2$

= 206 N/mm > v_{sd} = 173 N/mm VÁLIDO

Por inspección, también $v_{Rd,2} > v_{sd}$. VÁLIDO

4.3 Pandeo Lateral por Torsión

Carga permanente de cálculo $1{,}35 \times 8{,}28$ = 11,2 kN/m

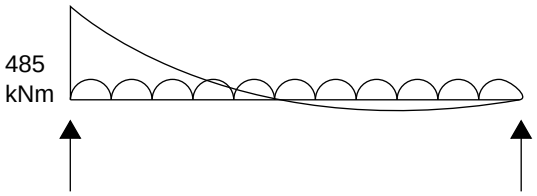
Carga total de cálculo = $(1{,}35 \times 8{,}28 + 1{,}5 \times 21)$ = 42,7kN/m

Como la carga permanente de cálculo no supera el 40% de la carga total, la comprobación sin cálculo directo no es aplicable. La resistencia se verificará mediante un cálculo directo, utilizando el anexo B. — EC4 4.6.2(b)

4.3.1 Método simplificado para el cálculo de la relación de esbeltez — EC4 B.1.1(1)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 5{,}0\left[1 + \frac{t_w h_s}{4 b_f t_f}\right]\left[\left\{\frac{f_y}{E_a C_4}\right\}^2 \left\{\frac{h_s}{t_w}\right\}^3 \left\{\frac{t_f}{b_f}\right\}\right]^{0.25}$$

La combinación crítica de carga es el caso (b): carga variable de cálculo en un solo tramo.



$M_o = \frac{11,2 \times 12^2}{8} = 202$ kNm

EC4 B.1.2(4)

$\psi = \frac{485}{202} = 2,40 \quad \therefore C_4 = 15,4$

EC4 Tabla B.1

$$\bar{\lambda}_{LT} = 5,0 \times \left[1 + \frac{8,6\,(400 - 13,5)}{4 \times 180 \times 13,5}\right] \times \left[\left\{\frac{355}{210000 \times 15,4}\right\}^2 \left\{\frac{(400 - 13,5}{8,6}\right\}^3 \left\{\frac{13,5}{180}\right\}\right]^{0.25}$$

$= 0,639$

$\phi_{LT} = 0,5\,[1 + \alpha_{LT}\,(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}^2_{LT})$

Para la sección laminada, $\alpha_{LT} = 0,21$

$\phi_{LT} = 0,5\,[1 + 0,21\,(0,639 - 0,2) + 0,639^2)$

EC4 4.6.3(2)

$= 0,750$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi^2_{LT} - \bar{\lambda}^2_{LT})^{0.5}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,750 + (0,750^2 - 0,639^2)^{0.5}} = 0,875$$

$\therefore M_{b.Rd} = 0,875 \times 548 = 480$ kNm

$\therefore M_{Sd} = 485$ kNm $> M_{b.Rd}$

EC4 4.6.3(1)

∴Cuando se utiliza el método simplificado para el cálculo de la relación de esbeltez, la resistencia no es adecuada.

4.3.2 Momento Elástico Crítico

Se volverá a calcular la relación de esbeltez utilizando el valor del momento crítico elástico

EC4 B.1.2(4)

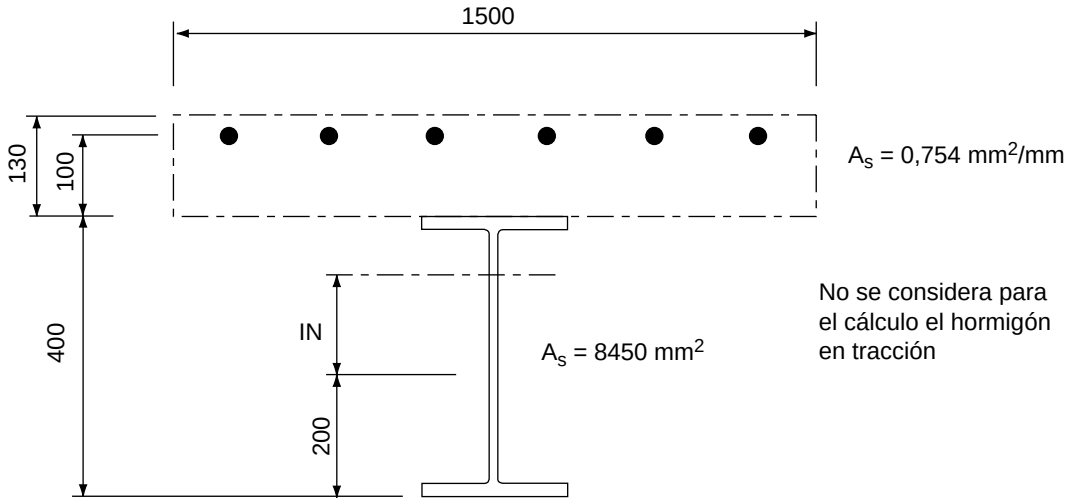
$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L}\left[\left\{GI_{at} + \frac{k_s L^2}{\pi^2}\right\}\right]^{0.5}$$

$L = 12000; \quad C_4 = 15{,}4$

$$k_c = \frac{h_s I_y / I_{ay}}{(h_s^2/4 + i_x^2)\, e/ + h_s}$$

EC4 B.1.3

$$e = \frac{AI_{ay}}{A_a z_c (A - A_a)}$$



$z_c = 400 + 0{,}5(130) = 265\text{mm}$

$A_a = 8450\text{mm}^2$

$A = 8450 + (0{,}754 \times 1500) = 9581\text{mm}^2$

$I_{ay} = 23130 \times 10^4\text{mm}^4$

EC4 B.1.2(5)

$$\therefore e = \frac{9581 \text{ x } 23130 \text{ x } 10^4}{8450 \text{ x } 265 (9581 - 8450)} = 875\text{mm}$$

$$h_s = 400 - 13{,}5 = 386{,}5\text{mm}$$

$$i_x^2 = \frac{(23130 + 1320)\,10^4}{8450} = 28930\text{mm}^2$$

Para calcular I_y, el momento de inercia de la sección mixta para la flexión alrededor del eje mayor:

Momentos alrededor del centro de gravedad de la sección metálica de acero:

9581 $\bar{o}$ = $(0{,}754 \times 1500)\ (100 + 200)$

$z = 35{,}4\text{mm}$

$I_y = 23130 \times 10^4 + 8450\ (35{,}4)^2 + 1131\ (300 - 35{,}4)^2$

$= 32110 \times 10^4\ \text{mm}^4$

$$\therefore k_c = \frac{386{,}5 \text{ x } 32110 \text{ x } 10^4 / (23130 \text{ x } 10^4)}{\frac{(386{,}5)^2 / 4 + 28930}{875} + 386{,}5}$$

EC4 B.1.3

$= 1{,}16$

$$G = \frac{E_a}{2(1+v)} = \frac{210}{2(1+0{,}3)} = 80{,}8\ \text{kN/mm}^2$$

EC4 3.3.3(1)

$I_{at} = 51{,}1 \times 10^4\text{mm}^4$ (de las tablas)

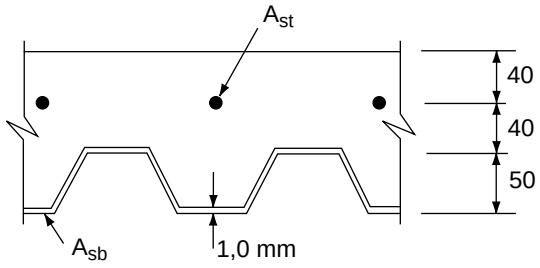
B.1.2(5)

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

Para una losa continua sobre la viga de acero:

k_1 = $4E_a I_2/a$ donde $E_a I_2$ es la rigidez a la flexión por unidad de anchura de la losa, suponiendo una sección fisurada, transformada en una sección equivalente de acero.

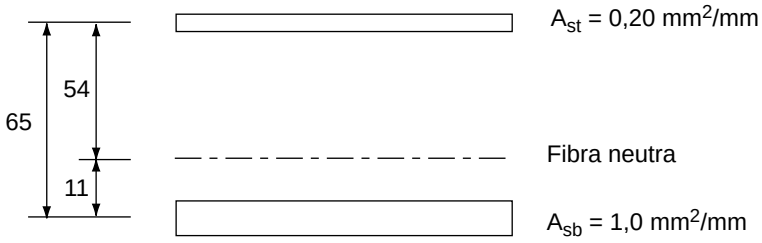
Considere el valor en el soporte interno, en flexión negativa. La armadura superior es de ϕ8 mm @ 250mm (armadura transversal).



A_{st} = $\pi \times \frac{8^2}{4}$ x $\frac{1}{250}$ = 0.20mm^2/mm

A_{sb} = 1mm^2/mm, ignorando la forma del perfil.

Como perfil simétrico, asuma A_{sb} a una profundidad de 40 + (0,5 × 50) = 65mm por debajo de A_{st}



Ignore el hormigón tanto a tracción como a compresión (la contribución del primero es nula y la contribución del segundo es pequeña).

La posición de la fibra neutra es la que se muestra.

I_2 = $0,20 \times 54^2 + 1 \times 11^2$ = 704mm^4/mm

$\therefore E_a I_2$ = 21.0×704 = 148×10^3 kNmm^2/mm

$\therefore k_1$ = $4 \times 148 \times 10^3/3000$ = 197 kNmm/mm

k_2 = $\frac{210 \text{ x } 8,6^3}{4(1 - 0,3^2) \text{ x } 386,5}$ = 94,9 kNmm/mm

$\therefore k_s$ = $\frac{197 \text{ x } 94,9}{197 + 94,9}$ = 64 kNmm/mm

I_{afz} = $13,5 \times 180^3/12$ = $656,1 \times 10^4$mm^4

$\therefore M_{cr} = \frac{1,16 \text{ x } 15,4}{12000}\left[80,8 \text{ x } 51,1 \text{ x } 10^4 + \frac{64 \text{ x } 12000^2}{\pi^2}\right]$ EC4 B.1.2(4)

$+ [210 \times 656,1 \times 10^4]^{0.5}$

$\therefore M_{cr} = 1725$ kNm

EC4 4.6.3(3)

$\bar{\lambda}_{LT} = (M_{pl}/M_{cr})^{0.5}$

Para determinar M_{pl}: Por referencia al apartado 4.1.1:

$R_s = 0,754 \times 1500 \times 500 = 565$ kN

$R_a = 8450 \times 355 = 3000$kN

$R_f = 180 \times 13,5 \times 355 = 863$kN

$R_w = R_a - 2R_f$

$= 3000 - 2 \times 863 = 1275$kN

Como $R_s < R_w$, en la fibra neutra plástica se encuentra en el alma.

Resistencia de la altura libre del alma = $dt_w f_y$

$= 331 \times 8,6 \times 355 = 1010$kN

Para el equilibrio:

$565 + (1-\alpha)\ 1010 = 1010\ \alpha$

$\therefore \alpha = \frac{1010 + 565}{2 \text{ x } 1010} = 0,780$

$\therefore \alpha d = 0,780 \times 331 = 258$mm

Por referencia al apartado 4.1.3:

Altura de la fibra neutra plástica por encima de la superficie inferior de la sección de acero

$= \alpha d + (h-d)/2$

$= 258 + (400 - 331)/2 = 292$mm

$\therefore z = 292 - 200 = 92$mm

M_{pl} = $355 \times 1308 + 565\,(100 + \frac{400}{2}) - 565 \times \frac{92}{2}$

= 608kNm

$\therefore \bar{\lambda}_{LT}$ = $(608/1725)^{0.5}$ = 0,594

Por lo tanto, a partir del método de cálculo utilizado anteriormente o de la tabla 5.5.2 de EC3, EC4 4.6.3(2)

χ_{LT} = 0,892

$\therefore M_{b.Rd}$ = $\chi_{LT}\, M_{pl.Rd}$ = $0,892 \times 548$ = 489kNm EC4 4.6.3(1)

$\therefore M_{Sd}$ = 485kNm ≤ $M_{b.Rd}$ = 489 kNm VÁLIDO

4.3.3 Alcance del Método

La fórmula para M_{cr} depende de la satisfacción de las condiciones (c) y (f) a (j) de EC4 cláusula 4.6.2. EC4 B.1.2(1)

La condición (c) se satisface mediante inspección visual. EC4 4.6.2

Las condiciones (f) a (i) se satisfacen mediante inspección visual o por una disposición adecuada.

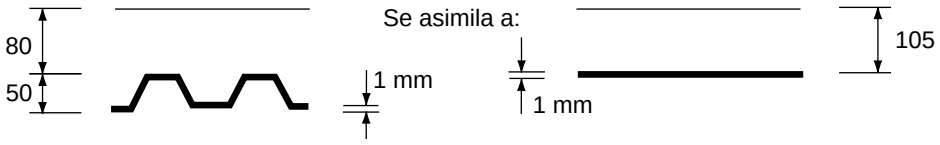
Condición (j):

$E_{cm}\, I_{c2} \geq 0,35\, E_a t_w^3\, a/h$ EC4 4.6.2(j)

$0,35\, E_a t_w^3\, a/h$ = $0,35 \times 210 \times 8,6^3 \times 3000/400$

= 351×10^3 kNmm^2/mm

Considere la losa en el centro del vano

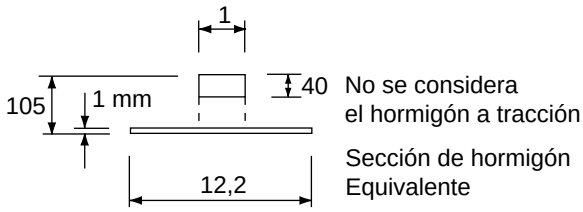


Ignore la armadura superior.

Asuma que la fibra neutra se encuentra 40 mm por debajo de la superficie superior.

$n = E_a/E_{cm} = 210/17,2 = 12,2$ EC4 3.1.4.2

Para la unidad de anchura de la losa



Momentos de la superficie superior:

$(40 \times 1) \times 20 + (12,2 \times 1) \times 105 = 52,2\ \bar{z}$

$\therefore$ Profundidad de la fibra neutra, $\bar{z} = 39,9\text{mm} \approx 40\text{mm}$

$$I_{c2} = 1 \times \frac{40^3}{12} + (1 \times 40) \times 20^2 + (1 \times 12,2)\ (105 - 40)^2$$

$$= 72900\ \text{mm}^4/\text{mm}$$

Para la losa por encima de la viga de acero,

$$I_{c2} = 12,2 \times 704 = 8589\ \text{mm}^4/\text{mm}$$

$$\therefore \quad \text{Media } E_{cm}\ I_{c2} = 17,2\ \frac{(72900 + 8589)}{2}$$

$$= 701 \times 10^3\ \text{kNmm}^2/\text{mm}$$

$$> 351 \times 10^3\ \text{kNmm}^2/\text{mm} \quad \text{VÁLIDO}$$

La fórmula para M_{cr} también depende de que la conexión por rasante satisfaga B.1.2(6) EC4 B.1.2(1)

$\frac{s}{b} = \frac{150}{180} = 0,83$ EC4 B.1.2(6)

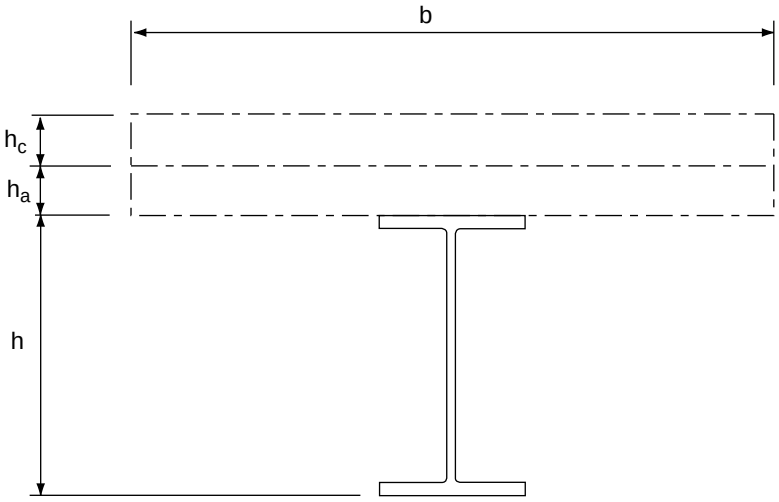
$$\frac{s}{b} \leq \frac{0{,}4\, f_u\, d^2\, (1 - \chi_{LT}\, \bar{\lambda}^2\, LT)}{k_s\, \chi_{LT}\, \bar{\lambda}^2\, LT}$$

Lado derecho = $\dfrac{0{,}4 \times 450 \times 19^2\, (1 - 0{,}892 \times 0{,}594^2)}{64 \times 10^3 \times 0{,}892 \times 0{,}594^2}$

= 2,21

$\therefore \dfrac{s}{b}$ = 0,83 < 2,21 VÁLIDO

4.4 Estados Límite de Servicio



4.4.1 Rigidez a Flexión

Influencia del desfase de rasante:

EC4 5.2.2.(3)

b = 1500mm L = 12000mm

b/L = 1500/12000 = 1/8

$\therefore$ No es necesario utilizar la anchura eficaz

n = E_a / E_c^1 EC4 3.1.4.2

E_c^1 = $E_{cm}/2$ = $\dfrac{17{,}2}{2}$ = 8,6 kN/mm^2

E_a = 210 kN/mm^2

n = 210/8,6 = 24,4

$$I_1 = I_{ay} + \frac{\sum b h_c^3}{12\,n} + \frac{A_a \Sigma b h_c (h + 2h_a + h_c)^2}{4\,[A_a n + \Sigma b h_c]}$$

$$= 23130 \times 10^4 + \frac{3000 \times 80^3}{12 \times 24{,}4} \quad 524 \times 10^4$$

$$+ \frac{8450 \times 3000 \times 80(400 + 2 \times 50 + 80)^2}{4 \times (8450 \times 24{,}4 + 3000 \times 80)}$$

= 61880 $\times$ 10^4 mm^4

$E_a I_1$ = 210 $\times$ 10^3 $\times$ 61880 $\times$ 10^4

= 130 $\times$ 10^{12} Nmm^2

Profundidad de la fibra neutra

$$z = \frac{A_a\, n\, (h + 2\,(h_a + h_c)\, \Sigma\, b h_c^2}{2\,[A_a\, n + \Sigma\, b\, h_c]}$$

$$= \frac{8450 \times 24{,}4\,(400 + 260) + 3000 \times 80^2}{2(8450 \times 24{,}4 + 3000 \times 80)} \quad = 174 \text{ mm}$$

$W_{el,c}$ = I_1 n/z

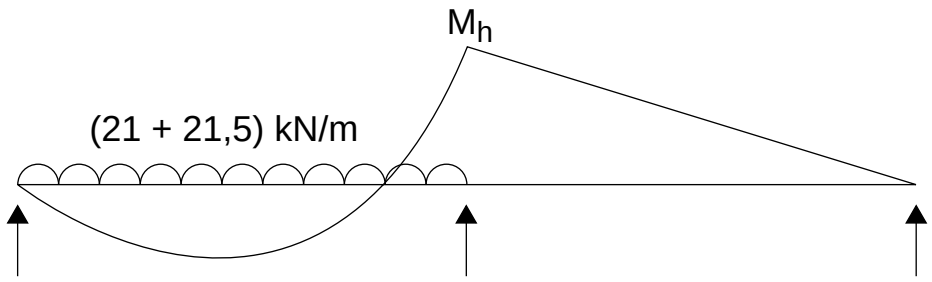
$$= \frac{61880 \times 10^4 \times 24{,}4}{174} \quad = 86800 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$W_{el,a}$ = I_1 /(h + h_a + h_c - z)

$$= \frac{61880 \times 10^4}{(400 + 50 + 80 \times 174)} \quad = 1740 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

4.4.2 Análisis Global

Considere un tramo cargado con una carga impuesta, particiones y techo; el otro tramo sin carga.



M_h = $0{,}063\ wL^2 = 0{,}063 \times 22{,}5 \times 12^2$ = 204 kNm

4.4.3 Tensión de tracción en el hormigón

$$\sigma_{ct} = M_h / W_{el.c} = \frac{204 \times 10^6}{86800 \times 10^3} = 2{,}35\ N/mm^2$$

Tensión límite = $0{,}15\ f_{ck} = 0{,}15 \times 25 = 3{,}75\ N/mm^2$

EC4 5.2.2(7)

Como $\sigma_{ct} < 0{,}15\ f_{ck}$, se ignora el efecto de la fisuración del hormigón en el momento del apoyo.

4.4.4 Tensión en el ala inferior de la sección de acero

$$\sigma_{ac} = M_h / W_{el.a} = \frac{204 \times 10^6}{1740 \times 10^3} = 117\ N/mm^2$$

Al final de la fase de construcción, la tensión = 105 N/mm^2 de la Sección 3.3

∴ Tensión total = 117 + 105 =222 N/mm^2

∴ Como la tensión total < f_y / γ_a, se ignora el efecto de la fluencia del acero estructural en el momento del apoyo.

EC4 5.2.2(8)

4.4.5 Flecha Asumiendo Conexión Completa

Para una viga sobre dos apoyos

$$\delta = \frac{5\,wL^4}{384\,EI} = \frac{5\times(22{,}5\times 12)\,12000^3\times 10^3}{384\times 130\times 10^{12}}$$

$$= 46{,}7 \text{ mm}$$

Factor de corrección para el momento de apoyo M_h

$$1-\frac{0{,}6\,M_h}{wL^2/8} = 1-\frac{0{,}6\times 204}{21{,}5\times 12^2/8} = 0{,}68$$

EC3 Tabla 4.1

$\therefore \delta_2 = 0{,}68\times 46{,}7 = 31{,}9$ mm (Tramo/376) VÁLIDO

4.4.6 Conexión Parcial

Grado mínimo de conexión por rasante:

EC4 5.2.2(5)

$N/N_f = 0{,}64 > 0{,}5$ de la Sección 4.2.2

$h_a = 50 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$

$\therefore$ Se ignoran los efectos de la conexión incompleta.

4.4.7 Flecha Total

Finalización de la construcción	δ_1	15,6 mm del apartado 3.3
Fase mixta	δ_2	31,9
Total		47,5 mm

EC3 Tabla 4.1

Vano/252 $\therefore$ VÁLIDO

4.4.8 Fisuración

EC4 5.3.1(4)

Clase de exposición 1: ambiente seco como, por ejemplo, el interior de un edificio para uso normal de vivienda u oficinas. El ancho de las fisuras no tiene influencia alguna sobre la durabilidad. Puede permitirse la formación de fisuras por flexión sin realizar intento alguno por controlar su ancho.

RESUMEN FINAL

Los problemas de cálculo de vigas mixtas sobre dos apoyos y vigas continuas han demostrado que los principios de conexión semirrígida por esfuerzo rasante conducen a una reducción significativa del número requerido de conectores. En el problema 1, con una losa de hormigón armado de peso normal, el nivel de armadura transversal es mayor que en el problema 2, con chapa perfilada y hormigón ligero.

Las proporciones de la viga mixta sobre dos apoyos son tales que los criterios de servicio a menudo controlan el cálculo. En ambos casos las flechas ocasionadas por la carga impuesta son relativamente altas, por lo que se requiere contraflecha para contrarrestar las altas flechas causadas por el propio peso de las vigas sin apuntalar. Alternativamente podría usarse una viga de canto mayor y pesada para limitar las flechas y evitar la contraflecha.

Para la viga mixta continua, el criterio crítico de cálculo es el pandeo lateral por torsión en la zona de momento negativo.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.5.1: Diseño para Estados Límite de Servicio - I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar criterios específicos de servicio dentro de un marco de estados límite; determinar las propiedades elásticas de la sección; introducir el comportamiento del hormigón dependiente del tiempo; comentar los factores que tiene influencia en la fisuración y en la flecha de las estructuras mixtas; y establecer los procedimientos “considerados satisfactorios” necesarios para comprobar la fisuración y la flecha.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de un Solo Vano
Lecciones 12.4:	Vigas Continuas

LECCIONES AFINES

Lecciones 9.8:	Vigas Arriostradas
Lecciones 9.9:	Vigas no Arriostradas
Lección 12.5.2:	Diseño para Estados Límite de Servicio II

RESUMEN

Se comentan los criterios de diseño según los estados límite de servicio. Se describe el análisis elástico de vigas mixtas sobre dos apoyos y continuas con respecto a las secciones fisuradas y no fisuradas. Se definen los estados límite de servicio por fisuración y deformación en un enfoque “explícito” y “considerados satisfactorios”.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Para que una estructura conserve su buen estado de uso, y para que su apariencia y durabilidad continúen siendo satisfactorias, es necesario tener en cuenta los "estados límite de servicio" durante su fase de diseño. Estos estados límite guardan relación con el comportamiento de una estructura como, por ejemplo, con la fisuración, deformación y vibración cuando se comprueban bajo condiciones normales de servicio.

Para el cliente, las consecuencias económicas de incumplimiento de los criterios de los estados límite de servicio pueden resultar tan severas como la rotura estructural. Como mínimo, es muy probable que este incumplimiento de los criterios de los estados límite de servicio cause mayores costes de mantenimiento y reparación. En algunos casos conllevará una pérdida de utilidad, durabilidad y, finalmente, el deterioro de la integridad de la estructura.

Los factores como, por ejemplo, la "vida útil" de la estructura (que puede variar dentro de amplios límites) y sus condiciones de exposición a los elementos, influenciarán los parámetros de los estados límite de servicio y sus valores de diseño. La clasificación de la "situación de proyecto" (definida en los Eurocódigos 1, 2, 3 y 4[1-4]) como permanente, transitoria o accidental, tendrá también un efecto sobre estos valores. Las situaciones transitorias, que se merecen una consideración especial desde el punto de vista de servicio, son aquellas que podrían, por ejemplo, darse durante la construcción.

1.2 Estados Límite de Servicio

1.2.1 Métodos explícitos

1.2.1.1 Criterios

Los criterios de los estados límite de servicio se pueden clasificar para estructuras mixtas como sigue:

(a) Deslizamiento en el plano de unión acero-hormigón, cuando se hace lo suficientemente importante para invalidar las comprobaciones de cálculo.

(b) Una tensión de compresión excesiva en el hormigón, causante de microfisuras y afectando su durabilidad.

(c) Fisuración excesiva en las zonas de tracción del hormigón.

(d) Deformaciones o flechas inaceptables, que afectan la estética o utilización eficaz de una estructura o causan daños en los acabados o en otros elementos no estructurales. Estas deformaciones se producen debido a la fisuración, fluencia y retracción; también por el deslizamiento, cuando sea significativo.

(e) Vibraciones que producen incomodidad o que afectan a elementos o equipamientos no estructurales.

Dentro de estas categorías se puede definir una variedad de estados límite, correspondientes a diferentes tipos y condiciones estructurales.

Algunos de los requisitos de los estados límite de servicio se satisfacen implícitamente - en base a los supuestos adoptados o a restricciones introducidas al proyectar la sección para dotarla de resistencia. Por esta razón, el Eurocódigo 4[4] no requiere la realización de comprobaciones específicas de tensiones de compresión en el hormigón bajo cargas de servicio y no es necesario comprobar el deslizamiento en el plano de unión acero-hormigón siempre que el diseño de la conexión por rasante se haya realizado en conformidad con el capítulo 6 del Eurocódigo 4. Además, no es necesario considerar la vibración en detalle para la mayor parte de los elementos mixtos.

Los estados límite de servicio, que se consideran de forma particular en esta lección, son los de deformación y fisuración excesivas. En el cálculo de una viga mixta para el estado límite de

servicio, es necesario demostrar que bajo condiciones de servicio ($\gamma_F = 1$) las flechas (δ) y la fisuración del hormigón (w) están limitadas. El valor de cálculo del efecto de las acciones E_d será inferior a (o igual que) el valor límite C_d.

1.2.1.2 Cálculo de E_d

El análisis elástico se utiliza para el cálculo de E_d (véase el Eurocódigo 4, apartado 5.2 y 5.3[4]).

1.2.1.3 Límites para C_d

Los límites correspondientes a flechas y fisuraciones se proporcionan en los Eurocódigos 2, 3 y 4 (véase el Eurocódigo 4, secciones 5.2 y 5.3[4]).

1.2.1.4 Procedimiento de cálculo

Se debe demostrar que:

$$E_d \leq C_d$$

E_d son los anchos calculados de la fisuración w o de la flecha δ.

C_d son los límites del ancho de la fisuración w_{lim} o de las flechas δ_{lim}.

1.2.2 Métodos “considerados satisfactorios”

Ocurre con frecuencia que la duración o la complejidad de los cálculos requeridos para la satisfacción explícita de los criterios de servicio no están garantizadas por la precisión obtenible. Por ejemplo, el cálculo detallado de la flecha, teniendo en cuenta la fluencia y la retracción, está basado en ciertos parámetros que son necesariamente aproximados: la rigidez de una sección fisurada de hormigón armado, por ejemplo, o los valores de los coeficientes de fluencia y retracción. Se debe, por lo tanto, atribuir un grado considerable de aproximación a la laboriosamente calculada flecha.

En esta lección se describen procedimientos simplificados para satisfacer los requisitos de los estados límite de servicio. En algunos casos, el procedimiento permite la utilización de criterios indirectos. Estos métodos simplificados reciben la denominación de métodos “considerados satisfactorios”. Son perfectamente adecuados para la mayor parte de las situaciones que se encuentran en el cálculo y se utilizan mucho en la práctica debido a su mayor facilidad de aplicación.

En la lección adjunta (lección 12.5.2) se presta una atención detallada a los criterios explícitos de los estados límite de servicio.

2. ANÁLISIS ELÁSTICO

2.1 Generalidades

Es necesario conocer las propiedades mecánicas y geométricas de la sección mixta para la realización del cálculos de deformaciones y tensiones de servicio. A nivel de tensión de servicio, se asume que el hormigón a compresión y el acero se comportan de forma linealmente elástica. Cuando el Eurocódigo 4[4] permite aplicar la rigidez a la flexión sin fisuración, $(EI)_1$ (véase el apartado 2.4), se podrá considerar que el hormigón a tracción no está fisurado. Cuando se deba utilizar la rigidez a la flexión de la sección fisurada, $(EI)_2$, se deberá ignorar la resistencia del hormigón a tracción.

Incluso después de que haya ocurrido la fisuración, la sección deriva cierta rigidez del hormigón. Esta "rigidización por tracción" se debe al hormigón sin fisurar entre fisuras. En esta lección este efecto no se tiene en cuenta en el cálculo de la rigidez de la sección. Sin embargo, se toma indirectamente en cuenta en el cálculo de anchos de fisuras y flechas.

El concepto de la "sección transformada o equivalente" se utiliza al calcular las propiedades de la sección mixta para verificar los estados límite de servicio. Utilizando este concepto, la sección mixta acero-hormigón se ve sustituida por una sección homogénea equivalente en acero. Para una sección sujeta a flexión positiva, el ala de hormigón del área A_c es sustituida por un ala ficticia de acero de área A_c/n, donde n es la relación modular o coeficiente de equivalencia (véase el apartado 2.2.4). El ala ficticia de acero tiene un ancho similar al del ala de hormigón (véase la figura 1). Las propiedades geométricas se calculan fácilmente para la sección equivalente y pueden obtenerse las deformaciones unitarias utilizando el módulo de elasticidad del acero. El coeficiente de equivalencia se utiliza de nuevo para calcular las tensiones elásticas del ala de hormigón de la sección mixta original, tal como se muestra en la figura 2.

2.2 Módulos de Elasticidad

2.2.1 Módulo de Young para el Acero

El valor del módulo de elasticidad para el acero estructural, E_a, se da como 210 x 10^3

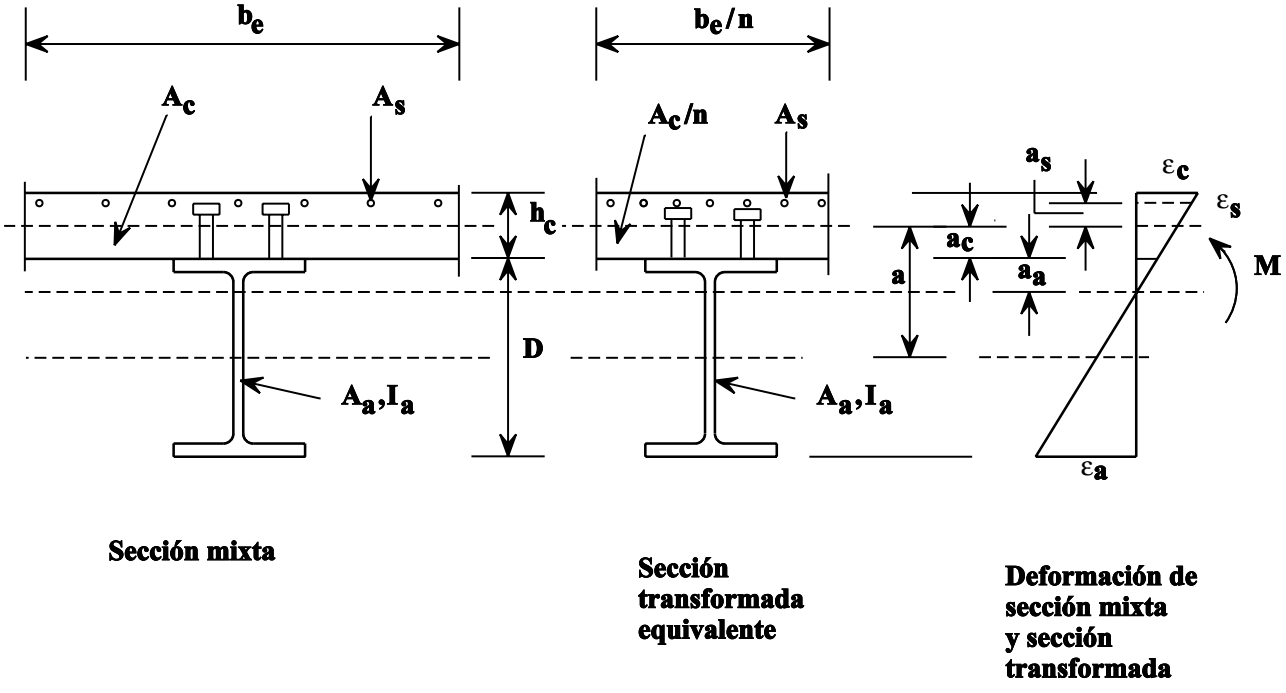


Figura 1 Cálculo en condiciones de servicio: la sección transformada

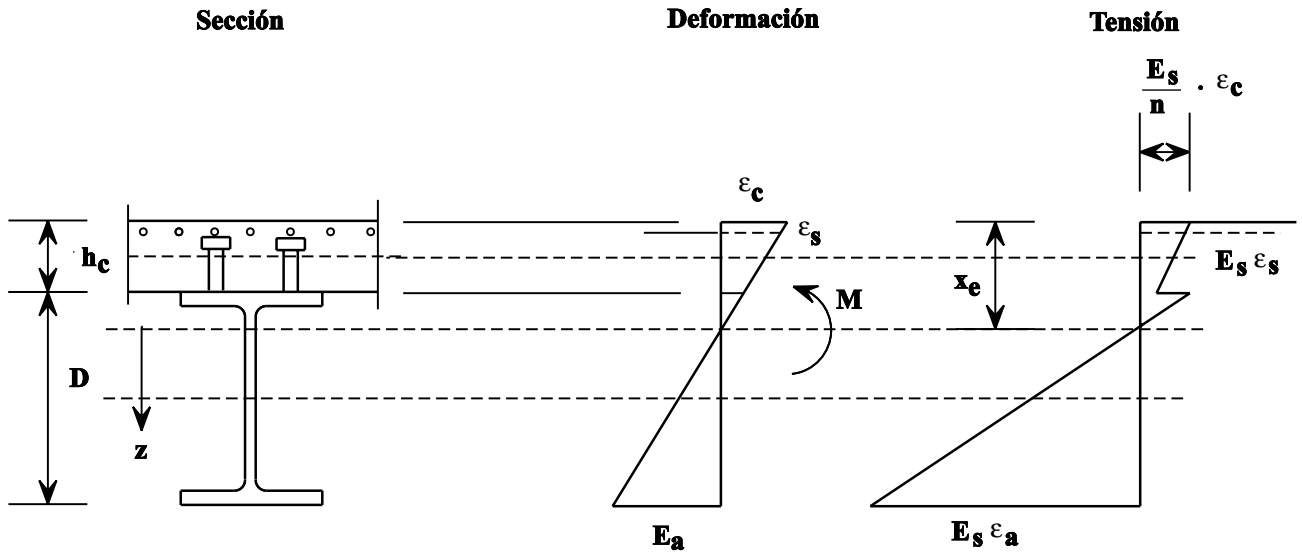


Figura 2 Deformaciones y tensiones elásticas en secciones mixtas

N/mm^2 en el Eurocódigo 4. El Eurocódigo 2[2] da un valor de 200 x 10^3 N/mm^2 para el módulo de elasticidad del acero de armadura, E_s. Para una mayor simplicidad se adopta el valor del Eurocódigo 4, 210 x 10^3 N/mm^2, en esta lección, tanto para el acero estructural como para el de armadura.

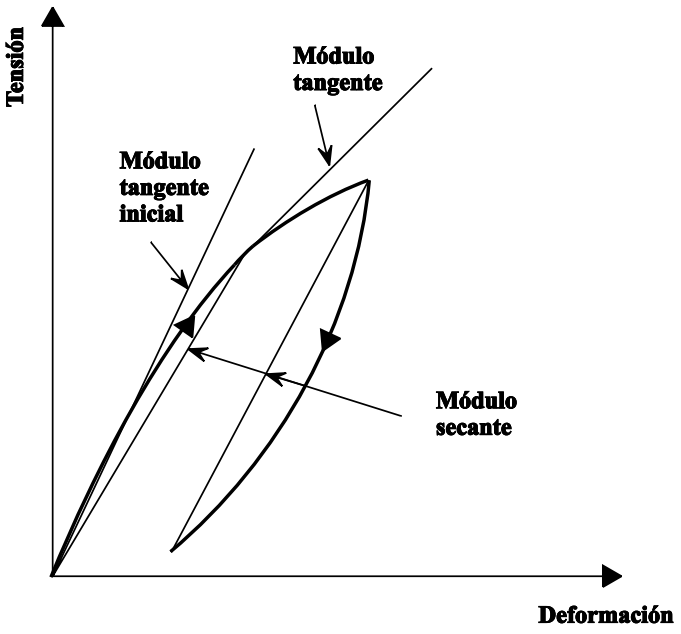


Figura 3 Curva tensión-deformación del hormigón, mostrando varios módulos

2.2.2 Módulo de Elasticidad del Hormigón - a Corto Plazo

El hormigón es un material no lineal e inelástico. No muestra un valor único o constante del módulo de elasticidad, tal como se muestra en la figura 3, y sufre deformación permanente cuando se retira la carga. Cuando se somete a una tensión constante, la deformación unitaria del hormigón aumenta con el tiempo -un fenómeno conocido como fluencia (véase la figura 4)-. También está sujeto a cambios de volumen causados por la retracción (o hinchazón) y por cambios de temperatura.

A pesar de esta carencia de linealidad, es necesario poder cuantificar la relación entre la tensión y la deformación unitaria para poder obtener una estimación realista de las deformaciones. En la figura 3 se muestran varios módulos elásticos. Estos son: un módulo tangente inicial; un módulo tangente correspondiente a un nivel determinado de tensión; un módulo secante y un módulo de “cuerda”. Se puede observar que varios valores de estos módulos dependen del nivel de tensión de referencia. Se ven, además, afectados por la relación de carga. El valor uti-

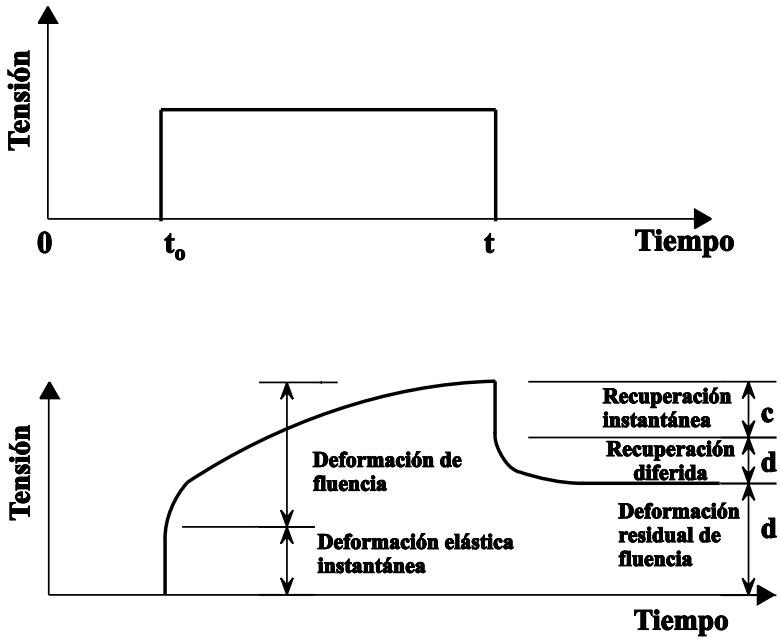


Figura 4 Fluencia en el hormigón

lizado en los códigos de cálculo es en general un módulo secante correspondiente a una tasa específica de carga.

Puede obtenerse de la tabla 1 una estimación del valor medio del módulo secante E_{cm} para cargas a corto plazo, correspondiente a

hormigones de peso normal, para la gama de resistencias de hormigón generalmente utilizada en la construcción mixta.

2.2.3 Módulo de Elasticidad del Hormigón -a Largo Plazo

La deformación dependiente del tiempo del hormigón se puede calcular tal como se describe en el apartado 2.2.4. Se proporciona información adicional en la lección 12.5.2 adjunta y en las secciones pertinentes del Eurocódigo 2[2].

2.2.4 Relación Modular (coeficiente de equivalencia)

En el cálculo de las propiedades geométricas de la sección y de las tensiones se hace referencia a la relación modular n. Esta es la

Clase de resistencia del hormigón (hormigón de peso normal) – según ENV206 (S.7.3.1.1) [5]		20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55
Resistencia característica a la compresión							
– cilindro	f_{ck}	20	25	30	35	40	45
– cubo	$f_{ck,cubo}$	25	30	37	45	50	55
Resistencia media asociada a la tracción	f_{ctm}	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8
Módulo secante de elasticidad	E_{cm}	29	30,5	32	33,5	35	36

Tabla 1 Resistencia característica a la comprensión, f_{ck} (N/mm^2 o GPa), la resistencia media asociada a la tracción, f_{ctm} (N/mm^2 o GPa) y el valor medio del módulo secante de la elasticidad para hormigón de peso normal, E_{cm} (kN/mm^2 o MPa).

relación E_a/E_c, en la que E_a es el módulo de elasticidad del acero y E_c es el del hormigón. El efecto de la relación modular en las tensiones se muestra en la figura 2.

Para el cálculo de los efectos a largo plazo en edificios y en puentes sin pretensado o contraflecha, se podrán obtener resultados suficientemente precisos utilizando un módulo efectivo para el hormigón, E_c', en el cálculo de la relación modular. El módulo efectivo es el módulo a corto plazo del hormigón modificado para tener en cuenta los efectos de la fluencia.

El Eurocódigo 4[4] proporciona tres conjuntos de valores para las relaciones modulares a corto y largo plazo. Estos valores se relacionan en la tabla 2, en orden de creciente simplicidad. Normalmente no es necesario utilizar el método (a) de dicha tabla, que implica el cálculo explícito del coeficiente de fluencia ϕ. La elección del método debería tener en cuenta el propósito del análisis y el nivel de exactitud que se requiera. En el Eurocódigo 4 se considera que el valor de la relación modular tiene una influencia mucho menor en la exactitud de los efectos de acciones calculados que en las tensiones o deformaciones calculadas. El método (c), que adopta el mismo valor alto de la relación modular para los efectos a corto y largo plazo podría ser, por lo tanto, utilizado convenientemente para el análisis global de las estructuras; lo que podría eliminar la necesidad de realizar análisis independientes para estas dos condiciones.

Se facilita información más detallada sobre fluencia en la lección 12.5.2 adjunta.

2.3 Propiedades Geométricas de la Sección

2.3.1 Introducción

Al considerar las propiedades geométricas de la sección mixta para su utilización en el análisis elástico parece existir una amplia variedad de opciones, dependiendo de:

Valor de la relación modular n (coeficiente de equivalencia)			
Opción	Efectos a corto plazo	Efectos a largo plazo	Comentarios
(a)	Módulo secante E_{cm} (tabla 1).	Varios, dependiendo de la calidad del hormigón.	Este método tiene en cuenta la calidad y la edad del hormigón.
(b)	6	18	Tiene en cuenta la calidad del hormigón, pero no su edad.
*(c)	15	15	No tiene en cuenta la calidad ni la edad del hormigón.

* Limitado a vigas cuyas secciones críticas correspondan a la clase 1 o 2.

Tabla 2 Valores a corto y largo plazo de la relación modular, n, como figuran en Eurocódigo 4[4].

- si el momento flector aplicado es positivo o negativo.
- si se toma en cuenta la armadura o no.
- la posición de la fibra neutra de la sección mixta, si se encuentra dentro del canto de la sección de acero o del ala de hormigón.

Sin embargo, en la práctica, sólo es necesario considerar un pequeño número de opciones. Para la sección sin fisurar, en flexión positiva, se ignora la contribución de la armadura a la rigidez de la sección; en cualquier caso, la cantidad proporcionada es a menudo nominal y generalmente no se conoce al principio del análisis. Se puede tener en cuenta la armadura si se está aplicando la sección sin fisurar en un área de flexión negativa. Sin embargo, el resultado será que, en el análisis inicial de una viga continua, la rigidez variará a lo largo de la longitud del elemento. Por lo tanto, para evitar una mayor complejidad en el análisis inicial, algunas veces es preferible ignorar la armadura en estas situaciones. A pesar de esto, para las secciones fisuradas es normal incluir el área de armadura a tracción.

2.3.2 Anchura Eficaz

Los conceptos de anchura eficaz y desfase de cortante se han introducido en la lección 12.3. Se utilizan valores similares en cálculos de estados límite de servicio, para las zonas de momento positivo y negativo.

2.3.3 Momento de Inercia

El momento de inercia para las secciones descritas en el apartado 2.3.1 es como sigue (véanse las figuras 1 y 2):

(a) **La sección sin fisurar**

(i) Caso general - incluyendo la armadura:

Tomando momentos alrededor de la fibra neutra de la sección de acero, con $A_c = b_e.h_c$ y con $A_t = A_a + (A_c/n) + A_s$:

$$(A_c/n) \cdot a + A_s \cdot (a + a_s) = A_t.a_a$$

dando:

$$a_a = ((A_c/n) \cdot a + A_s \cdot (a + a_s)) / A_t$$

El momento de inercia de la sección transformada (totalmente de acero) es:

$$I = I_a + (A_c/n) \cdot (h_c^2/12) + (A_c/n) \cdot a_c^2 + A_s \cdot (a_c + a_s)^2$$

(i) Sección sin fisurar - excluyendo la armadura:

Tomando momentos alrededor en la fibra neutra de la sección de acero, con $A_c = b_e.h_c$ y con $A_t = A_a + (A_c/n)$, esto se simplifica a:

$$(A_c/n) \cdot a = A_t.a_a$$

dando:

$$a_a = (A_c/n) \cdot a / A_t$$

El momento de inercia de la sección transformada (totalmente de acero) es entonces:

$$I = I_a + (A_c/n) \cdot (h_c^2/12) + (A_c/n) \cdot a_c^2$$

(b) **La sección fisurada**

La armadura se incluye en este caso y se ignora el área del hormigón a tracción (y su efecto rigidizador de tracción). Tomando momentos, como anteriormente, alrededor del centro de gravedad de la sección de acero, con $A_t = A_a + A_s$, entonces:

$$A_s \cdot (a + a_s) = A_t.a_a$$

dando:

$$a_a = A_s \cdot (a + a_s)) / A_t$$

El momento de inercia de la sección equivalente (totalmente de acero) es:

$$I = I_a + A_s \cdot (a_c + a_s)^2$$

2.3.4 Tensiones de Servicio

Los valores anteriores de I se utilizan para calcular las tensiones bajo condiciones de servicio. Por lo tanto, si $x_e = (a_c + h_c/2)$, las tensiones del hormigón en la fibra superior (t) de la sección sin fisurar son:

$$f_t = M.x_e/n.I$$

mientras que las tensiones de la fibra inferior (b) de la sección de acero son:

$$f_b = M.(D + h_c - x_e)/I$$

La tensión de servicio en la armadura de

Número del método	Rigidez para la aplicación en el análisis global elástico	Aspectos		Comentarios
		Redistribución	Reanálisis	
(a) FISURACIÓN				
C1	$(EI)_1$ en toda la extensión.	no	no	para utilización general
C2	$(EI)_1$ en toda la extensión; después utilice $(EI)_2$ adyacente a los soportes intermedios en los cuales $\sigma_{ct} > 0{,}15\ f_{ck}$, para cualquier condición de carga y vuelva a realizar el análisis.	no	sí	véase la nota 1
(b) FLECHAS				
D1	Inicialmente igual que el métododo anterior C1, es decir, $(EI)_1$, en toda su extensión; después en cada apoyo en el que $\sigma_{ct} > 0{,}15\ f_{ck}$, reduzca el momento flector en un 40% (y aumente los momentos de vano correspondientemente).	sí	no	véase la nota 2
D2	Al igual que el método anterior C2.	no	sí	para utilización general

Notas:
1. Sólo en condiciones favorables de exposición a los elementos.
2. Sólo en vigas con secciones de las clases 1, 2 y 3.

Tabla 3 Métodos de análisis estructural global para los estados límite de servicio de fisuración y flecha, de acuerdo con Eurocódigo 4[4].

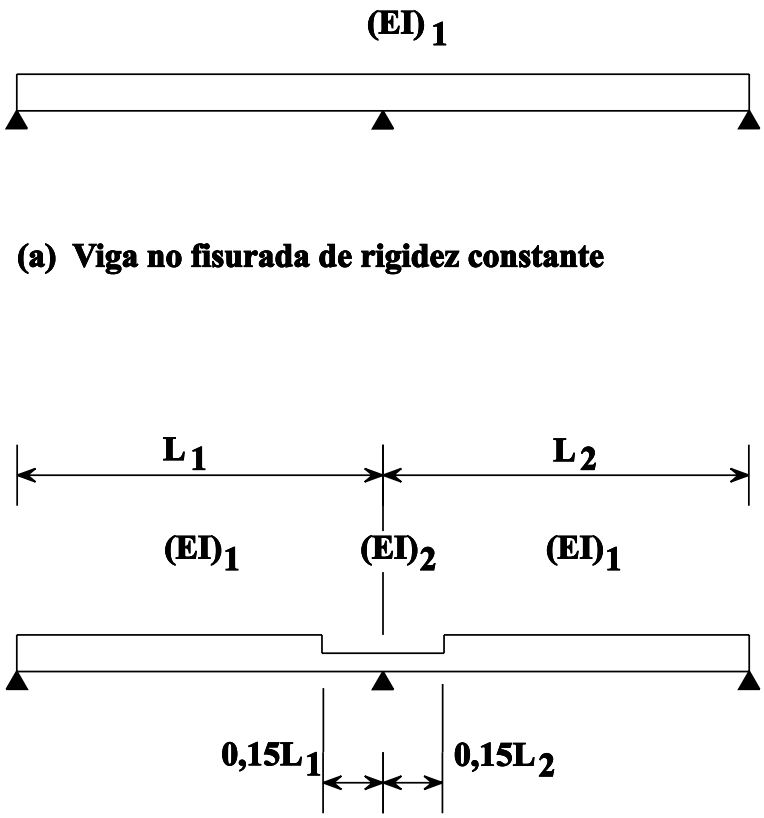


Figura 5 Cálculo en condiciones de servicio: rigidez de los elementos

acero es:

$$f_s = M.(a_c + a_s)/I$$

2.4 Rigideces de la Sección

Se hace referencia a los siguientes valores de rigidez de sección en el Eurocódigo 4[4]:

$(EI)_1$ es la rigidez de la sección sin fisurar, donde:

E es la E_a

I es el momento de inercia elástico de la sección de acero efectiva equivalente, calculado utilizando la relación modular a corto plazo.

Los cálculos están basados en el supuesto de que el hormigón a tracción no está fisurado y se puede considerar reforzado o sin reforzar.

$(EI)_2$ es la rigidez de la sección fisurada, donde:

E es E_a

I es el momento de inercia elástico de la sección de acero efectiva equivalente, calculado utilizando la relación modular a largo plazo. Se ignora el área de hormigón a tracción (y su efecto rigidizador de tracción) pero se toma en cuenta el correspondiente a la armadura de acero.

2.5 Vigas Mixtas sobre dos Apoyos y Continuas

En muchos casos se pueden efectuar comprobaciones de los estados límite de servicio sin necesidad de efectuar un análisis independiente. Pueden obtenerse los necesarios momentos flectores utilizando los resultados correspondientes al análisis del estado límite último.

En los casos en que se requiere un análisis independiente, las recomendaciones del Eurocódigo 4 sobre los modelos analíticos para la realización de comprobaciones de fisuración y flecha en vigas continuas se encuentran resumidos en la tabla 3.

Estos modelos analíticos se resumen gráficamente en la figura 5. El análisis se efectúa inicialmente asumiendo una rigidez uniforme del elemento (la de la sección sin fisurar, $(EI)_1$) en toda su extensión (véase la figura 5a). Si se requiere un nuevo análisis, se modifica la rigidez de la sección adyacente a los soportes a $(EI)_2$, tal como se muestra en la figura 5b.

3. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO: FISURACIÓN

3.1 Métodos Explícitos

En el hormigón armado, la fisuración es un componente normal y aceptable de su respuesta a las acciones estructurales. El hecho de que una gran parte de esta fisuración se produzca en las fases iniciales, cuando la resistencia del hormigón es baja y los índices de deformación unitaria causada por la retracción y la temperatura son altos, hace muy difícil eliminarlo completamente. Incluso cuando ya está fraguado, el hormigón se fisura a niveles relativamente bajos de deformación unitaria por tracción. La restricción de la deformación por tracción a un nivel en el que se podría evitar dicha fisuración implicaría una utilización muy poco económica de la armadura de acero.

Afortunadamente, la fisuración no necesita afectar los estados límite de servicio de una estructura. De hecho, puede ser de ayuda en la redistribución de los efectos de las acciones procedentes de zonas altamente tensionadas. Esta redistribución se puede utilizar para permitir el uso de secciones más económicas. La fisuración también tiene el efecto de neutralizar las tensiones residuales del elemento causadas por la retracción.

La fisuración es preocupante por su efecto potencial sobre la durabilidad y la apariencia de los elementos de hormigón armado. La durabilidad se ve afectada si la fisuración es lo suficientemente profunda como para permitir la entrada de humedad en la armadura. Es necesario considerar, sin embargo, que el recubrimiento de la armadura con hormigón poroso podría ser incluso más significativo en este respecto. En relación a su apariencia, la importancia de la fisuración estará obviamente relacionada a su visibilidad. La visibilidad de la fisuración variará dependiendo de factores como, por ejemplo, la textura superficial del hormigón y la distancia con respecto a posibles observadores. Las fisuras en las superficies expuestas pueden verse destacadas por acumulaciones de suciedad o por la lixiviación de materiales. De esta forma, fisuras muy pequeñas pueden llegar a ser visualmente molestas.

El ancho de la fisura variará con las acciones estructurales. Los anchos de las fisuras resultantes de cargas transitorias particularmente pesadas no son significativas en lo que a la durabilidad se refiere; más bien es el efecto de cargas persistentes (o “casi permanentes”) lo que es relevante en este sentido. Es necesario indicar también que las fisuras producidas por cargas esporádicas algunas veces se cierran de forma autógena.

Un objetivo general para controlar las fisuras es obtener una fisuración distribuida. Es preferible tener un gran número de fisuras pequeñas que un pequeño número de fisuras anchas.

En la lección 12.5.2 se trata en detalle el desarrollo de la fisuración en el hormigón armado y su control mediante el cálculo explícito del ancho de las fisuras. En esta lección se centra la atención en medidas de “control satisfactorio” para el control de fisuras, que son suficientes en la gran mayoría de los casos y que implican un volumen significativamente inferior de cálculo.

Independientemente del enfoque adoptado, es sumamente importante adoptar una práctica correcta de detalle, de acuerdo con el Eurocódigo 2, para el control satisfactorio de la fisuración.

3.2 Enfoque de “Control Satisfactorio”

El enfoque “del control satisfactorio” para la fisuración implica dos pasos:

(a) Cuando exista una probabilidad de que haya un nivel significativo de tracción causado por la restricción de la deformación (tanto si está combinada con carga directa o no), se debería proporcionar una cantidad mínima de armadura, suficiente para asegurar que dicha armadura siga siendo elástica cuando tenga lugar la fisuración inicial.

(b) Se deben limitar los diámetros y/o espaciamientos de las barras.

La aplicación práctica del apartado anterior (b) podría llevar a la provisión de más armadura de la que se contempla en (a).

Se podría seleccionar una disposición adecuada de armadura, tal como se describe a continuación, utilizando las tablas 4 y 5, que pretende asegurar que los anchos de las fisuras no sobrepasen de 0,3 mm en el hormigón armado. La lección 12.5.2 explica en qué están basadas estas tablas. Es necesario considerar que los cálculos de las áreas de armadura requeridas para el control de fisuras deberían ignorar cualquier tipo de contribución de las chapas perfiladas de acero. El método es el siguiente:

1. Para la fisuración causada principalmente por restricciones o arriostramientos:

(a) Utilizando la tabla 4, proporcione el mínimo de acero, basándose en $\sigma_s = f_{yk}$.

(b) Utilizando el área real de armadura proporcionada, calcule la tensión de servicio de la armadura teniendo en cuenta la rigidización por tracción, como sigue:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + 0,4\ (f_{ctm}.A_c/A_s)$$

Luego utilice la tabla 5 (pilar 2) para limitar el diámetro de la barra. Si desea utilizar un tamaño mayor de barra, será necesario reducir la tensión de servicio en la armadura al nivel correspondiente (utilizando la tabla 5, pilar 1) aumentando el área de armadura.

2. Para fisuras causadas principalmente por cargas:

Tensión en la armadura (MPa o N/mm^2)	Cuantía mínima requerida de acero de armadura (*) para los tipos siguientes de distribución de tensión al comenzar la fisuración: (**)	
450	0,0038	0,0054
400	0,0042	0,0060
360	0,0047	0,0067
320	0,0053	0,0075
280	0,0060	0,0086
240	0,0070	0,0100
200	0,0084	0,0120
160	0,0105	0,0150

(*) La cuantía es la relación de armadura A_s/A_c.

(**) Estos son valores mínimos, basados en $k_c = 0,7$; esto corresponde a $h_c/2z_n \geq 0,43$ en la ecuación 5,2 de la cláusula 5.3.3(2) de Eurocódigo 4, Parte 1[4]. En los casos intermedios entre 1 y 2 también se deberá hacer referencia a esta cláusula. El valor de f_{ctm} se ha tomado como 3 N/mm^2.

Tabla 4 Control de la fisuración: áreas de armadura mínima.

Tensión de servicio en la armadura (*) (MPa o N/mm^2)	Alternativa (i): Diámetro máximo de las barras	Alternativa (ii): Espaciado máximo de las barras
160	32	250
200	25	200
240	20	160
280	16	110
320	12	–
360	10	–
400	8	–
450	6	–

(*) Bajo cargas casi permanentes.

Tabla 5 Control de la fisuración - enfoque “considerados satisfactorios”: límites de tamaño y espaciado de las barras de armadura.

(a) Utilizando la tabla 4, proporcione el mínimo de acero basándose en $\sigma_s = f_{yk}$.

(b) Calculando la tensión de servicio en la armadura como en el anterior apartado 1(b), utilice la tabla 5 para limitar:

- el diámetro de la barra (pilar 2), o
- el espaciado de las barras (pilar 3).

Podría ser de nuevo necesario, como en 1(b), modificar el área de armadura si se deseara adoptar un diámetro determinado de barra.

Se debería tener en cuenta que la Parte I del Eurocódigo 4 Cláusula 5.3.3(3) sugiere que, en ciertas circunstancias, la armadura mínima podría reducirse o incluso eliminarse completamente.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: FLECHA

4.1 Métodos Explícitos

A causa de una variedad de factores, las flechas de elementos mixtos varían con respecto a los valores que se obtendrían con un sencillo modelo elástico. Estos factores incluyen:

- la variación continua en la rigidez de elementos, resultante de fisuraciones y variaciones en las áreas de acero de armadura.
- los efectos de la rigidización por tensión en las zonas fisuradas del hormigón armado.
- la variación, a lo largo del tiempo, del Módulo de Young para el hormigón.
- la retracción y fluencia del hormigón.
- la fluencia del elemento de acero, como podría ocurrir en los soportes de elementos continuos.
- el deslizamiento del plano de unión acero-hormigón.
- el desfase de cortante.
- la temperatura.

La dependencia del tiempo de algunos de estos factores significa que la secuencia real de la carga tendrá un efecto sobre las flechas finales y podría invalidar los procedimientos simples de cálculo basados en la superposición de efectos. Además, las propiedades del material (Módulo de Young, factor de fluencia, etc.) que se utilizan en el análisis dependerán de factores como, por ejemplo, la mezcla de hormigón utilizada realmente y los niveles de temperatura y humedad durante la vida inicial de la estructura.

Podrían reducirse las magnitudes de las flechas finales mediante contraflecha o apuntalamiento. Con la contraflecha se produce una ligera curvatura en la laminación de la sección de acero, opuesta en sentido a la causada por la carga permanente. Esta deformación podría ser lo suficientemente grande como para contrarrestar la deformación causada por su propio peso o por una proporción de la carga aplicada, más el propio peso del elemento mixto. Con el apuntalamiento, la viga de acero está soportada adicionalmente durante su construcción hasta que el hormigón haya alcanzado un porcentaje específico de su resistencia característica. El apuntalamiento asegura que la carga muerta del hormigón es sostenida por la sección mixta de mayor rigidez en lugar de por la sección de acero sola, lo que ocurre en la construcción sin apuntalamiento. La construcción con apuntalamiento permite la utilización de secciones de acero más ligeras. Sin embargo, es más susceptible a efectos de fluencia, a diferencia de la construcción no apuntalada, en la que el peso muerto del hormigón es soportado por la viga de acero y el componente permanente de la carga restante es a menudo pequeño.

A pesar de la variedad de parámetros que tienen una influencia sobre las flechas, es factible alcanzar una estimación de su magnitud utilizando medios relativamente sencillos.

En el cálculo de flechas de edificios, normalmente bastará con considerar las flechas existentes bajo combinaciones típicas de carga y asumir que esta carga es de larga duración.

4.1.1 Criterios

El estado límite de servicio se alcanza cuando una flecha alcanza un límite determinado por:

- idoneidad para el uso que se le pretende dar.
- daños a componentes no estructurales.
- flecha de la estructura o componentes más allá de los límites de aceptabilidad, por ejemplo, resultante en el estancamiento del agua de la lluvia o en un estética inaceptable.

u otras formas posibles de incapacidad de servicio.

4.1.2 Cálculo de la Flecha (E_d)

El Eurocódigo 4[4] requiere que el cálculo de las tensiones y deformaciones en el estado límite de servicio tome en cuenta los efectos de (véase el apartado 2):

- el desfase de cortante.
- una mayor flexibilidad resultante de una conexión incompleta en el plano de unión entre el acero y el hormigón.
- la fisuración y la rigidización por tensión del hormigón en las zonas de momento negativo.
- fluencia y retracción del hormigón.
- fluencia del acero, especialmente cuando se utiliza la construcción no apuntalada.
- fluencia de la armadura en las zonas de momento negativo.

4.1.3 Límite de la Flecha (C_d)

Los límites recomendados en el Eurocódigo 3[3] para la construcción de forjados y cubiertas en edificios son los que se detallan en las tablas 6 y 7. Estos límites se expresan en términos de longitud de vano o voladizo, según resulte apropiado. Los componentes de flecha δ_b y δ_{max} se muestran en la figura 6.

En los puentes, el cálculo de las flechas normalmente es necesario sólo cuando:

- puedan correr riesgo las alturas de gálibo especificadas.
- pueda haber dificultad con el drenaje de las aguas de superficie.
- el método de construcción requiera un control cuidadoso del perfil.

4.1.4 Procedimiento de Cálculo

Las flechas causadas por las cargas aplicadas al elemento de acero actuando independientemente deberán calcularse de acuerdo con el Eurocódigo 3[3]. El análisis elástico del elemento

Componente de flecha		Vano continuo o viga sobre dos apoyos	Vano en voladizo
δ_b	Flecha adicional positiva debida a acciones variables, más deformaciones eventuales dependientes del tiempo causadas por cargas permanentes y semi permanentes:		
	– en general	0,003	0,006
	– para forjados y vigas que soportan particiones quebradizas	0,002 ó 15 mm	0,004 ó 10 mm
δ_{max}	Flecha, en el estado final cuando puede afectar la apariencia de un edificio	0,004	0,008

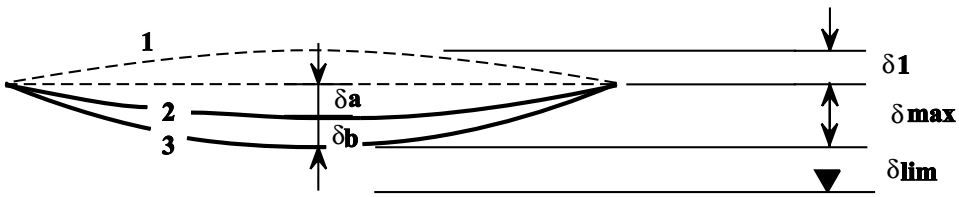
Tabla 6 Valores límites para las flechas de los forjados en edificios tal como se dan en Eurocódigo 3[3].

Componente de flecha		Vano continuo o viga sobre dos apoyos	Vano en voladizo
δ_b	Flecha adicional positiva debida a acciones variables, más deformaciones eventuales dependientes del tiempo causadas por cargas permanentes y semi permanentes (*):		
	– en general	0,004	0,008
	– si la cubierta soporta con frecuencia el peso de personal aparte del de mantenimiento	0,003	0,006
δ_{max}	Flecha, en el estado final, si es necesario garantizar la evacuación correcta del agua de lluvia (**)	0,004	0,008

(*) Medido perpendicularmente al plano de la cubierta.
(**) Siempre que el ángulo de la cubierta no sea inferior al 1,5%; en caso contrario sería necesario realizar cálculos.

Tabla 7 Valores límite para las flechas de cubiertas de edificios como indica el Eurocódigo 3[3].

mixto puede efectuarse utilizando uno de los métodos relacionados en la tabla 3. Los factores que requieren consideración se encuentran resumidos en la tabla 8, junto con las prescripciones asociadas del Eurocódigo 4.



Elementos de la deformada		
Estado de cargas		
1	**δ1**	**Contraflecha**
2	**δa**	**Deformada bajo cargas permanentes inmediatamente después de cargar**
3	**δb**	**Deformada adicional bajo carga variable más deformada función del tiempo**

Figura 6 Elementos de la deformada que requieren comprobación

Ele-mento	Factor que afecta a las flechas	Prescripción de Eurocódigo 4 (véanse las secciones 4.2 y 5 de Eurocódigo 4: Part. 1)
(a)	Deslizamiento en el plano de unión acero-hormigón.	Se puede ignorar cuando el cálculo de la conexión por rasante está conforme con el capítulo 6 del Eurocódigo 4.
(b)	Desfase de cortante.	Normalmente puede ignorarse: tenido en cuenta en el cálculo de la anchura eficaz (véase la cláusula 4.2.2 de Eurocódigo 4: Parte 1).
(c)	Fisuración del hormigón.	Tenida en cuenta en los métodos de análisis descritos en la tabla 3 de esta lección.
(d)	Fluencia local del acero en elementos continuos, sobre soportes.	Especialmente en construcción sin apuntalar: con vigas sin apuntalar (aparte de voladizos) en edificios, se puede tener esta factor en cuenta dividiendo por la mitad el momento flector en el soporte –determinado mediante los métodos descritos en la tabla 3– y efectuando incrementos correspondientes a los momentos flectores en el centro del vano.
(e)	Fluencia.	En elementos mixtos sometidos a cargas permanentes, es necesario tener en cuenta la fluencia del hormigón. Esto se podría hacer: (i) De forma explícita, de acuerdo con los procedimientos descritos en Eurocódigo 2. (ii) En puentes sin pretensado o contraflecha y en edificios, utilizando módulos efectivos para el hormigón E_c' en los cálculos de la relación de equivalencia n y de las rigideces de las secciones (véase la tabla 2). (iii) Para una mayor simplificación, para vigas con secciones transversales críticas sólo en las clases 1 y 2 (que no están pretensadas por medio de cables de acero ni tienen contraflecha) utilizando un valor sencillo adecuado para la relación de equivalencia n y de rigideces de sección para los efectos a corto y largo plazo [opción (c) de la tabla 2].

(continúa en la página siguiente)

Tabla 8 Factores que afectan a la flecha: prescripciones [4] en Eurocódigo 4.

(viene de la página anterior)

Ele-mento	Factor que afecta a las flechas	Prescripción de Eurocódigo 4 (véanse las secciones 4.2 y 5 de Eurocódigo 4: Part. 1)
(f)	Retracción.	En vigas calculadas estáticamente en edificios, se debería incluir el efecto de la curvatura causada por la retracción del hormigón cuando la relación entre el vano y el canto total de la viga sea alta y la retracción libre prevista del hormigón sobrepase 400 x 10E-6. Véase la tabla 9 para estimaciones de deformaciones unitarias a largo plazo libres de retracción.
(g)	Temperatura.	No hay requisitos específicos de estados límite de servicio en Eurocódigo 4.

Tabla 8 Factores que afectan a la flecha: prescripciones [4] en Eurocódigo 4.

Localización del elemento	Humedad relativa (%)	Tamaño nominal $[2A_c/u$ (mm)]	
		150	600
Interior	50	$0{,}60 \times 10^{-3}$	$0{,}50 \times 10^{-3}$
Exterior	80	$0{,}33 \times 10^{-3}$	$0{,}28 \times 10^{-3}$

Donde: A_c área de la sección transversal del hormigón.
u perímetro de ese área.

Se permite la interpolación lineal entre los valores de la tabla 9 (véase el capítulo 3.1.2 de Eurocódigo 2 para más detalles).

Tabla 9 Deformaciones unitarias de la retracción final $\varepsilon_{cs\infty}$ de hormigón de peso normal según Eurocódigo 2[2].

5. RESUMEN FINAL

Debe comprobarse el estado límite de servicio al calcular vigas mixtas sobre dos apoyos y continuas. Los puntos principales a tener en cuenta son:

1. La utilización de un enfoque "explícito" o "considerados satisfactorios".

2. Los criterios principales de cálculo son la flecha, el control del ancho de las fisuras y la limitación de las tensiones.

3. Para los cálculos elásticos en las zonas de momento positivo se puede asumir una sección no fisurada, con o sin armaduras.

4. En las zonas de momento negativo se deberán asumir secciones fisuradas.

5. Se debe incluir la influencia de la retracción y fluencia del hormigón y de la temperatura.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 1: "Basis of Design and Actions on Structures", CEN (en preparación).

[2] Eurocódigo 2: "Design of Concrete Structures": ENV 1992-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[3] Eurocódigo 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[4] Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, (en prensa).

[5] ENV 206 "Concrete-Performance, Production, Placing and Compliance Criteria", CEN.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Dowling, P. J., Knowles, P., Owens, G. W., Structural Steel Design, 1988.

2. Johnson, R. P., Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, 1975, Constrado Monographs.

3. Johnson, R. P., Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 2, 2nd Edition 1986, Constrado Monographs.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.5.2: Diseño para Estados Límite de Servicio - II

OBJETIVO

Comentar, con mayor detalle, los criterios de estados límite de servicio introducidos en la lección 12.5.1; desarrollar los efectos de fluencia y retracción del hormigón; describir el desarrollo de la fisuración y examinar, en detalle, los requisitos de los estados límite de servicio del Eurocódigo 4 para las estructuras mixtas [1].

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de Un Solo Vano
Lecciones 12.4:	Vigas Continuas
Lección 12.5.1:	Diseño para Estados Límite de Servicio I

LECCIONES AFINES

Lecciones 9.8:	Vigas Arriostradas
Lecciones 9.9:	Vigas no Arriostradas

RESUMEN

La lección proporciona información general sobre la fluencia, retracción y fisuración del hormigón para que el estudiante pueda autoorientarse con la bibliografía disponible.

El diseño del estado límite de servicio para la fisuración se comenta con todo detalle utilizando dos enfoques diferentes: El método de “Control satisfactorio” y el “Explícito”.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección proporciona información básica adicional sobre algunos aspectos de la construcción mixta ya comentados en la lección 12.5.1. Trata, de forma específica, de la fluencia, retracción y fisuración del hormigón. No es posible, dentro de los límites de esta lección, tratar estos temas en profundidad - especialmente la fluencia; en su lugar, se pretende proporcionar la información suficiente para permitir a los estudiantes auto-orientarse hacia la bibliografía disponible.

2. FLUENCIA Y RETRACCIÓN

2.1 Generalidades

Además de la carencia de linealidad demostrada bajo cargas a corto plazo (apartado 2.2.2 y figura 1 de la lección 12.5.1), el hormigón muestra una respuesta variable a lo largo del tiempo a las cargas permanentes. El aumento de deformación que tiene lugar, a lo largo del tiempo, bajo la acción de una tensión permanente recibe el nombre de fluencia (figura 1a). Es necesario tener en cuenta que, en el momento de descarga, la recuperación no es instantánea ni completa, sino que comprende una porción instantánea, seguida, a lo largo de un período de tiempo, de una recuperación diferida. Al final de esta recuperación queda una fluencia residual. Otro fenómeno, también relacionado con la fluencia, es la relajación de la tensión bajo deformaciones constantes sostenidas (figura 1b).

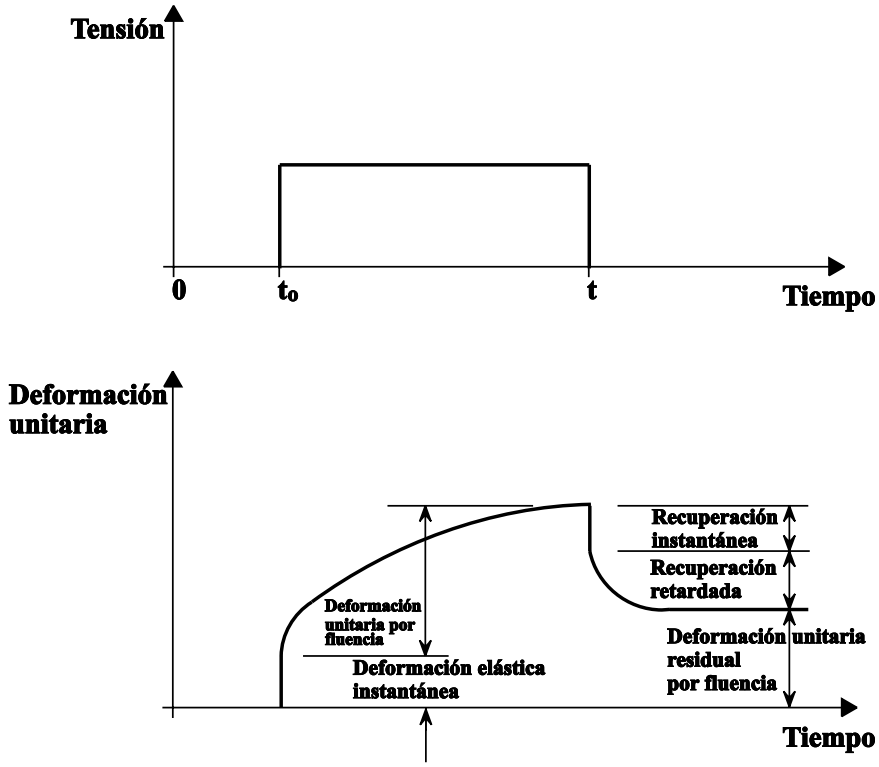


Figura 1a Fluencia y recuperación: tensión constante sostenida durante el período ($t-t_0$)

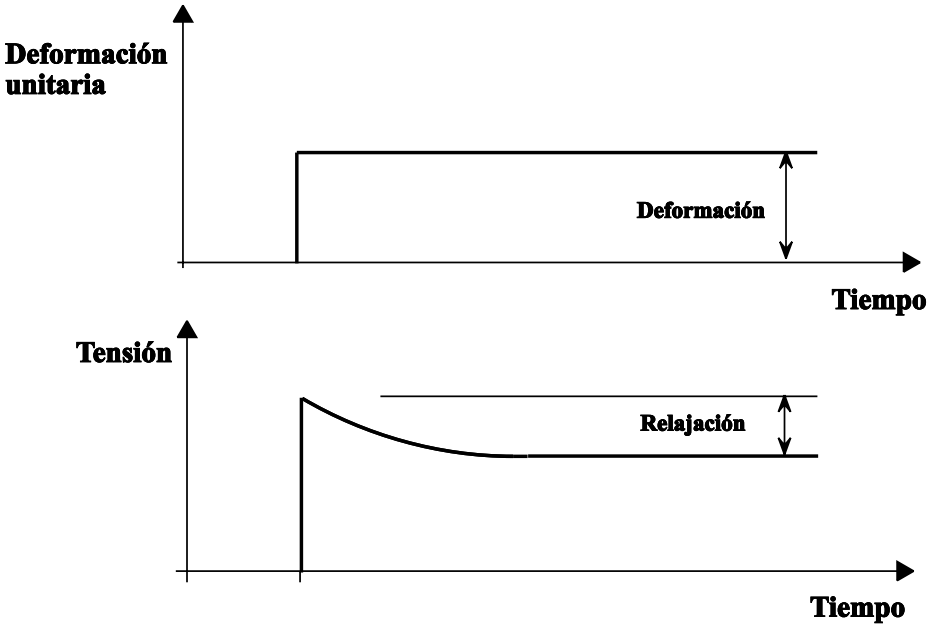


Figura 1b Relajación de la tensión

Incluso ante la ausencia de carga aplicada, el hormigón queda sujeto a procesos de deformación causados por variaciones de volumen resultantes de los cambios en su contenido de agua, de los procesos químicos a largo plazo que tienen lugar dentro de la pasta del cemento y de la dilatación térmica. El cambio más significativo entre éstos es la retracción, que es la reducción del volumen del hormigón causada por la pérdida de agua por evaporación o

hidratación del cemento, o por carbonatación. El efecto opuesto es la hinchazón del hormigón durante su hidratación. La hinchazón del hormigón normalmente es de un orden de magnitud menor que la retracción y no suele afectar al cálculo.

La importancia de estos cambios de volumen se debe al hecho de que normalmente están limitados total o parcialmente, por lo que producen tensiones de tracción y fisuración. El cambio resultante de rigidez influirá a su vez en las deformaciones.

La fluencia y la retracción son fenómenos relacionados. Estas deformaciones unitarias retrasadas del hormigón cargado o descargado pueden considerarse como dos aspectos de un sólo fenómeno físico.

2.2 Fluencia

2.2.1 Fluencia: Factores que intervienen

En el hormigón hecho con áridos de peso normal, la fluencia tiene lugar en la pasta endurecida de cemento y su efecto es resistido por los áridos. Los factores materiales y ambientales que afectan a la fluencia son:

- la composición del hormigón.
- la tasa de endurecimiento del hormigón.
- las dimensiones del elemento
- la humedad ambiente.
- la temperatura ambiente.

Además, la magnitud de las deformaciones por fluencia se ve afectada por la edad del elemento en el momento de su carga, la duración de aplicación de la carga y el nivel de tensión.

Las teorías de fluencia, normalmente aplicadas a estructuras de hormigón, asumen que la deformación unitaria por fluencia varía linealmente con la tensión. Éste es un supuesto simplificador razonable para niveles normales de tensión de servicio.

Consulte los textos estándar sobre tecnología del hormigón para obtener un comentario detallado sobre los factores que afectan al desarrollo de la fluencia.

2.2.2 Funciones de Fluencia Φ y Coeficiente de Fluencia ϕ

2.2.2.1 Definiciones

La fluencia se describe convencionalmente mediante referencia a una función y a un coeficiente de fluencia. La función de fluencia, $\Phi(t, t_0)$, hace referencia a la deformación unitaria total -deformación unitaria elástica instantánea y deformación por fluencia- en un momento determinado, bajo la acción de una tensión unitaria constante (figura 2a). El coeficiente de fluencia $\phi(t, t_0)$, es la proporción entre la componente de fluencia de esta deformación y el componente elástico instantáneo (figura 2b).

La función de fluencia puede expresarse como la suma de una deformación unitaria elástica instantánea y una fluencia específica tal como sigue:

$$\Phi(t, t_0) = 1/E_c(t_0) + C(t, t_0)$$

donde:

- $\Phi(t, t_0)$ es la función de fluencia en el momento t, relacionada a una tensión unitaria aplicada en el momento t_0.
- $E_c(t_0)$ es el módulo longitudinal de deformación del hormigón en el momento t_0.
- $C(t, t_0)$ es la fluencia específica en el momento t, resultante de una tensión unitaria aplicada en el momento t.
- t_0 es la edad del hormigón en el momento de su carga, medida (al igual que t) en días de endurecimiento.

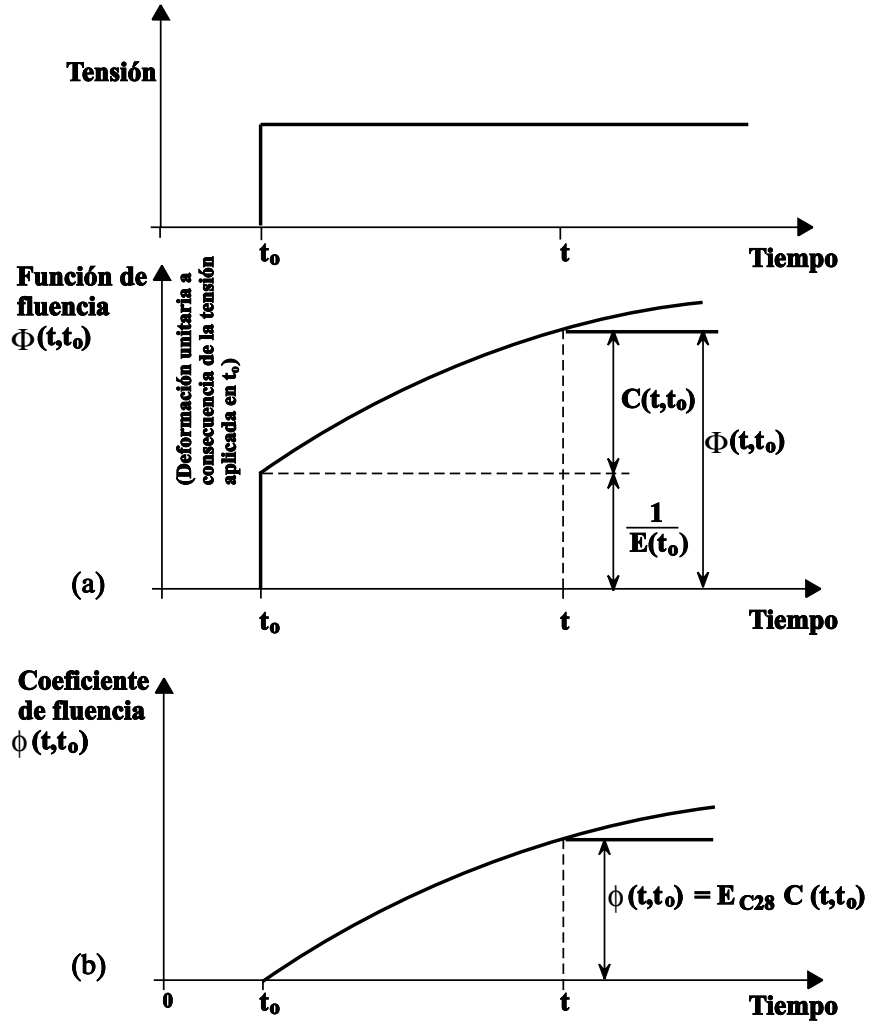


Figura 2 Función de fluencia $\Phi(t,t_0)$ y coeficiente de la fluencia $\phi(t,t_0)$

o, en términos de un coeficiente de fluencia:

$$\Phi(t, t_0) = 1/E_c(t_0) \cdot (1 + \phi(t, t_0))$$

donde el coeficiente de fluencia es:

$$\phi(t, t_0) = E_c(t_0) \cdot C(t, t_0)$$

En ocasiones se hace referencia a un coeficiente "normalizado" de fluencia como, por ejemplo, el (coeficiente de fluencia) calculado en base al módulo de elasticidad (o deformación instantánea) a 28 días y denominado $\phi_{28}(t, t_0)$. En este caso:

$$\Phi(t, t_0) = 1/E_c(t_0) + \phi_{28}(t, t_0)/E_{c28}$$

donde E_{c28} es el módulo de elasticidad a 28 días, y donde

$$\phi_{28}(t, t_0) = \phi(t, t_0) \cdot E_{c28}/E_c(t_0)$$

2.2.2.2 Fluencia: Fórmulas Alternativas

Dado que se trata de un fenómeno complejo, existe una diversidad considerable en los enfoques para la formulación de la función de fluencia para el hormigón. Esta diversidad surge de esfuerzos realizados, por una parte, para describir con un mayor nivel de precisión las varias facetas del fenómeno -el efecto de la edad en el momento de carga, el efecto de la duración de la carga, la respuesta diferida en el momento de descarga- y, por otra parte, de los esfuerzos para evitar un nivel de complejidad de cálculo que no corresponda con el nivel de precisión obtenible. Es necesario recordar que los datos básicos de fluencia en los que se basan estos cálculos rara vez serán precisos, por lo que incluso cálculos meticulosos reflejarán esta falta de exactitud. En el Eurocódigo 2, cláusula 2.5.5.1[2] se establece que la precisión de los procedimientos utilizados para calcular los efectos de fluencia y retracción deberían ser coherentes con:

- la fiabilidad de los datos disponibles que describen estos fenómenos, y
- la importancia de los efectos sobre el estado límite considerado.

Generalmente, la fluencia se simula de una de dos formas: por una parte se puede simular como el producto de dos funciones que representan la edad en el momento de la carga y la duración de dicha carga (las recomendaciones CEB-FIP de 1970, así como el Código ACI de

1971 utilizaban esta formulación); por otra parte puede simularse, como la suma de un número de componentes, instantáneos y dependientes del tiempo, reversibles o irreversibles. Estos componentes típicos son:

instantáneos - elásticos (reversible)

dependientes del tiempo - de elasticidad diferida (reversible)

- flujo (irreversible)

Se introduce un término adicional -para la fluencia inicial- en el Método [3] del Código del Modelo CEB-FIP.

Varios métodos disponibles en la bibliografía son:

1. Método del Módulo Efectivo (EM-effective modulus) (Faber 1927).
2. Método de la Tasa de Fluencia (RC-rate of creep) (Glanville 1930, Whitney 1932, Dischinger 1937).
3. Método de la Tasa de Flujo (RF-rate of flow) (England and Illston 1965).
4. Método Dishinger Mejorado (ID-improved Dishinger) (Nielson 1970, Rusch, Jungwirth and Hilsdorf 1973).
5. Método del Código del Modelo CEB/FIP de 1978[3].

Para obtener un comentario detallado de estos métodos y otros debería consultar bibliografía especializada en la fluencia del hormigón.

El enfoque presentado en esta lección está basado en el Eurocódigo 2[2].

2.2.2.3 Fluencia: Formulación de Eurocódigo 2

El tratamiento de la fluencia, dado en Eurocódigo 2[2], está basado en la teoría lineal, que permite la superposición de las deformaciones por fluencia causadas por las fracciones de tensión aplicadas en momentos diferentes. Las hipótesis sobre fluencia que contiene este documento están relacionadas con hormigón al que se le ha permitido endurecerse bajo condiciones ambientales constantes y que ha estado sometido a una tensión de compresión que no supere $0{,}4f_{ckj}$ a una edad j. Este límite de tensión comprende la gama de valores encontrada en la gran mayoría de estructuras de hormigón bajo condiciones de servicio.

En este código, la fluencia se describe mediante un coeficiente de fluencia, tal como ya se ha definido en el apartado 2.2.2.1, y la deformación total se describe mediante una función de fluencia. El coeficiente de fluencia corresponde al valor “normalizado” - $\phi_{28}(t, t_o)$ - al que se ha hecho referencia con anterioridad y que, para una mayor conveniencia, se denominará sencillamente $\phi\ (t, t_0)$ en el resto de esta lección.

En Eurocódigo 2[2] se expresa el coeficiente de fluencia como un producto de varios componente que adoptan la forma:

$$\phi\ (t, t_0) = \phi_{RH}.\beta\ (f_{cm}).\beta(t_0).\beta_c(t\text{-}t_0)$$

La importancia de cada componente se resume a continuación:

Componente:	Teniendo en cuenta:
ϕ_{RH}	• La humedad relativa del entorno.
$\beta\ (f_{cm})$	• La resistencia del hormigón.
$\beta\ (t_o)$	• La edad en el momento de aplicar la carga.
$\beta_c\ (t-t_o)$	• El desarrollo de la fluencia a lo largo del tiempo, después de aplicar la carga.

La deformación total en un momento t debida a la tensión σ_o aplicada en el momento t_0 viene dado por:

$$\varepsilon_{tot}\,(t, t_0) = \sigma_o.\phi(t, t_0)$$

O, en el caso más general:

$$\varepsilon_{tot}\,(t, t_0) = \varepsilon_n\,(t) + \sigma_o.\phi(t, t_0) + \Sigma\sigma\Delta(t_i).\phi(t,t_i)$$

En esta expresión:

$\varepsilon_n\,(t)$ indica una deformación impuesta independiente de las tensiones causadas, por ejemplo, por los efectos de la retracción o de la temperatura.

$\Delta\sigma\,(t_i)$ indica variaciones de tensión aplicadas en el momento t_i, posterior a t_0.

Esto se expresa algunas veces de forma diferente, incorporando un coeficiente de envejecimiento χ:

$$\varepsilon_{tot}\,(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0).\phi(t,t_0) +$$

$$(\sigma(t)-\sigma(t_0)) \,.\, (1/E_c(t_0) + \chi.\phi(t, t_0)/E_{c28})$$

donde el valor del coeficiente de envejecimiento, χ, depende del desarrollo de la deformación con el paso del tiempo. En muchos casos este valor se puede tomar como 0,8.

Cuando las tensiones del hormigón varían sólo ligeramente, podrán calcularse las deformaciones utilizando un módulo efectivo de elasticidad:

$$E_{c,eff} = E_c(t_0)/(1 + \phi(t, t_0))$$

para lo que se pueden tomar los valores de ϕ de la tabla 1.

Edad en el momento t_o días	Tamaño nominal 2 A_c/u (en mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Condiciones atmosféricas secas (interior) (RH = 50%)			Condiciones atmosféricas húmedas (exterior) (RH = 80%)		
1	5,4	4,4	3,6	3,5	3,0	2,6
7	3,9	3,2	2,5	2,5	2,1	1,9
28	3,2	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,6	2,1	1,6	1,6	1,4	1,2
365	2,0	1,6	1,2	1,2	1,0	1,0

Tabla 1 Coeficiente final de fluencia $\phi\,(\infty, t_0)$ del hormigón de peso normal.

En esta tabla puede observarse que la fluencia es sustancialmente mayor en condiciones atmosféricas secas, y para hormigón de temprana edad, en el momento de la carga.

2.3 Retracción

La retracción es el acortamiento que ocurre en el hormigón - independientemente de los efectos de la carga externa o de cambios en la temperatura ambiente - mientras está teniendo lugar su endurecimiento. La deformación causada por la retracción, ε_{cs}, que se desarrolla en un intervalo de tiempo $(t-t_0)$ viene dado en

Eurocódigo 2[2] por medio de la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cs}\,(t, t_s) = \varepsilon_s\,(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}.\beta_s(t-t_s)$$

en el que los componentes tienen el significado siguiente:

Componente:	Teniendo en cuenta:
$\beta\,(f_{cm})$	• La resistencia del hormigón.
β_{RH}	• Las condiciones ambientales.
$\beta_s\,(t-t_s)$	• El desarrollo de la retracción en el tiempo.

Debe consultarse el Eurocódigo 2 para obtener los valores de estos parámetros. Cuando una estimación menos precisa sea suficiente, podrán utilizarse los valores que se proporcionan en la tabla 2.

Localización del elemento	Humedad relativa (%)	Tamaño nominal $[2A_c/u$ (mm)]	
		150	600
Interior	50	$0{,}60 \times 10^{-3}$	$0{,}50 \times 10^{-3}$
Exterior	80	$0{,}33 \times 10^{-3}$	$0{,}28 \times 10^{-3}$

Donde: A_c área de la sección transversal del hormigón.
u perímetro de ese área.

Se permite la interpolación lineal entre los valores de la tabla 9 (para más información véase la cláusula 3.1.2 de Eurocódigo 2[2]).

Tabla 2 Deformaciones unitarias de la retracción final $\varepsilon_{cs\infty}$ de hormigón de peso normal según Eurocódigo 2.

2.4 Métodos de Análisis para la Fluencia y la Retracción

Las teorías de fluencia y retracción, desarrolladas para el hormigón armado, requieren un ajuste antes de que se puedan aplicar a una viga mixta. Ello se debe al efecto sustancial que la viga de acero tiene sobre el comportamiento de la sección. La diferencia entre los efectos de la fluencia y los de la retracción en una viga sobre dos apoyos sin apuntalar se muestra en la figura 3, en términos de una relación modular modificada.

La figura 4 muestra los efectos de la retracción sobre una viga mixta. Inicialmente, se permite que el ala de hormigón se contraiga libremente, sin experimentar restricción alguna por parte de la viga de acero (figura 4). Luego se aplica una fuerza de tracción N_{SH} al ala de hormigón para devolverle su longitud original. El valor de este esfuerzo es:

$$N_{SH} = A_c.E_c.\varepsilon_{cs}\,(t, t_0)$$

Asumiendo que las tensiones se encuentran en el rango elástico, la tensión del hormigón es entonces:

$$\sigma_c = N_{SH}/A_c$$

y en la sección de acero:

$$\sigma_s = 0$$

Al llegar a esta fase se considera que la conexión entre la viga de acero y el ala de hor-

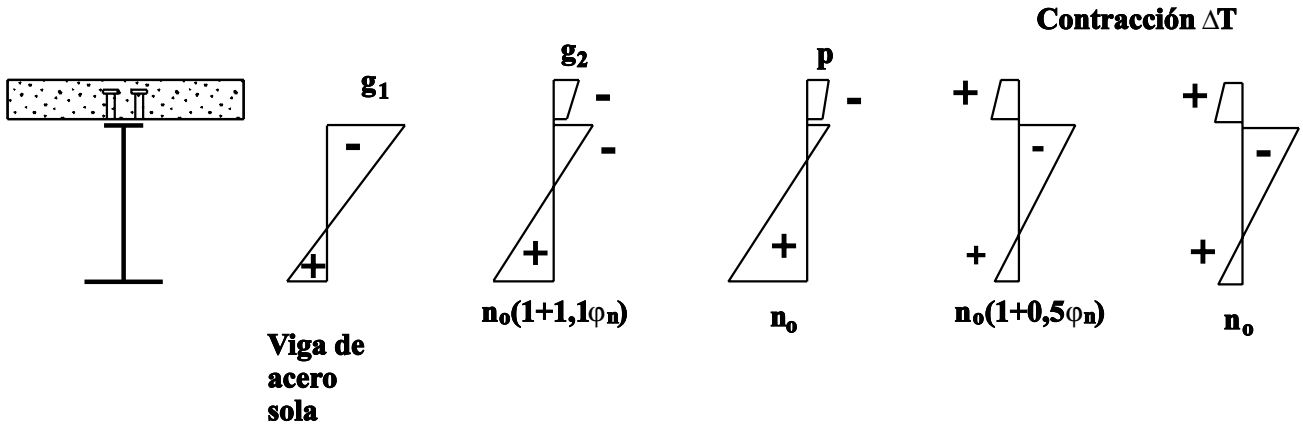


Figura 3 Tensiones de servicio en una viga mixta, considerando los efectos de la fluencia y retracción

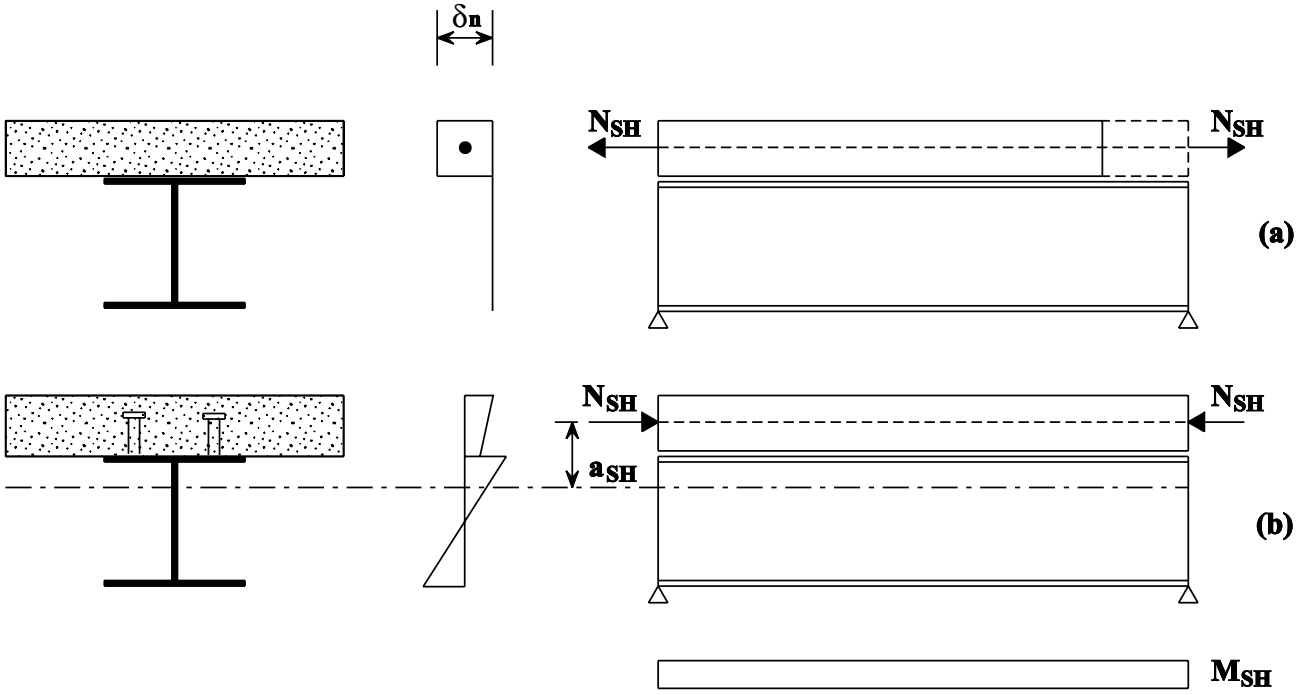


Figura 4 Efectos de la retracción en una viga mixta

Edad en el momento de carga	Fluencia		Retracción	
	Interna	Externa	Interna	Externa
7 días	4,5	3,8	2,8	2,4
14 días	4,0	3,4	2,5	2,2
28 días	3,5	3,0	2,2	2,0
90 días	3,0	2,5	2,0	1,8

Tabla 3 Valores efectivos de la relación de equivalencia n - para su utilización en el cálculo de los efectos de fluencia y retracción.

migón entra en efecto, impidiendo el movimiento relativo (deslizamiento) en el plano de unión. El equilibrio se establece contrarrestando la fuerza de tracción con una fuerza igual y de signo opuesto de compresión, $-N_{SH}$, aplicada a la sección mixta. Esto da lugar a un momento flector $M_{SH} = N_{SH} \cdot a_{SH}$ alrededor del centro de gravedad de la sección mixta. Las tensiones resultantes se muestran en la figura 4b.

Al mismo tiempo que son influenciados por la presencia de la viga de acero, los efectos de la retracción en los elementos mixtos son modificados por la fluencia; a esto se deben las diferentes relaciones modulares efectivas que se muestran en la figura 3 para la retracción y la fluencia. La base de este ajuste de la relación modular queda fuera del alcance de esta lección; para más información debería consultarse la bibliografía especializada de la fluencia del hormigón. Para una mayor simplicidad se pueden obtener de la tabla 3 valores ajustados de n para el cálculo de las propiedades de la sección - para su uso en la determinación de los efectos de la fluencia y de la retracción.

3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: FISURACIÓN

En la lección 12.5.1 se introdujo el concepto de la fisuración en los elementos de hormigón armado. Ahora se facilitan detalles adicionales sobre los enfoques de "control satisfactorio" y de cálculo del ancho de fisuras de Eurocódigo 2[2].

La fisuración del hormigón armado puede ser de penetración parcial o total, dependiendo de la naturaleza de la distribución de tensiones en la sección, tal como se indica en la figura 5. Los dos casos que se muestran -correspondientes a carga flectora y axial- dan lugar a aumentos de tensión sustancialmente diferentes en el acero de la armadura al comienzo de la fisuración. Es importante que el acero de la armadura no alcance su fluencia durante cualquiera de las fases iniciales del desarrollo de la fisuración (figura 6). Esta condición se evita prescribiendo la cantidad mínima de armadura necesaria para impedir una transición repentina a la fluencia. Esta cantidad varía dependiendo de la distribución de tensiones en el hormigón en el momento de su fisuración.

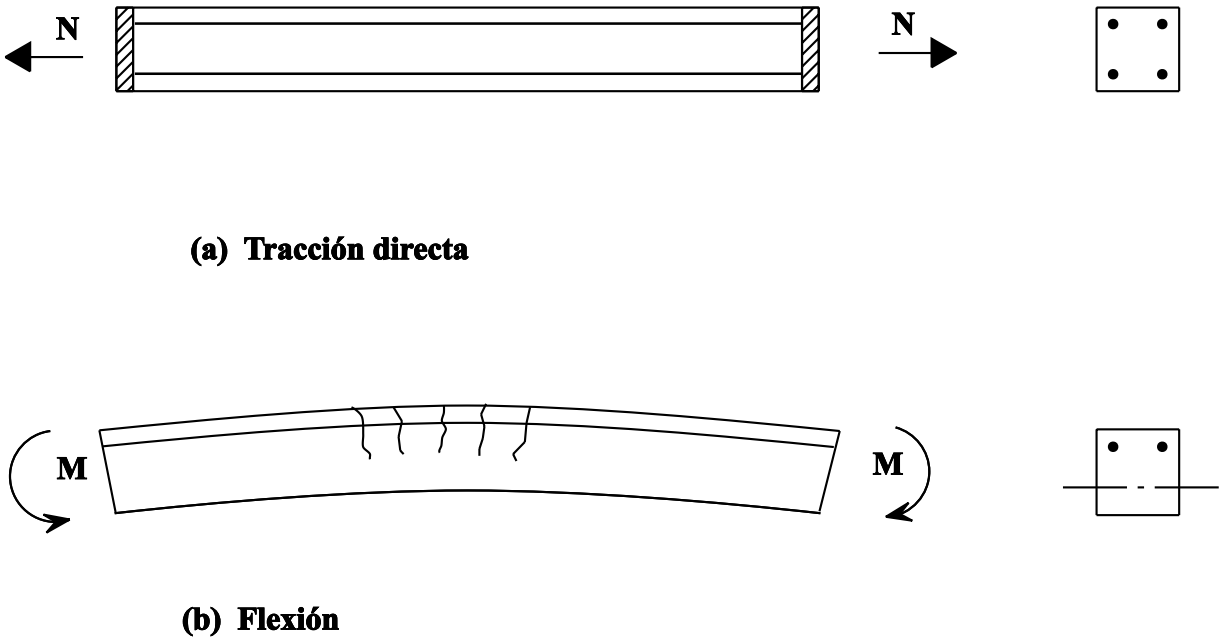


Figura 5 Modos básicos de fisuración

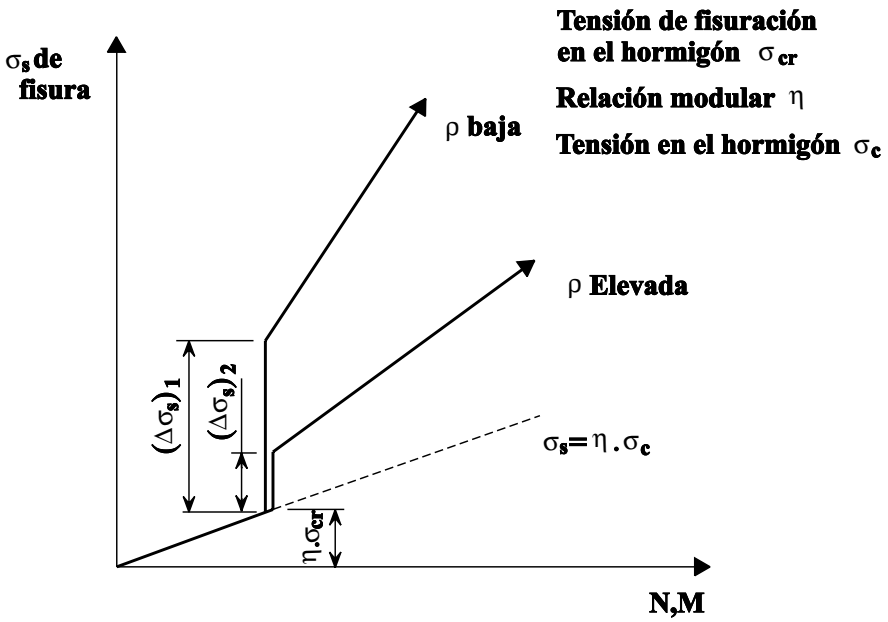


Figura 6 Tensiones en la armadura de acero y σ_s de fisura (hormigón armado a tracción directa) para proporciones ρ altas y bajas de armadura

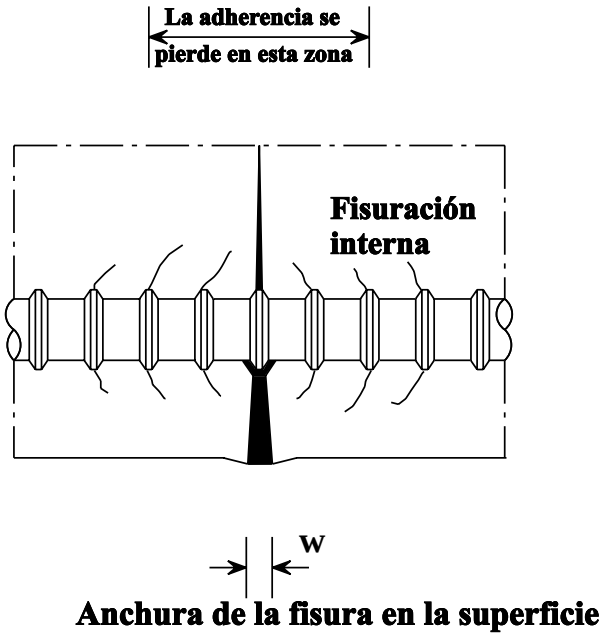


Figura 7 Fisuración: detalle

La figura 7 muestra varios aspectos de la fisuración en el hormigón armado. Hay una pérdida local de adherencia entre el hormigón y el acero en los alrededores de una fisura; la barra de armadura ejerce un efecto limitador del ancho de la fisura; el ancho de la fisura es superior en la superficie que cerca de la barra. Análogamente, el ancho de una fisura en la superficie a medio camino entre dos barras será mayor que en la superficie próxima a una barra. La anchura máxima de una fisura superficial es significativa desde el punto de vista de la estética, mientras que el valor que afecta a la durabilidad -por la entrada de humedad hasta alcanzar la armadura- es el ancho de la fisura al lado de la barra.

La figura 8 muestra las tensiones asociadas con la fisuración de un elemento cargado axialmente. La formación de la primera fisura va acompañada de una transferencia completa de

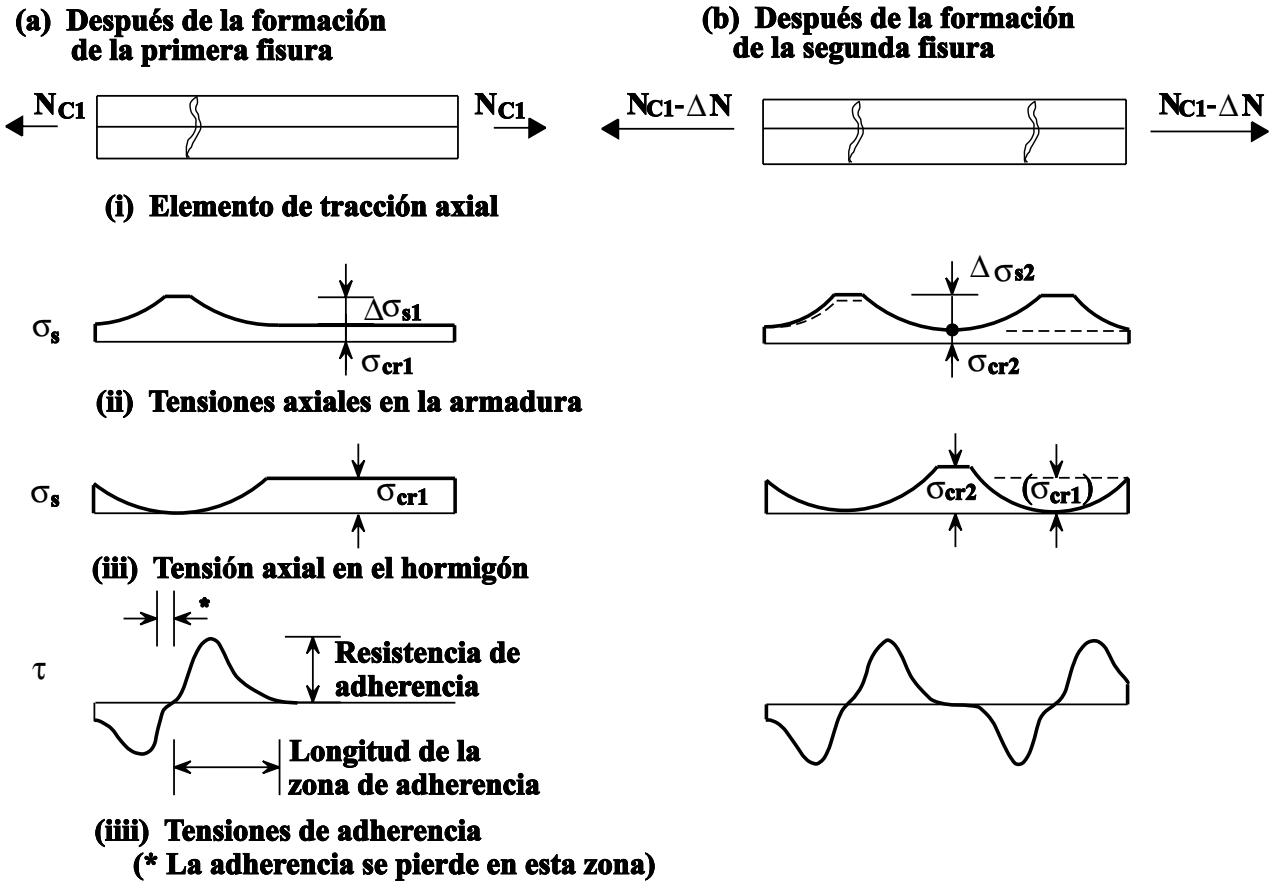


Figura 8 Tensiones asociadas al inicio de la fisuración en un elemento de hormigón armado con forma prismática y sometido a tracción axial

la carga desde el hormigón a la armadura junto a la fisura, con una pérdida correspondiente de adherencia. Hay una zona de transición a cada lado de la fisura dentro de la cual, gracias a la adherencia, se restablece gradualmente el régimen original de tensión. Las características de adherencia de los materiales determina la posición de fisuras posteriores en relación a la primera. Es improbable que la segunda fisura se forme dentro de la zona de transición, debido a que las tensiones que se aplican allí son más bajas. Formará una carga ligeramente aumentada y dará lugar a distribuciones de tensión del tipo que se muestra en la figura 8b.

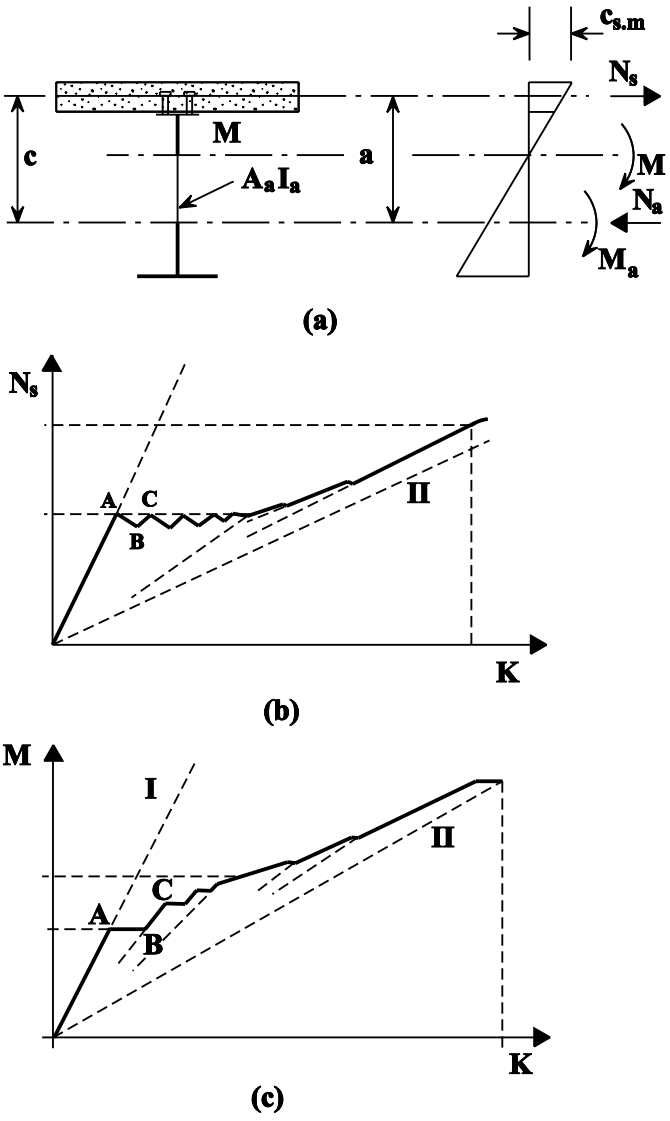


Figura 9 Fisuración del hormigón en estado de servicio y rigidización por tracción

Uno de los efectos de la fisuración es la neutralización de las tensiones residuales causadas por la retracción.

En la figura 9 se muestra el efecto inicial y posterior de la fisuración en la rigidez de una sección mixta. Se observa el efecto de rigidización por tracción del hormigón en la zona sometida a tracción. Una consecuencia de esto es que el esfuerzo de tracción en el ala es superior al valor obtenido según las propiedades de sección fisurada, que se calcula asumiendo que el hormigón es inefectivo a tracción.

El momento negativo, M, que actúa en la sección mixta puede descomponerse en un momento flector, M_a, que actúa en la sección de acero, junto con un par de fuerzas formado por los esfuerzos directos, N_a y N_s, que actúan a través del centro de gravedad de la sección de acero (compresión) y del ala de hormigón (tracción), véase la figura 9. Normalmente se ignora el pequeño momento flector aportado por el ala de hormigón al equilibrio general de la sección. Si la distancia entre el centro de gravedad de la sección de acero y el del ala de hormigón fuera a, entonces el equilibrio de la sección podría expresarse como se indica a continuación:

$$M = M_a + N_a.a$$

La respuesta de la sección se ve gobernada inicialmente por la rigidez de la sección sin fisurar, indicada por la línea I en la figura 9, y el esfuerzo de tracción del hormigón aumenta linealmente con M hasta el comienzo de la fisuración. La pérdida de rigidez del ala de hormigón, resultante de la fisuración, da lugar a una mayor rotación (AB en la figura 9c) y a una redistribución de los esfuerzos dentro de la sección mixta. El momento flector en la sección de acero, M_a, se ve aumentado y N_s se ve reducido correspondientemente (AB en la figura 9b). Según sigue aumentando el momento general M, el valor de N_s vuelve a aumentar (BC en las figuras 9b y 9c), hasta que se alcanza de nuevo la tensión de fisuración

en el ala de hormigón y tiene lugar una nueva redistribución.

El proceso se repite automáticamente, sin un aumento significativo del esfuerzo en el ala a tracción y con una reducción progresiva de la rigidez efectiva de la sección hasta que se estabiliza la fisuración. Esto recibe el nombre de fase de formación inicial de fisuras. Se ve caracterizada por el hecho de que el esfuerzo en el ala de hormigón N_s no sobrepasa la resistencia a la tracción de la sección. La fase siguiente muestra un nuevo aumento de N_s con un creciente momento aplicado M. Esta fase, sin embargo, muestra el papel "rigidizador por tracción" del hormigón, a pesar de la fisuración. La sección mixta muestra un nivel mayor de rigidez, hasta el momento final, de lo que se podría prever mediante un cálculo basado en que el hormigón sea inefectivo bajo tensión (línea II de la figura 9). Las consecuencias de esta mayor rigidez son una menor rotación de la sección y un mayor esfuerzo, N_s, en el ala de hormigón.

Eurocódigo 2 proporciona dos aproximaciones para el control de la fisuración:

1. Una aproximación indirecta (o "de control satisfactorio"), que requiere el cumplimiento de normas relativas al tamaño y espaciado de las barras.

2. Una aproximación explícita que requiere el cálculo del ancho de las fisuras, para su comparación con los valores límites.

En ambos casos debe proporcionarse una cantidad mínima de armadura para limitar las deformaciones.

3.1 Enfoque de Control Satisfactorio

3.1.1 Generalidades

Esta sección proporciona información detallada adicional sobre las áreas mínimas de armadura especificadas en la lección 12.5.1 (tablas 5 y 6), que se requieren para resistir las tensiones resultantes de deformaciones impedidas.

3.1.2 Áreas de Armadura Mínima

Los factores que influyen en el área de armadura mínima que requiere Eurocódigo 2[2] son las siguientes:

a. La naturaleza de las deformaciones impuestas que se están impidiendo. Se clasifican como:

   i. deformaciones intrínsecas -que se deben a cambios dimensionales del elemento- por ejemplo, las resultantes de la retracción.

   ii. deformaciones extrínsecas -de aplicación externa- por ejemplo, los asentamientos de los soportes.

b. El tipo de distribución de tensión dentro del elemento al comenzar la fisuración. La distribución puede clasificarse como causada por:

   i. flexión - resultante en una distribución triangular de tensión en la que alguna parte de la sección queda a compresión.

   ii. tracción - en la que toda la sección está sometida a tensión de tracción.

El área mínima de armadura requerida se calcula en base a la expresión siguiente:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct\,ef} \cdot A_{ct}/\sigma_s$$

donde

A_s es el área de armadura dentro de la zona de tracción.

A_{ct} es el área de hormigón dentro de la zona de tracción; la zona de tracción es aque-

lla parte de la sección que se considera a tracción justo antes de la formación de la primera fisura.

σ_s es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Se podrá tomar el 100% de la tensión de fluencia de la armadura, f_{yk}. Sin embargo, podría requerirse un valor menor para satisfacer los límites de anchura de las fisuras (véanse las tablas 5 y 6, lección 12.5.1).

$f_{ct\ ef}$ es la resistencia a la tracción del hormigón efectiva en el momento en que se puedan esperar las primeras fisuras. Un valor mínimo sugerido en Eurocódigo 2 es 3N/mm^2 [2].

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de distribución de tensiones que tiene lugar dentro de la sección, inmediatamente antes de la fisuración. La distribución de la tensión es la resultante de la combinación de los efectos de carga y de las deformaciones axiales impedidas. Los valores de k_c son:

k_c = 1,0 para tracción pura.

k_c = 0,4 para flexión sin esfuerzo de compresión axil.

En la tabla 5 de la lección 12.5.1 se facilitan valores para las relaciones mínimas de armadura (A_s/A_{ct}) requeridas para controlar la fisuración resultante de la contención de deformaciones impuestas, para varios niveles de tensión.

3.2 Cálculo Explícito de Anchura de Fisuras

3.2.1 Fisuración: Cálculo en Estado Límite

Para el cálculo en estado límite, la fisuración del hormigón armado se describe generalmente con referencia a un ancho límite de fisuras. En una estructura satisfactoria, es de esperar que un pequeño número de fisuras sobrepase este valor de referencia bajo el efecto de carga máxima. El valor límite se establecerá con referencia a las condiciones ambientales y a los requisitos de durabilidad y estética. Para ciertas estructuras podría haber requisitos adicionales de rendimiento que satisfacer -como por ejemplo, estanqueidad- que determinaría el ancho de referencia de la fisura a utilizar en el cálculo.

3.2.2 Anchuras Máximas de Cálculo para Fisuras: Límites

Los límites de anchura de fisura para el hormigón armado se especifican en Eurocódigo 2 con referencia a las clases de exposición que se relacionan en la tabla 4.1 de la Parte I de Eurocódigo 2 y están relacionados con una combinación casi permanente de cargas [2].

Para las clases de exposición 2 a 4 puede asumirse que la limitación de anchura máxima de cálculo para fisuras de aproximadamente 0,3 mm será en general satisfactoria para elementos de hormigón armado en edificios, en lo que a su estética y durabilidad se refiere. Donde prevalezcan condiciones ambientales secas (Clase 1 de exposición) la anchura máxima de cálculo para fisuras no afectará a la durabilidad, y la restricción anterior se podrá moderar si fuera aceptable bajo criterios visuales.

3.2.3 Cálculo de Anchura de Fisuras

La anchura de cálculo para fisuras se puede obtener de:

$$w_k = \beta.s_{rm}.\varepsilon_{sm}$$

donde

w_k es la anchura de cálculo de fisura.

s_{rm} es el espaciado final medio entre fisuras.

ε_{sm} es la deformación media bajo la combinación correspondiente de cargas, teniendo en cuenta los efectos de rigidez por tracción, la retracción, etc.

β es un coeficiente que relaciona el ancho medio de fisuras con el valor de cálculo.

El valor de β es el siguiente:

- β = 1,7 para fisuración inducida por cargas, o para fisuración contenida en secciones con una dimensión mínima superior a 800 mm.
- β = 1,3 para fisuración controlada en secciones con una dimensión mínima de 300 mm o inferior.

Los valores de β pueden interpolarse para fisuraciones controlada de tamaños intermedios de sección.

ε_{sm} puede calcularse a partir de la relación:

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s \, (1 - \beta_1 \, . \, \beta_2 \, . \, (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$$

donde

σ_s es la tensión en la armadura a tracción, calculada en base a una sección fisurada, para la condición de carga que se está considerando.

σ_{sr} es la tensión en la armadura a tracción, calculada en base a una sección fisurada, para la condición de carga que causa la fisuración inicial.

β_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades de adherencia de las barras. Los valores de β_1 son:

β_1 = 1,0 para barras de alto grado de adherencia

β_1 = 0,5 para barras lisas

β_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la duración de la carga o su repetición. Los valores de β_2 son:

β_2 = 1,0 para una carga puntual a corto plazo

β_2 = 0,5 para una carga permanente o para muchos ciclos de repetición de carga.

El espaciado medio final de las fisuras para los elementos sometidos principalmente a flexión o tracción, s_{rm}, puede calcularse en base a la ecuación:

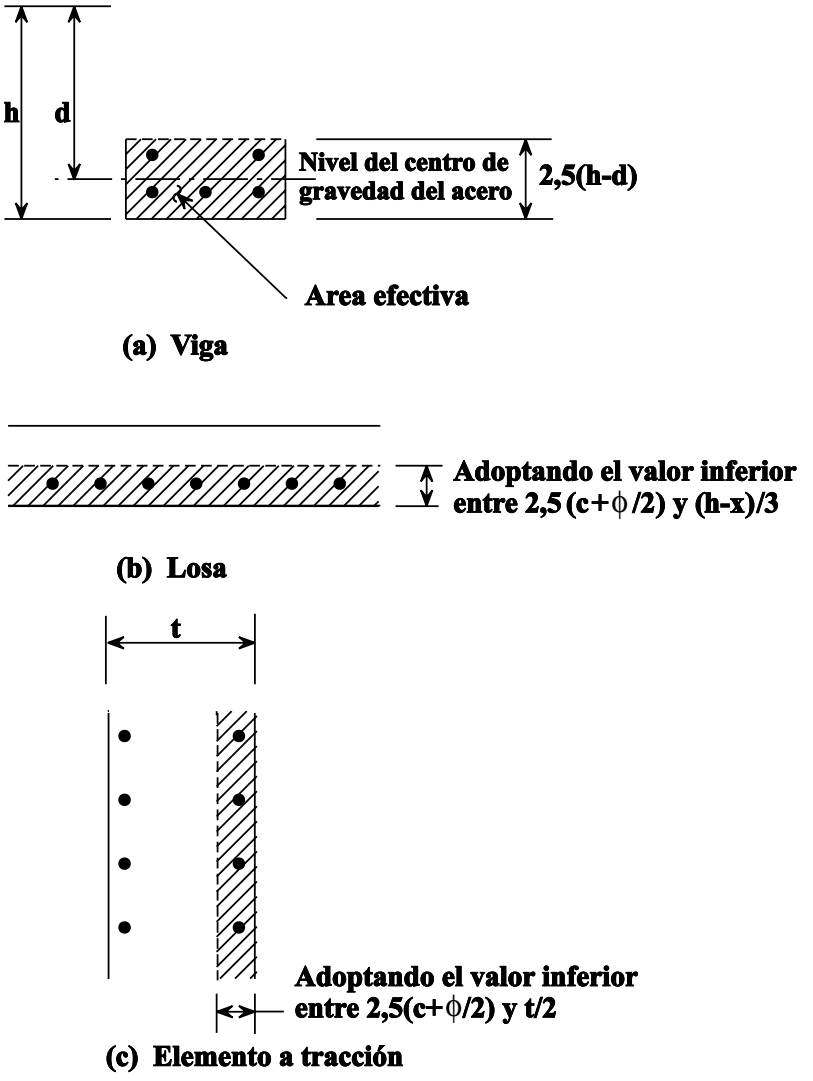


Figura 10 Área efectiva de tracción (véase el apartado 3.2.3)

$$s_{rm} = 50 + 0{,}25\ k_1\ k_2\ \phi/\rho_r$$

donde

ϕ es el tamaño de barra en mm.

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades de adherencia de la barra. Los valores de k_1 son:

k_1 = 0,8 para barras de alto grado de adherencia

k_1 = 1,6 para barras lisas

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la forma de distribución de la deformación. Los valores de k_2 son:

k_2 = 0,5 para la flexión pura

k_2 = 1,0 para la tracción pura.

Eurocódigo 2 facilita un método para el cálculo de valores intermedios de k_2, que se utiliza en casos de tracción excéntrica o para áreas locales [2].

ρ_r es la cuantía efectiva de armadura, As/Ac.ef, donde

As es el área de armadura contenida dentro del área efectiva de tracción, Ac.ef.

Ac.ef Es, en general, el área de hormigón que rodea la armadura a tracción, con un espesor igual a 2,5 veces la distancia desde la superficie de tracción de la sección al centro de gravedad de la armadura (figura 10). Para losas en las que el canto de la zona de tracción puede ser reducido, no debería tomarse un canto del área efectiva mayor de (h-x)/3, donde h es el canto total de la sección de hormigón y x es la distancia a la línea neutra, medida desde la cara.

4. RESUMEN FINAL

1. Se ha descrito el desarrollo de fisuras en el elemento de hormigón de una viga mixta.

2. Se ha descrito la influencia de la fluencia y de la retracción en el cálculo de la anchura de fisuras.

3. Es necesario incluir en el cálculo el efecto de rigidización por tracción del hormigón armado.

4. El cálculo para el control de fisuras puede realizarse utilizando los métodos “de control satisfactorio” o “explícito”.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1.1: Normas generales y normas para edificios. CEN (en imprenta).

[2] Eurocódigo 2: “Design of Concrete Structures”: ENV 1992-1-1: Part 1.1: Normas generales y normas para edificios. CEN, 1992.

[3] Comité Euro-International du Béton - Féderation Internationale de la Précontrainte (CEB-FIP), CEB-FIP Model Code for concrete structures, Paris, London, Berlin, 1978.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Comité Euro-International du Béton (CEB), CEB manual on structural effects of time-dependent behaviour of concrete, (Ed. Chiorino et al) Georgi Publishing Company (Saint-Saphorin, Switzerland) 1984.

2. Comité Euro-International du Béton (CEB), Bulletin d’information No. 199, Evaluation of the time-dependent behaviour of concrete, (Ed. Mueller & Hilsdorf), EPF Lausanne (Switzerland) 1990.

3. Haensel J., Effects of creep and shrinkage in composite construction, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 75-12, Institut für Konstrucktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bocham Oktober 1975.

4. Neville A. M, Dilger, W. H., and Brooks, J. J., Creep of plain and structural concrete, Construction Press (London) 1983.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.6.1: Uniones por esfuerzo Rasante I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los tipos y comportamiento de conectores y explicar la transferencia de cargas entre la losa de hormigón y la sección de acero.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de Un Solo Vano

LECCIONES AFINES

Lección 12.4.1:	Vigas Continuas I
Lecciones 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio
Lecciones 12.6:	Uniones por esfuerzo Rasante II y III

RESUMEN

Se revisan los esfuerzos existentes en una viga mixta típica y se describe su acción sobre los conectores. Se introducen algunas formas básicas de conectores y posteriormente la lección se centra principalmente en el más comúnmente utilizado -el conector de espiga soldado. Se comentarán los valores de cálculo de resistencia a la rotura y su evaluación experimental junto con las pruebas de homologación de soldaduras que se utilizan para garantizar el control de calidad. Se explica la conexión rígida junto con el uso de reducciones de la resistencia del conector mediante la utilización de diagramas de interacción de momentos. Se comenta la utilización de conectores espaciados uniformemente y el uso de soldadura a través de la chapa.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección trata sobre la forma en que se transfieren esfuerzos entre la losa de hormigón y la sección de acero, en vigas mixtas. Se comentan estos esfuerzos junto con los varios tipos de conectores comúnmente utilizados. Se describe en detalle la forma más común de conector -el conector de espiga soldado- y se comparan métodos para prever los niveles de resistencia y rigidez del conector de espiga. También se comenta la forma en que la resistencia, rigidez y espaciado afectan al comportamiento de la viga. También se trata la utilización de conectores soldados a través de la chapa en forjados de losa mixta junto con alternativas como, por ejemplo, conectores fijados por disparo o pernos pretensados de alta resistencia.

1.1 Fuerzas Aplicadas a Conectores

En las lecciones anteriores se ha asumido que el hormigón y el acero estaban totalmente conectados entre sí (conexión rígida). De no haber conexión alguna, entonces la losa de hormigón y la sección de acero se deslizarán relativamente entre sí y las tensiones de flexión de la sección son como se muestran en la figura 1a. Claramente, si se proporcionara resistencia al cortante longitudinal por medio de alguna forma de conexión, de forma que las tensiones en el plano de unión de los dos materiales coincidan, la viga actuaría como una sección totalmente mixta. Si se asume que la viga mixta de conexión rígida conectada actúa de forma elástica, el flujo rasante (esfuerzo cortante por unidad de longitud) entre la losa de hormigón y la sección de acero podrá calcularse en base a:

$$T = \frac{VS}{I} \qquad (1)$$

donde

V es el esfuerzo cortante vertical aplicado en el punto en consideración.

I es el momento de inercia de la sección.

S es el momento estático de la losa de hormigón o de la sección de acero alrededor de la fibra neutra elástica.

La figura 1 también muestra la tensión tangencial elástica desarrollada en la sección para las condiciones de conexión rígida y nula.

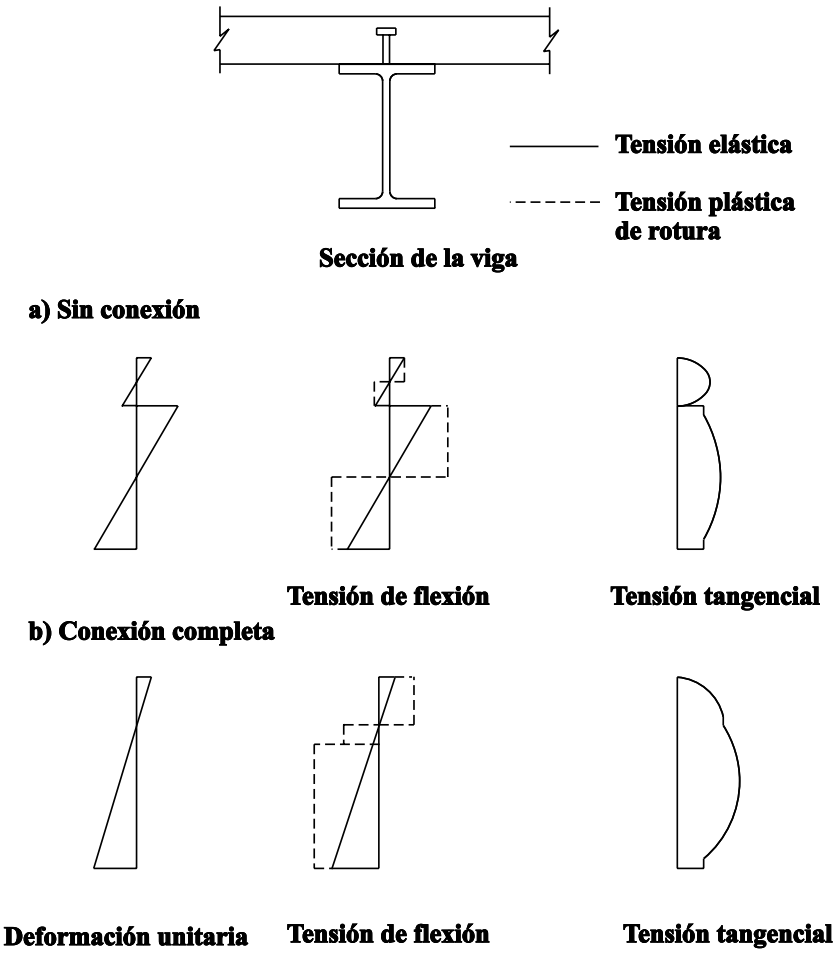


Figura 1 Deformación unitaria, tensiones de flexión y tangenciales para secciones sin conexión y con conexión completa

En la ecuación anterior puede observarse que los esfuerzos rasantes longitudinales que deben ser soportados por la conexión variarán dependiendo del cortante vertical presente. La figura 2a muestra la distribución del esfuerzo rasante longitudinal a lo largo del plano de unión entre la sección de acero y la losa, para una viga que tiene una conexión rígida. Sin embargo, debemos recordar que esto se aplica sólo cuando se asume que la viga se está comportando de forma elástica. Cuando se alcance el momento de agotamiento la sección de acero cederá o la losa de hormigón romperá y se formará una rótula plástica en la sección crítica. Las tensiones de flexión de la viga se muestran en las líneas punteadas de la figura 1; la distribución del esfuerzo rasante longitudinal en la viga también cambia y los conectores cercanos a la rótula se ven sometidos a cargas mayores. La línea punteada de la figura 2 muestra la distribución plástica del esfuerzo rasante a lo largo de una viga cargada uniformemente.

En la práctica, los conectores nunca son totalmente rígidos y siempre hay algún deslizamiento entre la losa y la sección de acero. La flexibilidad de los conectores permite una mayor ductilidad y una variación de la distribución del esfuerzo rasante longitudinal entre la losa y la sección de acero. En la figura 2b se muestra el esfuerzo rasante longitudinal presente en una viga mixta con conexión flexible.

En el momento de la carga límite, cuando se forma la rótula plástica, es probable que los conectores en los extremos se hayan deformado en gran medida, aunque aún deberían soportar un alto nivel de esfuerzo rasante longitudinal. A esto se debe el requisito de que los conectores deben tener un grado sustancial de ductilidad para comportarse adecuadamente.

Al determinar la resistencia de la viga, se asume que todos los conectores podrán resistir un esfuerzo rasante longitudinal, incluso si están deformados. Es esta resistencia cortante de los conectores la que determina la resistencia de la viga. Si se proporciona un número suficiente de conectores para soportar el esfuerzo rasante longitudinal generado cuando se desarrolla toda la resistencia plástica, se dice que la viga es de “conexión completa”. Además, como se ha descrito en la lección 12.2, es posible reducir el volumen de conexión de forma que se limite correspondientemente la resistencia al momento de la viga; este es un criterio de resistencia y se dice que la viga se encuentra “parcialmente conectada”.

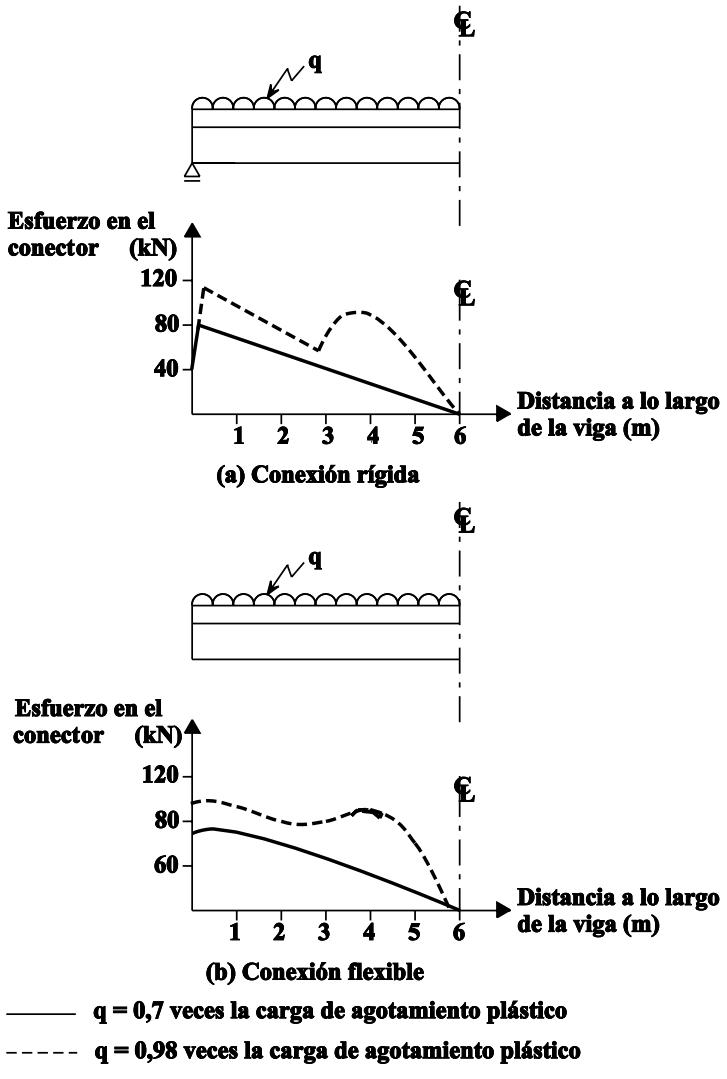


Figura 2 Cargas a las que están sujetos los conectores rígidos o flexibles

El deslizamiento que tiene lugar cuando se deforman los conectores tiene un profundo efecto sobre la rigidez de la viga. Los conectores muy flexibles y resistentes pueden proporcionar un alto nivel de resistencia a la flexión, aunque habrá una pérdida de rigidez debido al sustancial deslizamiento. La rigidez de la conexión, relativa a la rigidez de la sección de acero y de la losa de hormigón, recibe a menudo el nombre de “interacción”. En consecuencia, se dice que las vigas cuyos conectores son infinitamente rígidos tienen una “interacción completa” mientras que aquellas cuya conexión es relativamente flexible tienen una “interacción parcial”.

Puede deducirse que la resistencia y rigidez del conector y del hormigón afectarán a la conexión.

El esfuerzo principal que actúa sobre el conector es uno de cortante directo. En general se asume que el esfuerzo cortante es mayor al nivel de la soldadura entre la sección de acero y el propio conector. El área y la resistencia al cortante del conector y de la soldadura deben, por lo tanto, ser adecuadas para soportar los esfuerzos generados. Es improbable que ocurra deformación sustancial alguna a causa de este esfuerzo cortante.

Sin embargo, sí tiene lugar un movimiento relativo entre la losa y la sección de acero. El mecanismo de este movimiento puede observarse en la figura 3. El hormigón podría aplastarse en la base del conector, permitiendo alguna deformación del propio conector. Sin embargo, el hormigón de recubrimiento no está tan tensado en el cabezal del conector, por lo que esta porción del conector permanece en su posición original. El resultado es una deformación por flexión en el conector, que puede observarse claramente en la figura 3. Es más probable que los conectores largos se deformen de acuerdo con este patrón característico en forma de “S”, por lo que tienden a ser más dúctiles. Los conectores cortos tienden a ser quebradizos y, por lo tanto, indeseables. Casi todos los códigos de práctica requieren que los conectores de espiga sean al menos tres o, preferiblemente, cuatro veces más largos que su diámetro.

El esfuerzo principal resistido por el hormigón es uno de apoyo contra el borde anterior del conector. Anteriormente, se ha comentado que es probable que se aplaste el hormigón en esta zona, permitiendo que haya una deformación por flexión en el conector. La capacidad de apoyo del hormigón en esta zona depende de su volumen, así como de su resistencia y rigidez. De hecho, cuando hay suficiente hormigón alrededor del conector, la tensión de apoyo podría llegar a ser varias veces la resistencia al aplastamiento del hormigón.

También es probable que haya tensión directa en el conector. Las diferentes rigideces a

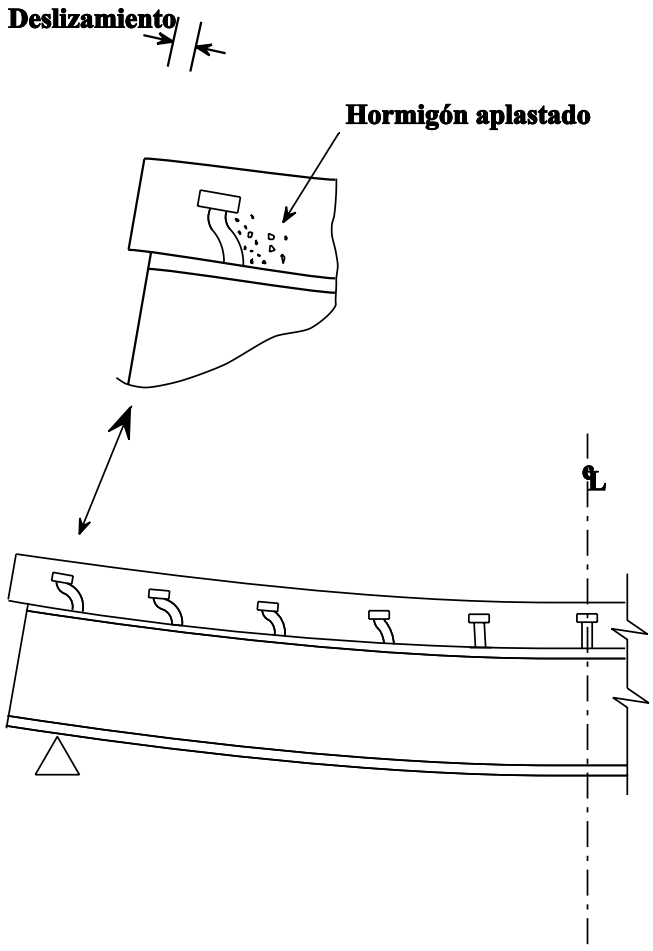


Figura 3 La deformación de conectores flexibles

la flexión de la losa y de la sección de acero, combinadas con la forma deformada de los conectores, dan lugar a una tendencia a que la losa se separe de la sección de acero. Es, por lo tanto, normal que se proyecten los conectores para que resistan este esfuerzo de tracción.

En la mayoría de las vigas mixtas, los conectores se encuentran espaciados a lo largo de la sección de acero y, por lo tanto, aportan una resistencia al esfuerzo rasante longitudinal sólo de forma local al ala superior. El esfuerzo rasante longitudinal debe, pues, ser transferido desde la estrecha sección de acero a la losa, que es mucho más ancha. Esta transferencia se consigue normalmente utilizando barras que transcurren transversalmente al eje de la viga. Estas barras están colocadas normalmente debajo del cabezal del conector de espiga y penetran en la losa, tal como se muestra en la figura 4.

Para resumir, la conexión debe poder transferir el esfuerzo rasante directo en su base, resistir los esfuerzos de flexión y crear un enlace a tracción dentro del hormigón. El hormigón debe tener suficiente volumen alrededor del conector y tener el nivel suficiente de resistencia para resistir una alta tensión de apoyo; a menudo se proporciona armadura de barra para asegurar una adecuada distribución lateral del esfuerzo rasante longitudinal.

1.2 Formas Básicas de Conexión

Las primeras formas de conectores se soldaban en taller, utilizando soldeo eléctrico por arco. En la figura 4 se muestran varias formas de conectores soldados de esta manera. Los tipos más comunes son los conectores de asa y los conectores en forma de T que sirven para demostrar la complejidad de la necesaria operación de laminado y soldadura. La popularidad de la construcción de vigas mixtas ha impulsado a los fabricantes a desarrollar formas muy sencillas de conectores como, por ejemplo, la tira Perfobond [1].

A pesar de la gran cantidad de tipos de conexiones disponibles, el conector de espiga se ha convertido en el método principal de conexión de vigas mixtas. El conector de espiga puede soldarse por forja a la sección de acero en una sola operación, utilizando equipo de soldadura controlado por ordenador. Estas máquinas, que funcionan a niveles de corriente de hasta 2000 amperios, permiten a sus operadores soldar aproximadamente 1000 conectores de espiga cada día. Las máquinas más avanzadas permiten la soldadura de conectores de espiga a tra-

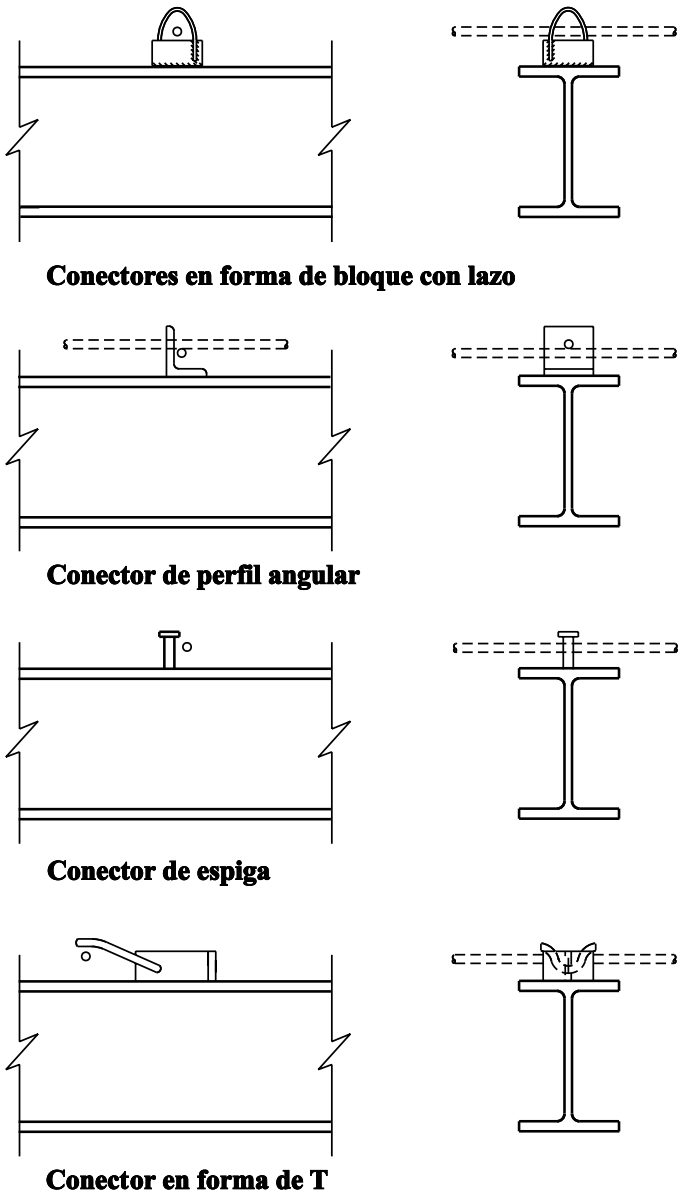


Figura 4 Tipos de conectores

vés de chapas de acero galvanizado. Esta capacidad ha hecho posible que las ventajas económicas de las losas mixtas para forjados puedan explotarse al máximo. La figura 5 muestra un conector de espiga típico antes y después de su soldadura y la secuencia de corriente de soldadura que se requiere.

Esta compleja tecnología de soladura presenta ciertas desventajas cuando se utiliza en obras de construcción. La soldadura requiere que las dos superficies estén limpias, libres de residuos de fabricación y, por encima de todo, secas. A menudo resulta difícil satisfacer estas condiciones, especialmente cuando los conectores de espiga

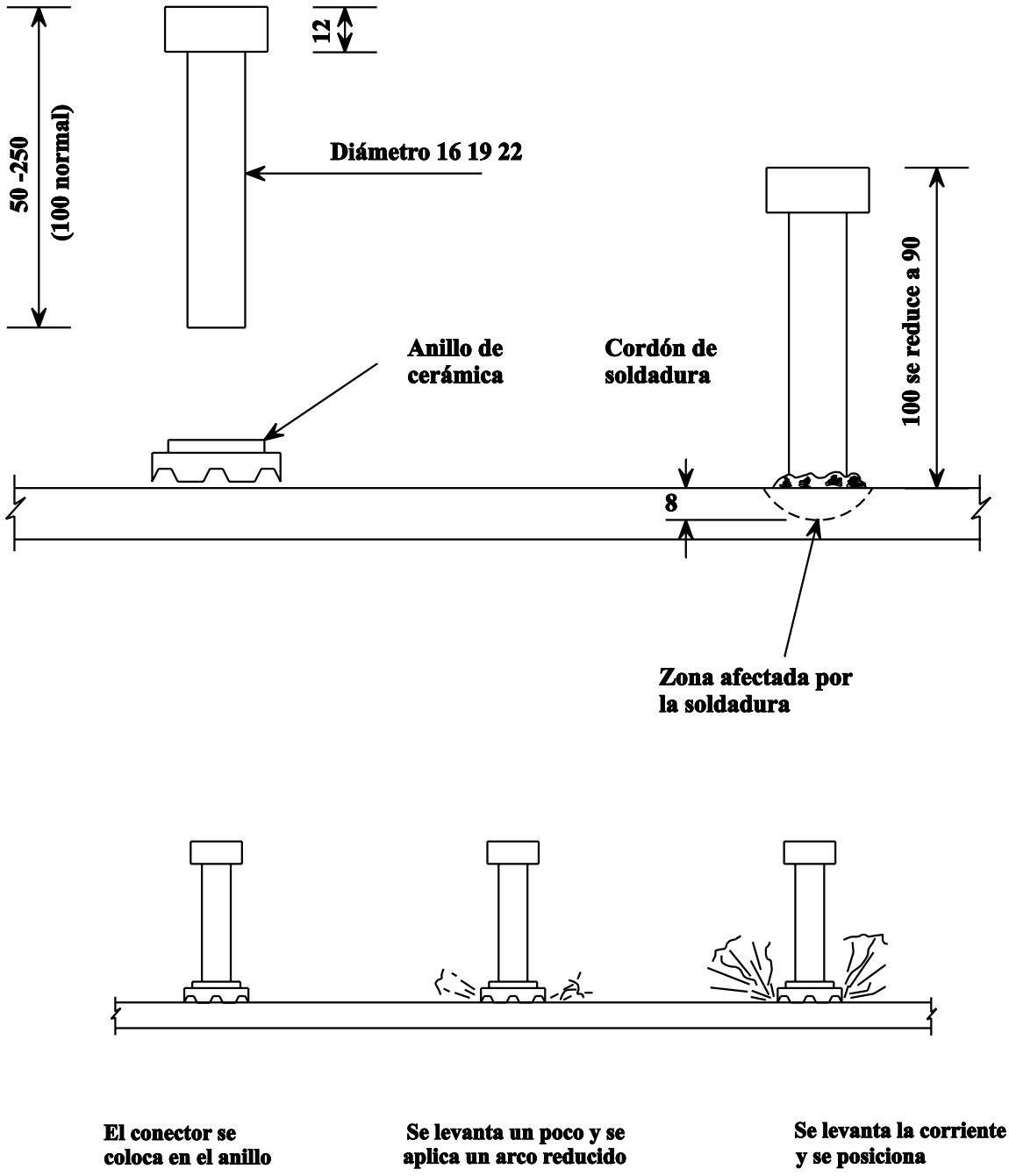


Figura 5 Soldadura de los conectores de espiga

se sueldan a través de chapas de acero galvanizado; en este caso la corriente de soldadura se mantiene durante un período de tiempo suficiente para quemar el galvanizado de zinc, que en caso contrario causaría soldaduras imperfectas. La soldadura de conectores de espiga de 22 mm, en lugar de los más comunes de 19 mm, a través de chapas también requiere mucho cuidado. Una alternativa a la soldadura a través de la chapa consiste en hacer orificios en la plancha de acero para después soldar los conectores de espiga directamente sobre la sección de acero. De esta forma se obtiene una soldadura más fiable pero hace que el proceso de construcción sea más complejo.

2. VALORES DE CÁLCULO PARA CONECTORES

El mecanismo de soporte de carga de los conectores de espiga es complejo y no hay métodos analíticos aplicables para prever su nivel de resistencia al esfuerzo rasante. En su lugar se puede determinar la resistencia de los conectores utilizando fórmulas empíricas o en base a ensayos.

Las fórmulas empíricas están relacionadas con la resistencia de las espigas conectoras y del hormigón; la resistencia de cálculo al cortante viene dada por el menor de:

- resistencia del conector de espiga al esfuerzo rasante:

$$P_{Rd} = 0{,}8\, f_u\, (\pi\, d^2/4) / \gamma_v \quad (2)$$

donde la resistencia al esfuerzo rasante del conector está relacionada con la resistencia a la tracción del acero f_u, utilizando un factor de 0,8;

- resistencia del hormigón:

$$P_{Rd} = 0{,}29\, \alpha\, d^2\, \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (3)$$

donde: d es el diámetro del fuste del conector (no superior a 22 mm).

f_u es la resistencia límite a la tracción especificada del material del conector (no superior a 500 N/mm^2).

f_{ck} es la resistencia característica de ensayo cilíndrico del hormigón a la edad considerada.

E_{cm} es el valor medio del módulo secante del hormigón.

y α viene dado por:

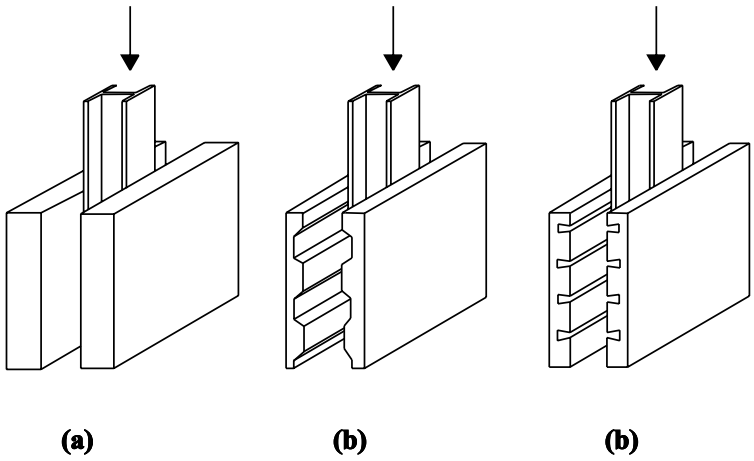
- para $3 \le h/d \le 4$; $\alpha = 0.2\, [(h/d) + 1]$

donde h es la altura total del conector de espiga,

- para $h/d > 4$; $d = 1$.

El coeficiente parcial de seguridad γ_v normalmente se toma como 1,25.

En lugar de aplicar las fórmulas anteriores, el proyectista también puede obtener los



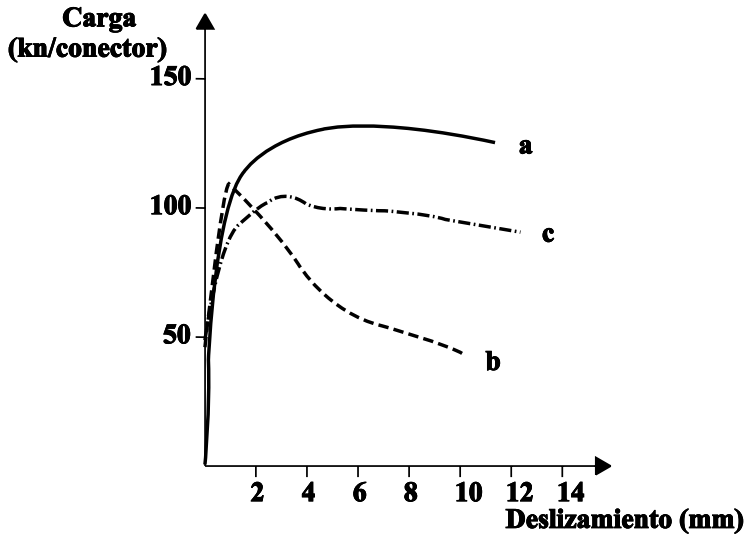


Figura 6 Ensayos de empuje y curvas de carga-deslizamiento

valores de resistencia de los conectores de espiga mediante la realización de ensayos. Los ensayos completos de vigas son caros y a menudo se utiliza un tipo de ensayo llamado “Ensayo de Cizallamiento”. Este ensayo se muestra en la figura 6, junto con un gráfico típico de carga contra deslizamiento obtenido en el ensayo. La resistencia depende, como es natural, de la resistencia del hormigón al aplastamiento (ensayo brasileño) y se ve reducida si el hormigón contiene áridos ligeros.

Los conectores de espiga soportan cargas muy altas y normalmente están fabricados con varillas de acero trefilado. Casi todos los códigos establecen las propiedades del acero para los conectores de espiga; además de tener un alto valor de fluencia, los conectores de espiga deben ser dúctiles y a menudo se les especifica un alargamiento mínimo. Anteriormente se ha explicado la necesidad de su ductilidad.

La propia soldadura debe estar muy bien ejecutada para garantizar que el conector soporte las cargas previstas. En América [2] se han establecido ensayos muy completos de homologación de soldaduras para garantizar que tanto el conector de espiga como el equipo de soldadura sean capaces de proporcionar una calidad consistente de soldadura. Los métodos de ensayo de la calidad de soldadura in situ son menos complejos e implican la imposición de cargas de flexión o impacto sobre un porcentaje determinado de los conectores de espiga. Si se rompiera algún conector de espiga, éste deberá ser sustituido y se realizarán ensayos adicionales.

3. APLICACIÓN DE LOS VALORES DE CALCULO

En las lecciones 12.2 y 12.3 se estableció que, cuando se alcanza el momento de agotamiento de la viga en una sección crítica, la conexión deberá soportar un esfuerzo igual al que actúa sobre la losa de hormigón, entre la sección crítica y el soporte. Este esfuerzo es el menor entre la resistencia axial de la losa de hormigón y la de la viga de acero. Si cada conector puede soportar un esfuerzo de P_{Rd} en el momento de su agotamiento, el esfuerzo total que todos los conectores pueden resistir entre la sección crítica y el soporte es:

$$F_c = N.P_{Rd} \qquad (4)$$

donde

- N es igual al número de conectores entre la sección crítica y el soporte.
- F_c es el esfuerzo en la losa de hormigón.
- P_{Rd} es la resistencia de cálculo a cortante de cada conector.

La resistencia a la rotura de los conectores de espiga es relativamente consistente y el coeficiente parcial de seguridad γ_v de 1,25 a menudo está considerado como algo más que un factor del material. El coeficiente se ha incorporado como resultado de un trabajo de investigación de las consecuencias posibles de agotamiento de conectores [3]. La figura 7 muestra los resultados de este trabajo: en este diagrama se traza la resistencia al momento, expresada como una fracción del momento de resistencia de interacción completa (tal como se ha calculado en la lección 12.3), para vigas con distintos números de conectores. El número de conectores puede expresarse como una fracción del número requerido para una interacción completa (r en la figura); el valor r recibe el nombre de grado de conexión por rasante.

En niveles muy bajos de conexión por esfuerzo rasante, el hormigón contribuye poco a la resistencia de la viga mixta y la resistencia al momento es sólo la correspondiente a la sección de acero (A-B). Mayor cantidad de conectores permiten a la losa contribuir más a la resistencia, aunque el colapso tiene lugar a consecuencia del fallo de los conectores por esfuerzo rasante (B-C). Cuando se proporcionan más de aproximadamente el 50% de los conectores requeridos para una conexión rígida (r = 0,5), la viga puede colapsar por flexión, ocurrirá el aplastamiento del hormigón, la fluencia del acero y la deformación de la unión (C-D). Se debería considerar que, a pesar del agotamiento por flexión, el momento

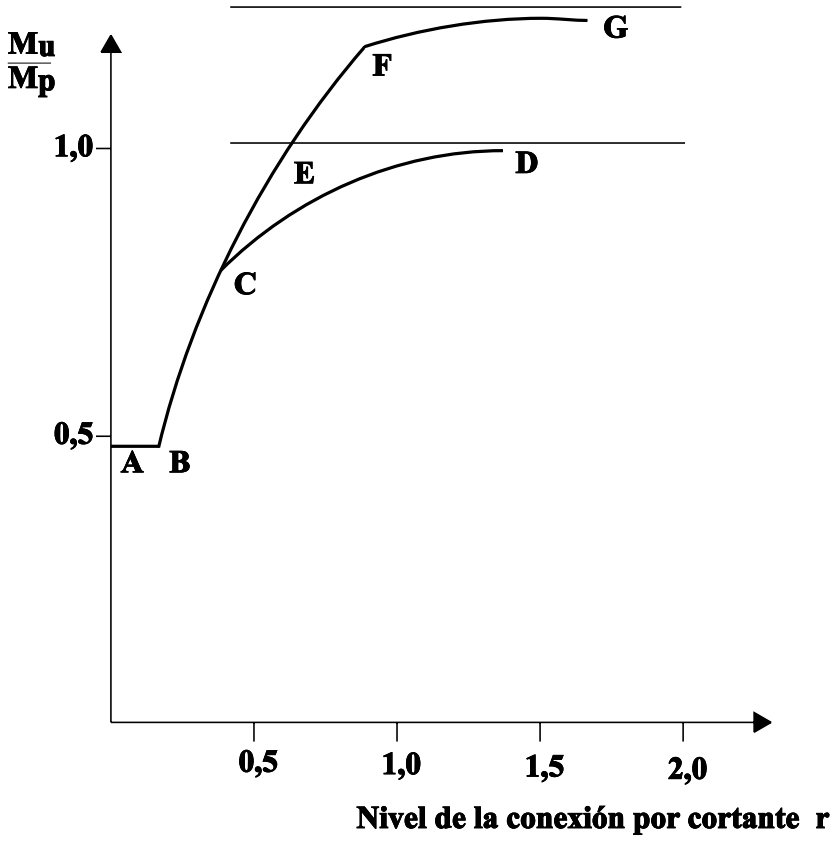


Figura 7 Relación entre la resistencia al momento y el nivel de la conexión por cortante

de resistencia de la viga es menor que el momento de resistencia totalmente plástico (denotado por la línea inferior de puntos en la figura 7). La transición entre el agotamiento por esfuerzo rasante y el agotamiento por flexión dependerá de la ductilidad de los conectores. Las vigas formadas por conectores muy quebradizos se colapsarán por esfuerzo rasante incluso a niveles de conexión muy altos.

Para asegurar la consecución del momento plástico total de resistencia es necesario disponer más conectores de lo que sugeriría el valor teórico calculado. Se podría asumir razonablemente que se alcanzaría el momento de resistencia totalmente plástico cuando el coeficiente de conexión sea igual a uno. Sin embargo, la figura 7 muestra que el coeficiente de conexión tiene que estar en torno a 1,5 antes de acercarse a este momento.

Si se toma en cuenta el endurecimiento por deformación, los niveles de tensión en la sección de acero aumentan, la viga mixta puede aceptar un momento mayor y la curva de interacción se elevará hasta formar la que se muestra en la figura 7 como E-F-G. Para asegurar que el agotamiento de la viga mixta se produce por flexión y que se alcanza el momento de resistencia totalmente plástico, se sugiere que el coeficiente de conexión sea 1,25[3].

El gráfico en la figura 7 es adimensional y, por lo tanto, no depende de las propiedades del material de la sección de acero, losa de hormigón o conectores. Se puede concluir, al respecto, que el valor 1,25 no es un valor de seguridad material, sino un factor para tomar en cuenta la reducción de resistencia a la flexión que tiene lugar como resultado de la flexibilidad de los conectores.

4. ESPACIADO DE LOS CONECTORES

Si se asume que la viga se comporta de forma elástica y se proyecta de forma que no se sobrepasen las tensiones elásticas de la sección de acero, losa de hormigón o conexión por esfuerzo rasante, sería preferible espaciar los conectores a lo largo de la viga de forma que pueda resistir las cargas mayores por cortante que se dan cerca de los apoyos o en puntos de cargas concentradas, mediante una reducción de la distancia entre los conectores en dichas zonas. Este espaciado garantiza que cada conector soporta una proporción igual del esfuerzo rasante longitudinal (véase la lección 12.2).

Sin embargo, en la actualidad es más común calcular la viga para el estado límite último, utilizando cargas ponderadas y un análisis plástico de la sección. En este caso, tal como se muestra en la figura 2, el flujo de rasante a lo largo de la viga es más uniforme y resulta más adecuado imponer un espaciado uniforme de los conectores.

La mayor parte de las vigas que soportan cargas uniformes están proyectadas con un espaciado uniforme de los conectores. A este efecto, los conectores deben ser dúctiles y poder permitir un cierto grado de deformación unitaria asociada con el movimiento relativo entre la losa y la sección de acero.

Se puede observar otra razón para la utilización del factor parcial γ_v al determinar la resistencia de cálculo de los conectores, cuando se examina el espaciado uniforme de los conectores en relación al diagrama de momento aplicado. La figura 8 muestra el momento flector aplicado para una carga uniforme y el momento de resistencia generado por la viga. El componente principal de la resistencia a la flexión es proporcionado por la acción conjunta y, ya que los conectores están espaciados uniformemente, el momento resistente varía linealmente desde un máximo en la zona central del vano a un mínimo en el apoyo. Las porciones sombreadas del diagrama del momento flector aplicado son, por lo tanto, mayores que la resistencia al momento de la viga. Si se asume que la resistencia del conector es sólo de un 0,8 de su valor total ($1/\gamma_v$), entonces el momento real de resistencia generado aumentará lo suficiente como para garantizar la seguridad.

El espaciado uniforme de los conectores hace que el detalle sea mucho más sencillo, pero

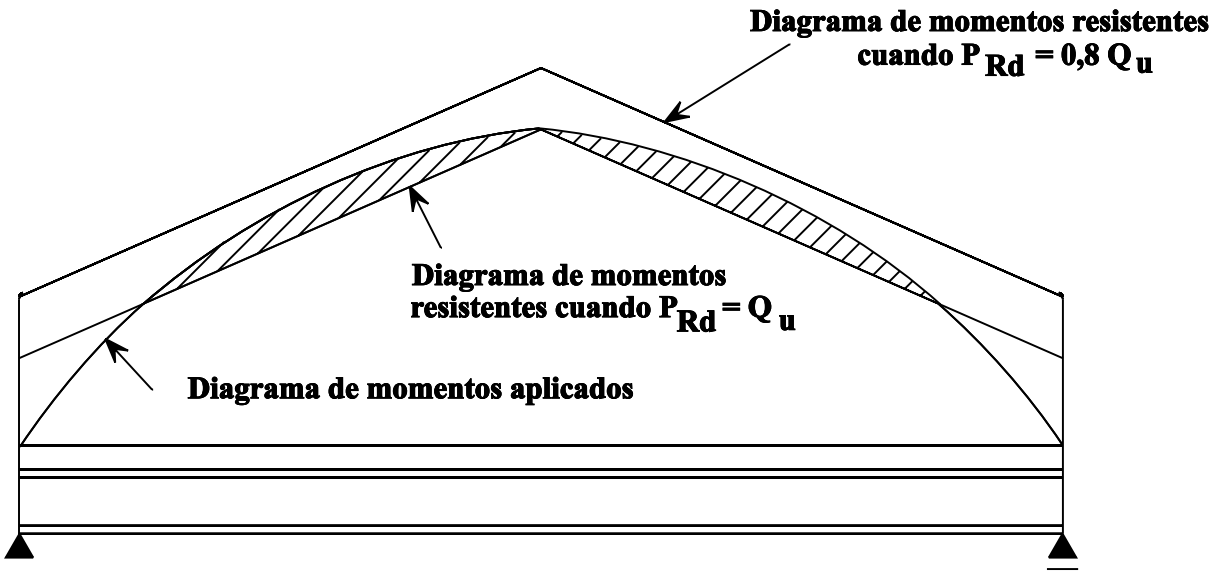


Figura 8 Diagramas de momentos aplicados y resistentes para carga uniforme y con conectores espaciados uniformemente

es necesario tener cuidado si se van a aplicar a la viga cargas pesadas concentradas. En estos casos el número de conectores deberá aumentar, de acuerdo con el flujo del esfuerzo rasante a lo largo de la viga. Normalmente se recomienda un espaciado mínimo de 600 mm, para conectores, a fin de asegurar que el flujo de rasante a lo largo de la viga no sea demasiado irregular.

5. CONECTORES EN LOSAS FORMADAS UTILIZANDO CHAPAS PERFILADAS DE ACERO

La utilización de chapas de acero perfilado en losas mixtas ha revolucionado la construcción de edificios de oficinas, especialmente debido a la facilidad con que se pueden soldar los conectores de espiga “a través de las chapas”. Hay tres causas posibles de preocupación cuando se utiliza esta forma de construcción:

1. La primera de ellas es la calidad de la soldadura. Los equipos modernos de soldadura han evolucionado hasta el punto de que pueden soldar con seguridad conectores de espiga a través de chapas de acero galvanizado de espesores de hasta 1,5 mm.

2. La presencia de nervios en las planchas, cuando transcurren transversalmente al vano principal, reduce el área efectiva de hormigón que resiste los esfuerzos de compresión, tal como se muestra en la figura 9. En este caso, es necesario descontar el área de hormigón en los nervios al calcular las propiedades de la sección.

3. Un volumen reducido de hormigón alrededor de cada conector significa que el conector está menos protegido que cuando se encuentra en una losa maciza de hormigón. Esto ocasiona un menor índice de resistencia y rigidez. La reducción de la resistencia depende del tamaño y forma de la chapa perfilada. Se han intentado proveer fórmulas de cálculo cuantificando la reducción de la resistencia de los conectores de espiga para diferentes geometrías de chapas de acero perfilado. Estas fórmulas son generalmente empíricas y dependen de la orientación y altura de la losa, así como de la altura y posición del conector de espiga. Los ensayos de cizallamiento que incorporan la geometría específica de la chapa de acero perfilado constituyen una forma preferible de determinar la resistencia del conector en estas situaciones.

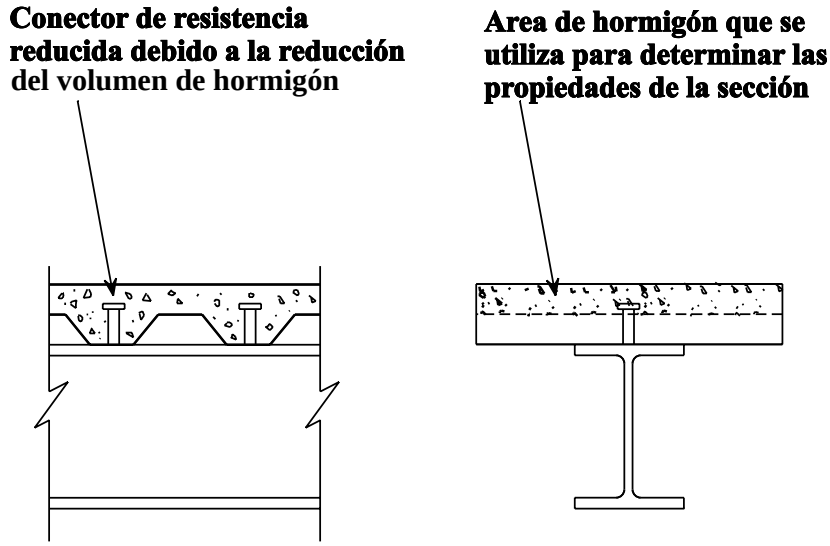


Figura 9 Conexión de una losa mixta

6. FORMAS ALTERNATIVAS DE CONEXIÓN

Aunque los conectores de espiga soldados constituyen el principal tipo de conector utilizado, existen situaciones en las que resulta conveniente utilizar otras alternativas, por ejemplo, en obras de construcción en las que sólo se requiere un pequeño número de conectores y en las que, desde el punto de vista económico, no puede justificarse el alquiler de generadores.

En estas circunstancias el conector de inserción por disparo que se muestra en la figura 10 podría constituir una buena alternativa. Esta conexión puede fijarse utilizando pistolas de cartuchos modificadas que no requieren fuente de alimentación alguna. Esta conexión falla cuando las espigas saltan, por lo que resulta más débil que la que proporcionan los conectores de espiga soldados. Cuando se utilizan en pares, estos conectores pueden proporcionar un nivel de resistencia suficiente para vigas pequeñas y para vigas proyectadas con conexión semirrígida o parcial por esfuerzo rasante (véase la lección 12.6.2).

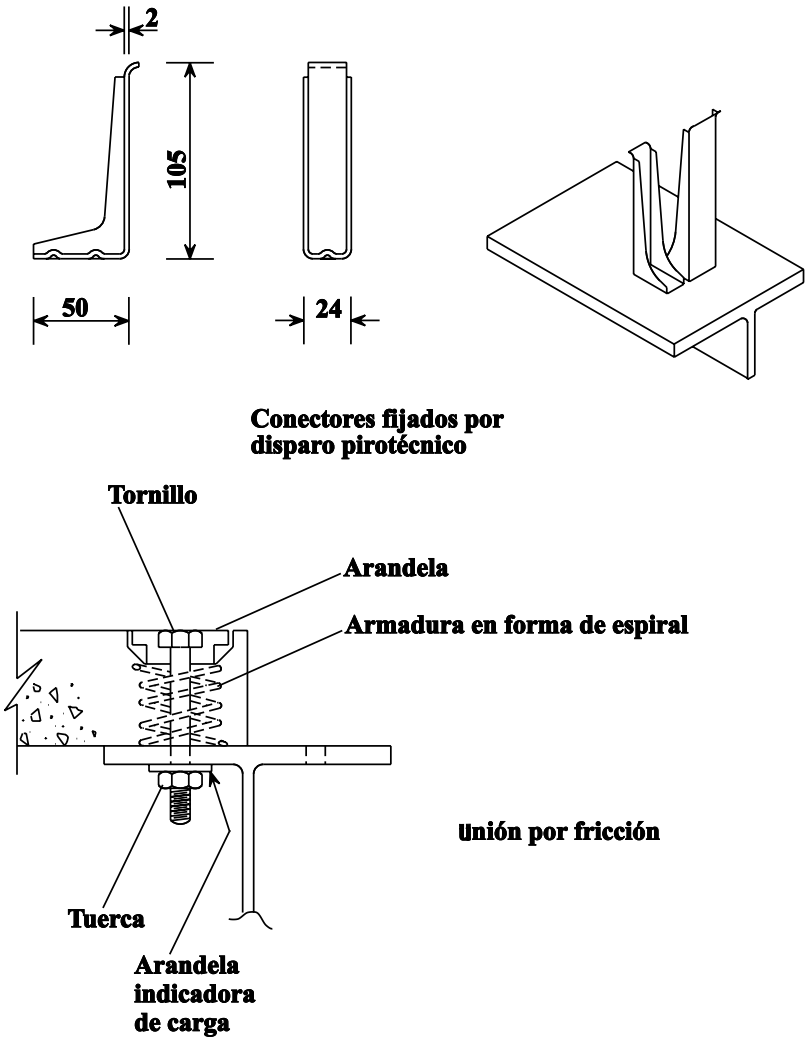


Figura 10 Formas alternativas de conexión

Otra situación en la que no son apropiados los conectores soldados es en el caso en que se utilizan losas prefabricadas de hormigón de forma mixta con la viga de soporte. En este caso se han utilizado tornillos de alta resistencia por fricción (HSFG) para fijar las losas al ala de acero (véase la figura 10). El uso de tornillos HSFG en lugar de tornillos sencillos es necesario para que no pueda ocurrir deslizamiento alguno entre la losa de hormigón y la sección de acero en la fase de estados límite de servicio. Por esta razón, debería aplicarse la resistencia al deslizamiento del tornillo HSFG para el cálculo de estados límite de servicio y su resistencia al cortante para el cálculo en agotamiento.

7. RESUMEN FINAL

1. Los conectores entre la losa y la sección de acero de una viga mixta deben resistir los esfuerzos cortantes, de flexión y tracción. A menudo se requieren armaduras transversales para asegurar una transmisión adecuada del esfuerzo rasante a la losa.

2. La rigidez, resistencia y cantidad de hormigón alrededor de cada conector afecta el nivel de rendimiento de la conexión.

3. Los conectores de espiga soldados constituyen la forma más común de conector.

4. Las resistencias de los conectores pueden determinarse utilizando fórmulas empíricas o ensayos de "cizallamiento".

5. Normalmente se asume que la resistencia de cálculo del conector es de 0,8 veces su resistencia a la rotura.

6. Generalmente, los conectores de espiga pueden espaciarse de forma uniforme a lo largo de la viga a menos que existan altos niveles de carga cortante local.

7. Se pueden utilizar las losas formadas con chapa de acero perfilado, como vigas mixtas, siempre que se ignore el hormigón en los nervios al calcular las propiedades de la sección y que se tome en cuenta la posibilidad de una menor resistencia de los conectores.

8. Las formas alternativas de conexión incluyen el conector de fijación por disparo y los tornillos de alta resistencia HSFG.

8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Andra, H.P., "Economical Shear Connectors with High Fatigue Strength", Proc. IABSE Symposium on Mixed Structures, Brussels, 1990.

[2] ANSI/AWS, "American Welding Society Structural Welding Code Steel", 1985, (Appendix K) Doc. D1 1-85.

[3] Yam, L.C.P. and Chapman, J.C., "The Inelastic Behaviour of Simply-supported Composite Beams of Steel and Concrete", Proc. I.C.E., 41, 651-684, Dec 1968.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rule and rules for buildings, CEN (en imprenta).

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.6.2: Uniones por Esfuerzo Rasante II

OBJETIVO

Explicar el comportamiento de las conexiones semirrígidas por esfuerzo rasante en vigas mixtas y presentar los métodos prácticos utilizados para el cálculo en los estados límite último y de servicio.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.3: Vigas de Un Solo Vano

Lección 12.4.1: Vigas Continuas I

Lección 12.6.1: Uniones por Esfuerzo Rasante I

LECCIONES AFINES

Lecciones 12.5: Diseño para Estados Límite de Servicio

Lección 12.6.3: Uniones por Esfuerzo Rasante III

RESUMEN

Se definen las conexiones semirrígidas o parciales por esfuerzo rasante y se resumen sus ventajas cuando se utilizan para vigas en edificios. El efecto del deslizamiento en el plano de unión acero/hormigón no puede analizarse utilizando enfoques simplificados; por esta razón es necesario establecer una clara distinción entre los conectores dúctiles o no.

Para las vigas sobre dos apoyos, se propone un método práctico para el cálculo de la interacción parcial en el estado límite último, que utiliza una curva reducida de momento plástico; se imponen limitaciones sobre este método dependiendo del nivel de conexión y de la ductibilidad de los conectores. Se proporcionan fórmulas prácticas para comprobar el estado límite de servicio (flecha máxima, tensiones en fibras extremas y esfuerzos en los conectores), que es importante cuando se utiliza un nivel bajo de conexión.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección describe el cálculo de las conexiones semirrígidas por esfuerzo rasante en vigas mixtas. En términos generales, "la conexión rígida por esfuerzo rasante" se define por el número mínimo de conectores para una viga determinada, carga y método de cálculo, con los que la resistencia a la flexión de la viga no aumentaría si se proporcionaran más conectores; en caso contrario, la conexión por esfuerzo rasante es semirrígida. En la práctica, la conexión semirrígida por esfuerzo rasante se utiliza a menudo en edificios de varias plantas por las razones siguientes:

- para ahorrar costes; el proyecto puede estar basados en requisitos de servicio u otros criterios (aspectos arquitectónicos, facilidad de construcción) en lugar de por su resistencia a la rotura por flexión.

- para permitir la utilización de un espaciado de conectores más amplio y una reducción correspondiente de la armadura transversal en la losa.

- para su coordinación con el sistema de forjado utilizado, por ejemplo, con forjados de losas prefabricadas o cuando la losa se fabrica sobre chapas de acero perfilado con nervios transversales al eje de la viga de acero.

Es difícil desarrollar modelos precisos para la conexión semirrígida [1, 2]. Por lo tanto, el objetivo principal de esta lección consiste en presentar y explicar métodos simplificados de cálculo que sean aptos cuando se acepta una idealización del comportamiento del conector con respecto a su capacidad de deformación bajo deslizamiento. Por lo tanto, en conformidad con la clasificación adoptada en el Eurocódigo 4[3], se establece una distinción clara entre los conectores dúctiles y no dúctiles. El caso de conectores totalmente rígidos y no dúctiles se trata brevemente en el apartado 3; la mejor solución, en este caso, consiste en calcular la conexión por esfuerzo rasante utilizando un proceso sencillo y seguro basado en un análisis elástico de la viga, algo que no presenta dificultades teóricas.

Esta lección está dedicada principalmente al caso de conectores dúctiles por cortante en vigas sobre dos apoyos. Como se ha explicado en el apartado 4, el concepto de conexión semirrígida por esfuerzo rasante es relativamente fácil de aplicar en vigas sobre dos apoyos debido a que se puede utilizar la teoría plástica para determinar la resistencia de las secciones transversales. Esta facilidad de aplicación se debe a que, según las definiciones dadas en la lección 12.3, las secciones transversales críticas a flexión por momento positivo pertenecen a menudo a la clase 1 (incluso con almas finas) o en el peor de los casos a la clase 2 (si la fibra neutra plástica se encuentra en el alma de acero). Se destacan también las restricciones en el uso de conexiones semirrígidas por esfuerzo rasante como, por ejemplo, en estado límite último de vanos muy largos y también en estado límite de servicio debido al aumento de las flechas causadas por la flexión.

2. CLASIFICACIÓN DE CONECTORES

La propiedad material más importante de un conector es su ductilidad. Según el Eurocódigo 4[3], los conectores dúctiles se definen como aquellos que tienen una capacidad suficiente de deformación bajo deslizamiento, para justificar el supuesto de un comportamiento perfectamente plástico de la conexión por esfuerzo rasante. Cuando se compara con la curva real de carga-deslizamiento de un conector determinado, esta definición determina los valores de dos propiedades relevantes (véase la figura 1a): la resistencia a cortante del conector, P_R, que corresponde a la plataforma plástica de una curva equivalente de carga-deslizamiento y que a menudo se toma como la resistencia característica del conector; y la capacidad de deslizamiento del conector, s_u, que se podría tomar como el deslizamiento máximo medido en el nivel característico de carga. Hay que resaltar también que en aplicaciones reales se debería sustituir la resistencia P_R por la resistencia de cálculo P_{Rd} que se obtiene dividiendo P_R por un factor apropiado de seguridad parcial γ_V. Este factor permite la existencia de incertidumbre sobre las propiedades del material y la fórmula de cálculo utilizada para obtener la resistencia a cortante. Para la capacidad de deslizamiento s_u, el Eurocódigo 4 estima que un valor superior a 6 mm permite considerar los conectores como dúctiles. La realización de ensayos experimentales ha demostrado que este requisito se ve satisfecho normalmente por conectores con cabezales soldados a una viga de acero, siempre que tengan una longitud total, después de su soldadura, no inferior a 4 veces su diámetro y que su diámetro de espiga sea de 16 a 22 mm. Además, se ha demostrado que, cuando los conectores de espiga se sueldan a través de chapas de acero perfilado y se disponen a una distancia suficiente por encima del extremo superior de los nervios de acero, la capacidad de deslizamiento puede llegar a ser mucho mayor que para losas sólidas, con s_u igual a 10 o 15 mm, por ejemplo. Este aumento favorable de la capacidad de deslizamiento a menudo va acompañado de un comportamiento más complejo de conector como, por ejemplo, la existencia de una rama descendente en la curva de carga-deslizamiento, lo que es difícil de tener en cuenta en el cálculo ordinario. Otros conectores también pueden demostrar comportamiento dúctil como, por ejemplo, los

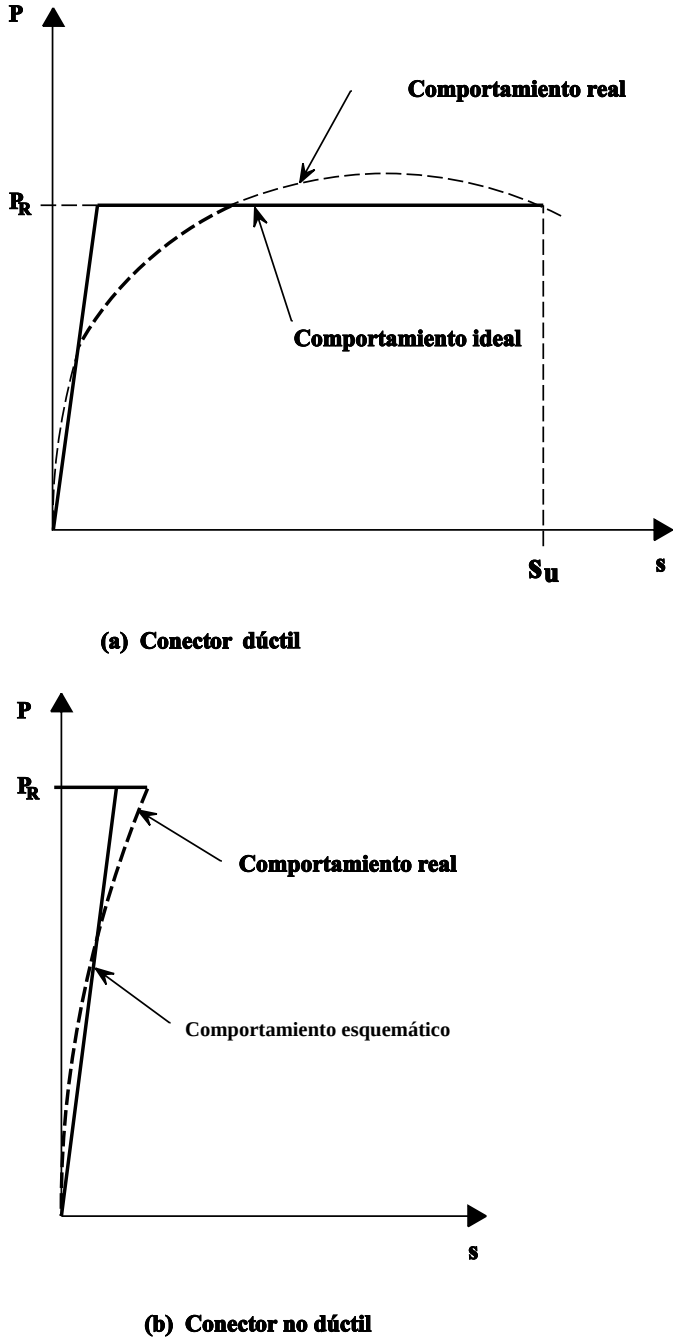


Figura 1 Conectores dúctil y no dúctil

tornillos de alta resistencia por fricción apropiadamente utilizados en losas macizas prefabricadas.

Alternativamente, los conectores totalmente rígidos, es decir, no dúctiles, se pueden definir como aquellos que se fracturan cuando se alcanza la carga última P_R del conector sin ningún deslizamiento significativo; en este caso, la resistencia subsiguiente a cortante cae repentinamente a cero. En la práctica, un conector de bloque debería clasificarse así porque su única capacidad de deslizamiento se debe al hormigón comprimido justo frente a su superficie. Comparadas con este tipo, otros conectores, como los angulares o los de asa, parecerían dúctiles debido a la flexibilidad y ductilidad parcial de sus componentes de acero. Sin embargo, ante la ausencia de una relación explícita de su comportamiento carga-deslizamiento y de un cálculo riguroso del esfuerzo rasante longitudinal a lo largo del plano de unión entre el acero y el hormigón, se recomienda que se consideren como conectores absolutamente no dúctiles y rígidos. Este es un supuesto conservador para el cálculo de conexiones por esfuerzo rasante.

3. CÁLCULO CON CONECTORES NO DÚCTILES

Cuando se utilizan conectores absolutamente rígidos, es decir, no dúctiles, en una viga mixta bajo carga creciente, la carga de agotamiento se alcanza tan pronto como el esfuerzo rasante longitudinal sobre el conector que soporta la carga más pesada pasa a ser igual que su resistencia al esfuerzo cortante P_{Rd}. Por lo tanto, el cálculo óptimo adopta la distribución de los conectores que corresponde a la distribución del esfuerzo rasante longitudinal. Aquí no existe ninguna aplicación sencilla del análisis elasto-plástico, por lo que se utiliza sólo el análisis elástico para calcular los esfuerzos internos de la viga. Como, en teoría, no es posible que se experimente deslizamiento alguno con anterioridad al colapso, existe una interacción completa entre la losa de hormigón y el elemento de acero. Resulta lógico, por lo tanto, determinar el esfuerzo rasante longitudinal por unidad de longitud del plano de unión por medio de la teoría de la viga elástica. Esta teoría nos proporciona la fórmula siguiente:

$$T(x) = V(x)\,\frac{S}{I} \qquad (1)$$

donde

- V(x) es el esfuerzo cortante en la sección transversal x.
- S es el momento estático tomado en el plano de unión acero-hormigón.
- I es el momento de inercia de la sección transversal completa.

S e I deberán, como es natural, ser calculados sustituyendo el área de hormigón A_c por un área de acero igual a A_c/n, donde n es la relación de equivalencia:

$$n = \frac{E_a}{E_c} \qquad (2)$$

En este contexto, el principio del cálculo para la conexión por esfuerzo rasante es similar para las vigas sobre dos apoyos y las continuas. Salvo para normas específicas que se aplican en las proximidades de los extremos de cada vano, en general se acepta que el tamaño y espaciado de los conectores puede mantenerse constante a lo largo de cualquier tramo de longitud l en el que, bajo la carga de cálculo que se está considerando, los valores extremos del flujo de esfuerzo rasante T(x) no sobrepasan su valor medio T en más de un 10 % (algunos códigos adoptan el 5 %). En estos tramos, el esfuerzo rasante total longitudinal no debería sobrepasar el producto del número N de conectores y la resistencia de cálculo por conector. Por lo tanto, N se puede obtener de lo siguiente:

$$N \geq \frac{T\,l}{P_{Rd}} \qquad (3)$$

La distribución de los conectores puede verse influenciada por la precarga de la viga de acero (construcción apuntalada/sin apuntalar) y por tensiones internas posiblemente causadas por la retracción y fluencia del hormigón. Para la retracción y la fluencia, el cálculo de las tensiones y del flujo del esfuerzo rasante longitudinal T(x) debe estar basado en un valor mayor de la relación de equivalencia n (para efectos a largo plazo, la relación original se multiplica por un factor de 2 ó de 3).

4. CÁLCULO DE VIGAS SOBRE DOS APOYOS CON CONECTORES DÚCTILES

4.1 Definición de Unión Rígida y Semirrígida por Esfuerzo Rasante

Para una mayor simplificación, sólo se considera una viga sobre dos apoyos con secciones transversales constantes y sometida a cargas uniformemente distribuidas o a una carga puntual (pero no a los dos tipos de carga). En primer lugar resulta necesario definir dos términos generales:

- la "sección transversal crítica" de la viga es la sección transversal del momento flector máximo. (Hay un momento flector cero en los soportes).

- el "tramo crítico" de la viga es el tramo entre dos secciones transversales críticas adyacentes.

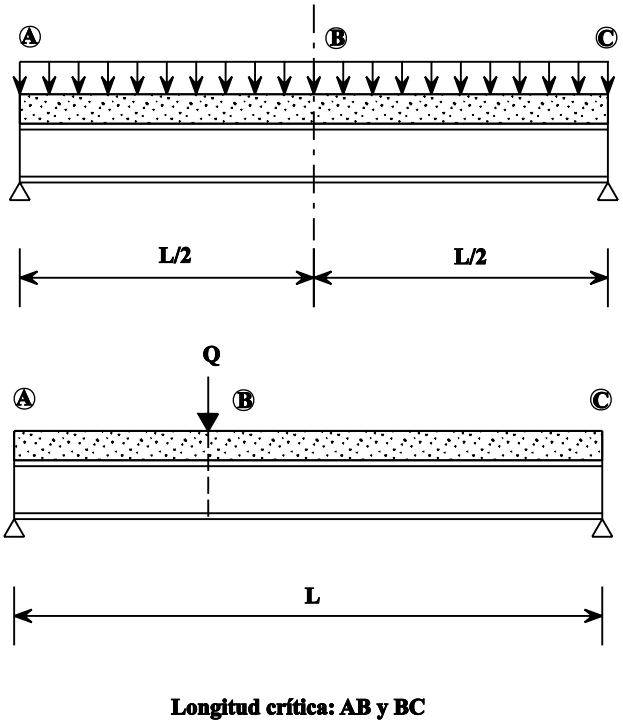


Figura 2 Longitud crítica

Considerando cualquier tramo crítico de una viga sobre dos apoyos (véase la figura 2), se puede determinar el valor máximo del esfuerzo rasante longitudinal total, V_{lf}, en dicho tramo, asumiendo que se alcanza el momento de resistencia plástico en la sección transversal interna crítica. En consecuencia, V_{lf} es igual a la menor resistencia plástica axial del elemento de acero o de la losa de hormigón en la sección transversal crítica considerada. Tal como se ha demostrado en la lección 12.3, la resistencia a la tracción del elemento de acero es igual a $A_a\ f_y/\gamma_a$ y la resistencia a la compresión de la losa de hormigón es igual a $0{,}85\ f_{ck}/\gamma_c$ veces su área A_c (dentro de la anchura eficaz b_{eff}). Por lo tanto:

V_{lf} = el valor menor de entre

$$\left(\frac{A_a f_y}{\gamma_a} \quad \text{o} \quad \frac{0{,}85\ A_c\ f_{ck}}{\gamma_c}\right) \tag{4}$$

Debe mencionarse que en esta derivación se ignora el pequeño efecto correspondiente a la armadura longitudinal a compresión.

Dado que cada conector puede transferir un esfuerzo igual a su resistencia límite P_{Rd} (asumiendo un índice adecuado de ductilidad), el número N_f de conectores que se requiere para obtener una conexión rígida por esfuerzo rasante para la longitud crítica se determina como sigue:

$$N_f = \frac{V_{l\,f}}{P_{Rd}} \tag{5}$$

Si el número N de conectores dentro de la longitud crítica es inferior a N_f:

$$N < N_f \tag{6}$$

la longitud crítica se encuentra en conexión semirrígida por esfuerzo rasante y su grado de conexión viene definido por la relación N/N_f. Obviamente una viga se encuentra totalmente conectada sólo si todas sus longitudes críticas están completamente conectadas.

4.2 Método de Cálculo para Uniones Semirrígidas por Esfuerzo Rasante

A efectos del cálculo (asumiendo que se utilizan conectores dúctiles) bastará introducir el concepto de una curva de momento de agotamiento reducido, sin necesidad de calcular el deslizamiento a lo largo del plano de unión acero-hormigón.

a) Curva de momento de agotamiento reducido

Se puede calcular fácilmente la reducción del momento de agotamiento reducido de la sección transversal crítica interna causada por la reducción del número de conectores. Asumiendo que cada conector desarrolla su resistencia de cálculo a cortante, el esfuerzo rasante longitudinal total V_l en cada tramo crítico es igual a la suma de las resistencias a cortante de los conectores y de la fuerza máxima a compresión $F_u^{(r)}$ en la losa:

$$V_l = N P_{Rd} = F_u^{(r)} \qquad (7)$$

donde $N < N_f$ (véase la figura 3). La profundidad correspondiente del diagrama rectangular de tensión del hormigón es igual a:

$$y_c = \frac{F_u^{(r)}}{0{,}85\, f_{ck}\, b_{eff} / \gamma_c} \le h_c \qquad (8)$$

La posición de la fibra neutra en la viga de acero puede determinarse igualando $F_u^{(r)}$ a la fuerza de tracción en la viga de acero, con lo que se puede calcular el momento de agotamiento reducido $M_u^{(r)}$. El resultado es (véase la figura 3):

- si la fibra neutra se encuentra en el ala superior de acero, su posición y_a y el momento de agotamiento reducido $M_u^{(r)}$ están determinados por las relaciones siguientes:

$$y_a = \frac{A_a (f_y / \gamma_a) - F_u^{(r)}}{2 b_1 (f_y / \gamma_a)} \quad \text{con: } y_a \le t_1 \qquad (9)$$

$$M_u^{(r)} = F_u^{(r)} \left(h_c + d_a - \frac{y_c}{2}\right) + 2\, b_1\, y_a\, (f_y / \gamma_a)\left(d_a - \frac{y_a}{2}\right) \qquad (10)$$

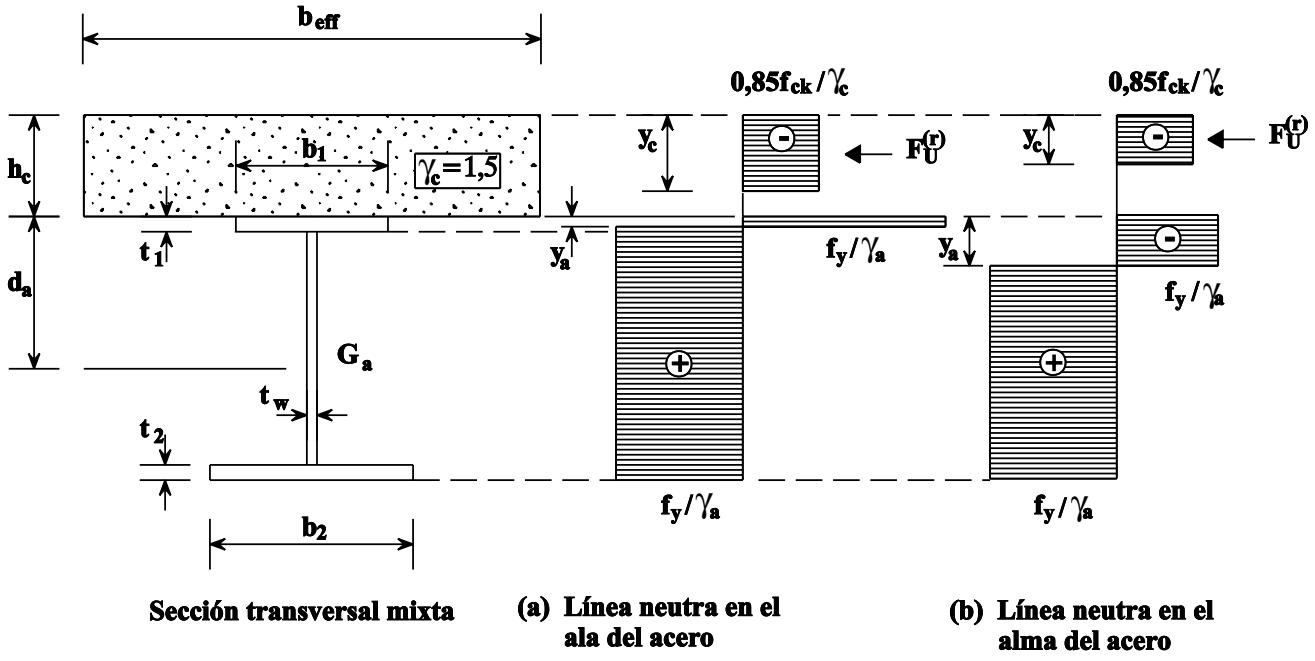


Figura 3

- si la fibra neutra se encuentra en el alma de acero:

$$y_a = \frac{(A_a + 2t_1 t_w - 2b_1 t_1)(f_y / \gamma_a) - F_u^{(r)}}{2\, t_w (f_y / \gamma_a)} \quad (11)$$

donde

$$t_1 \le y_a \le d_a$$

y

$$M_u^{(r)} = F_u^{(r)}\left(h_c + d_a - \frac{y_c}{2}\right) + 2b_1 t_1 (f_y / \gamma_a)\left(d_a - \frac{t_1}{2}\right) + t_w (y_a - t_1)(f_y / \gamma_a)(2\, d_a - y_a - t_1) \quad (12)$$

Este enfoque recibe el nombre de “modelo de tensión rectangular” en la correspondiente bibliografía.

Se puede deducir analíticamente una relación bien definida entre la resistencia a la flexión $M_u^{(r)}$ y el número N de conectores por tramo crítico, es decir, $M_u^{(r)}(N)$. Al introducir las ecuaciones (8) y (9) en (10) y también (8) y (11) en (12), queda claro que la variación de cada función para obtener $M_u^{(r)}$ ($F_u^{(r)}$) y, por lo tanto, $M_u^{(r)}(N)$, es cuadrática. Además, conviene tomar nota de que (véase la figura 4):

- para $N = N_f$, el valor del momento $M_u^{(r)}$ obtenido con la ecuación (10) es igual al momento plástico de resistencia total M_u de la viga mixta.
- para $N = 0$, el valor de $M_u^{(r)}$ obtenido con la ecuación (12) es igual al momento plástico M_{apl} de la viga de acero por sí sola (en este caso, $y_a = d_a$).
- para el valor específico $N = N_1$, correspondiente al valor $F_u^{(r)}$, cuando $y_a = t_1$, se ase-

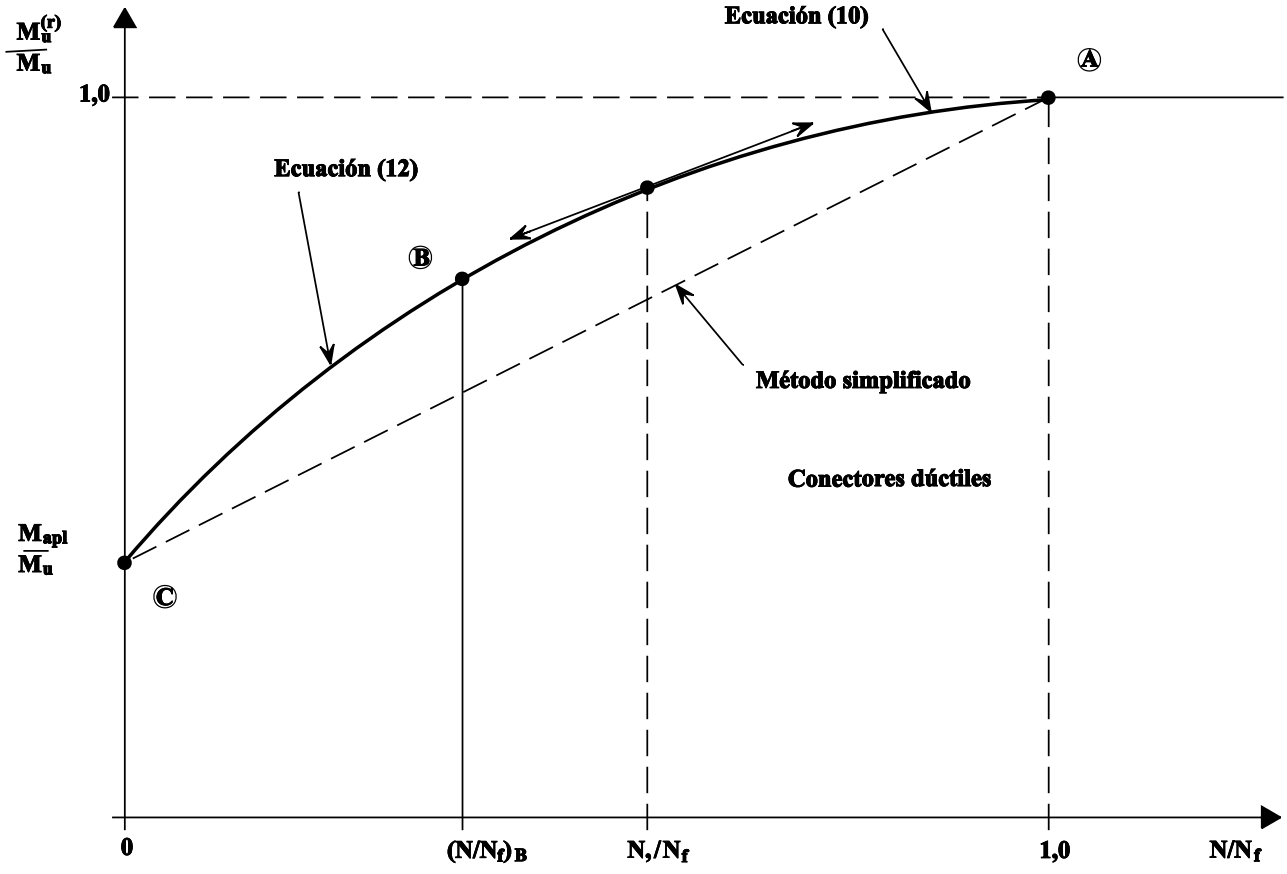


Figura 4

gura la continuidad de las funciones $M_u^{(r)}(N)$ y su primera derivada.

- la segunda derivada de la función tiene un valor negativo constante cuando N varía dentro de los intervalos respectivos (0, N_1) y (N_1, N_f).

Finalmente, la relación global entre $M_u^{(r)}$ y N puede ser representada por una curva convexa ABC, tal como se muestra cualitativamente en la figura 4. Esta relación también puede considerarse de forma adimensional ($M_u^{(r)}/M_u$, N/N_f).

La convexidad de la curva ABC permite un enfoque simplificado alternativo que siempre resulta seguro. Este enfoque define la resistencia al momento $M_u^{(r)}$ por una interacción lineal con el grado de conexión por esfuerzo rasante N/N_f, de forma que:

$$M_u^{(r)} = M_{apl} + \frac{N}{N_f}(M_u - M_{apl}) \qquad (13)$$

Este "método de interacción lineal" queda representado por la línea de puntos AC en la figura 4. En general, puede resultar muy ventajoso utilizar el método del modelo de tensión de rectangular, ecuaciones (9) - (12), en el rango de N/N_f = 0,5 a 0,7.

b) Carga límite de la viga

El ejemplo anterior asume que la viga sobre dos apoyos está sometida a una carga distribuida uniformemente W o a una carga puntual Q (véase la figura 2). Dado que el colapso de la viga tiene lugar cuando se produce una rótula plástica en la sección transversal crítica sometida al momento máximo, resulta lógico adoptar una curva de carga límite W/W_u ó Q/Q_u, en lugar de $M_u^{(r)}/M_u$, trazada contra el grado de conexión N/N_f. Aquí, W_u o Q_u corresponde a la carga límite de la conexión rígida por esfuerzo rasante.

c) Requisito de grado mínimo de conexión por esfuerzo rasante

Si el grado de conexión por esfuerzo rasante resultara ser demasiado bajo, la curva reducida de momento límite será irrelevante dado que el colapso del conector tendrá lugar antes que el agotamiento por flexión.

La figura 5a muestra el resultado de cálculos numéricos para una viga cargada uniformemente con una luz de 6,5 m. Las dimensiones de la sección transversal y las propiedades de los materiales están indicadas en la figura 5b y se tienen en consideración dos valores de deslizamiento final diferentes, s_u, para los conectores: 3 mm y 5 mm. Aquí, la curva ABC corresponde a la curva del momento de agotamiento reducido según las relaciones de las ecuaciones (7) - (12). Asumiendo un comportamiento elástico-perfectamente plástico del acero y que s_u es

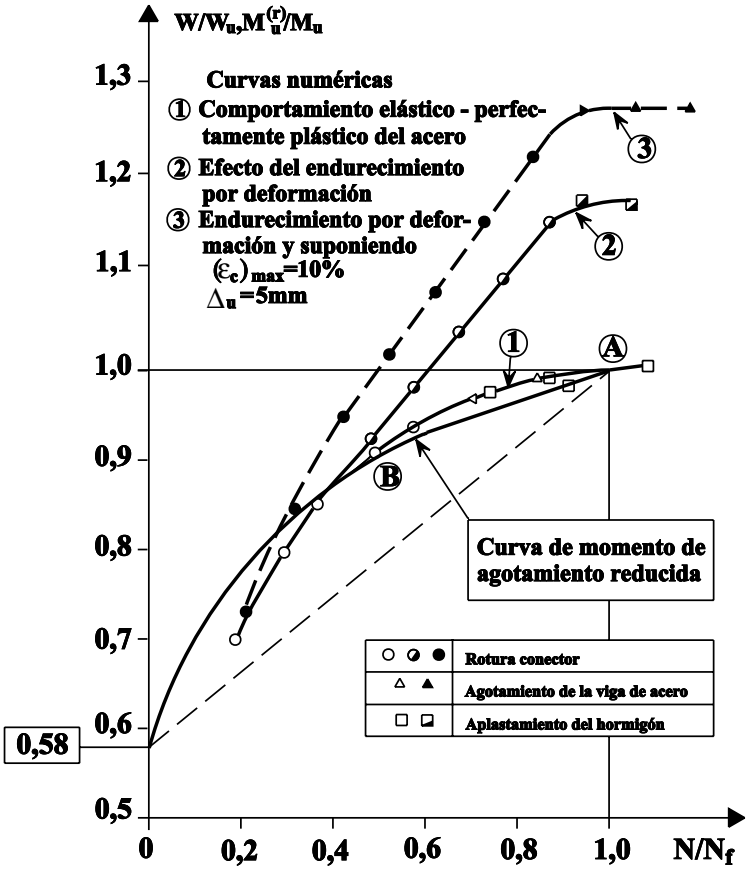


Figura 5a

igual a 3 mm, los valores calculados de W/W_u se trazan a lo largo de la curva (1), representando 10 grados diferentes de conexión para la viga. Puede observarse inmediatamente que la parte BC de la curva de momento es insegura y, por lo tanto, inutilizable. Si se tiene en cuenta el endurecimiento por deformación para la curva de tensión-deformación del acero (aquí una variación lineal de σ_a desde f_y = 240 N/mm^2 hasta f_u = 360 N/mm^2 cuando ε_a yace entre $10\varepsilon_{ay}$ y $25\varepsilon_{ay}$), la curva (1) será sustituida por la curva (2) que es más segura, pero la intersección de la curva (2) con la curva del momento reducido es casi igual que la intersección con la curva (1). Este resultado es lógico ya que el agotamiento causado por la ruptura del conector tiene lugar en ambos casos y no parece susceptible a la influencia del endurecimiento- deformación unitaria. Por otra parte, podrá observarse un movimiento favorable del punto de intersección hacia la izquierda si se utilizaran conectores más dúctiles (véase la curva (3)), para la que el deslizamiento límite s_u se asume igual a 5 mm.

Las investigaciones teóricas y la realización de ensayos experimentales sobre vigas han demostrado que la rotura del conector no tiene importancia, siempre que el método utilizado para calcular la carga límite proporcione el mismo grado de seguridad en lo que atañe al agotamiento por cortante y al agotamiento por flexión. El comportamiento de la viga con respecto al agotamiento por cortante podría mostrar tanta ductilidad como para el agotamiento por flexión, incluso para grados bajos de conexión, ya que los conectores dúctiles utilizados en la práctica tienen amplias capacidades de deformación. En consecuencia, el problema principal reside en la localización del punto de transición, B en las figuras 4 y 5, de la curva de momento de agotamiento reducido, sin tener que utilizar métodos complejos. Otro problema, que no se examina aquí, concierne a la forma del diagrama utilizado para calcular la carga límite asociada con el agotamiento por cortante.

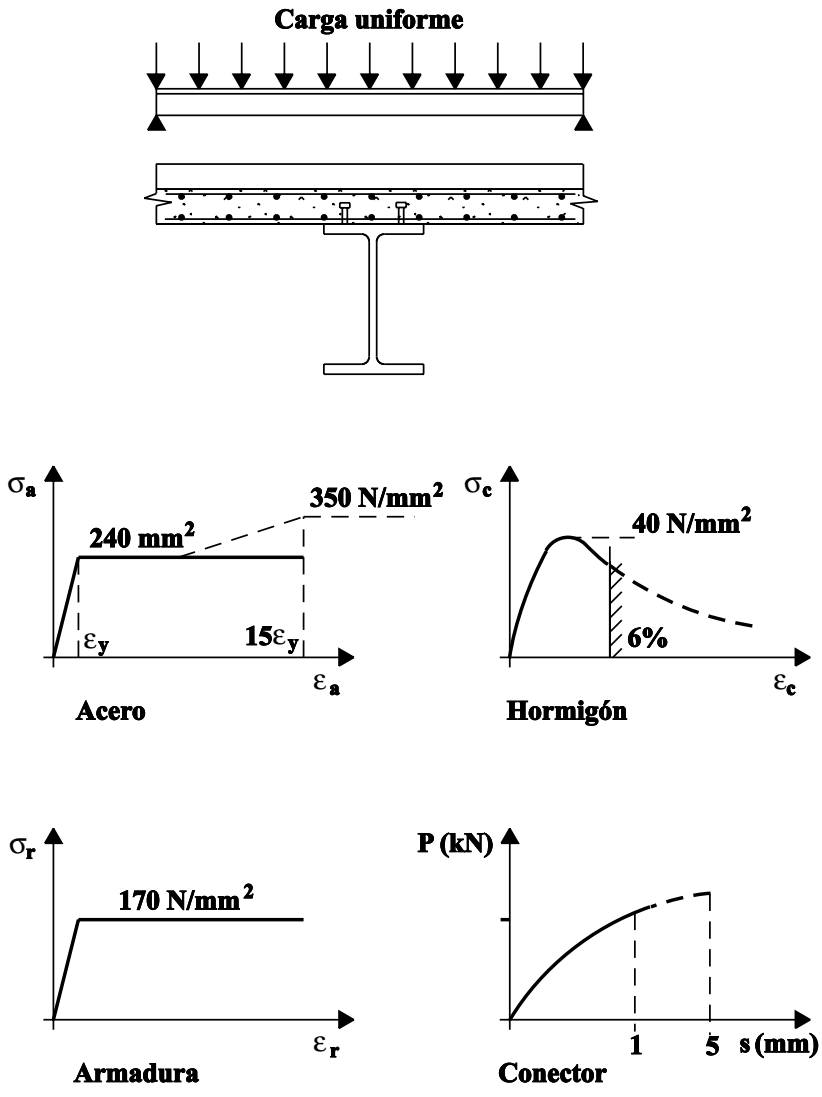


Figura 5b

El primer borrador del Eurocódigo 4[3] ignoraba el agotamiento por cortante y utilizaba sólo la porción AB de la curva de momento reducido; establecía que el grado de conexión en el punto B no debía ser inferior a $(N/N_f)_B$ = 0,5, siempre que la luz de la viga no sobrepasara los 20 metros. Pero una reciente investigación teórica [4] ha demostrado que esta relación no es segura en algunos casos debido a que el punto de transición B puede moverse rápi-

damente hacia la derecha cuando aumenta la luz L de la viga, aunque siga estando por debajo de los 20 metros.

El Eurocódigo 4 proporciona una definición más correcta de la parte utilizable AB de la curva de momento reducido, teniendo en cuenta que el grado de conexión $(N/N_f)_B$ debe depender de la luz L de la viga. Su especificación, para conectores dúctiles, basada en los resultados de varias investigaciones realizadas en Francia y en el Reino Unido, es como sigue:

- para secciones de acero con alas iguales:

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_B = 0{,}4 \quad \text{donde } L \le 5 \text{ m} \qquad (14)$$

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_B = 0{,}25 + 0{,}03\,L \le 1 \quad \text{donde } L > 5 \text{ m} \qquad (15)$$

- para secciones de acero que tienen un ala inferior con un área no superior a 3 veces el área del ala superior:

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_B = 0{,}4 + 0{,}03\,L \le 1 \qquad (16)$$

Las fórmulas anteriores son aptas para el caso de conectores de espiga en losas macizas. En el caso de losas fraguadas sobre chapa de acero perfilado sería razonable considerar un aumento de la ductilidad de los conectores y, por lo tanto, la utilización de grados más bajos de conexión; por ejemplo, se avanza la fórmula siguiente:

$$0{,}4 \le \left(\frac{N}{N_f}\right)_B = 0{,}04\,L \le 1 \qquad (17)$$

para perfiles de acero con alas iguales o desiguales.

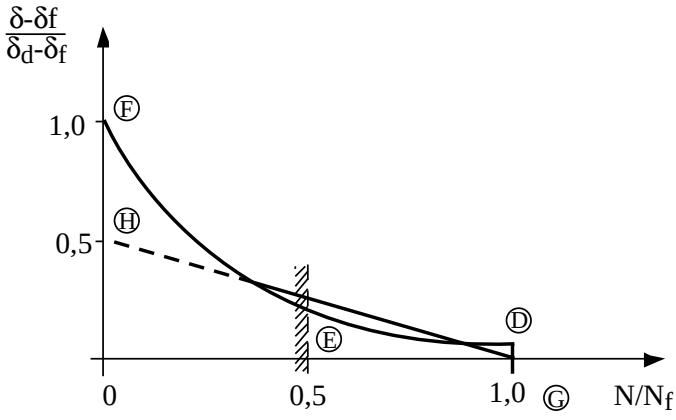


Figura 6

4.3 Comprobación del Estado Límite de Servicio

La conexión semirrígida por esfuerzo rasante tiene varios efectos sobre el comportamiento de la viga en el estado límite de servicio.

(a) Para vigas con conexión semirrígida por esfuerzo rasante, se ha descubierto [5[, por medio de una curva similar a DEF en la figura 6 que, para una carga determinada, la flecha máxima δ está relacionada al número N de conectores; donde δ_f es la flecha de la conexión rígida y δ_a es la de la viga de acero por sí sola.

En la práctica, asumiendo que no se utilizan valores por debajo de 0,5 para la relación N/N_f, la siguiente relación proporciona una aproximación razonable para δ:

- para vigas apuntaladas:

$$\delta = \delta_f + 0{,}5\left(1 - \frac{N}{N_f}\right)(\delta_a - \delta_f) \qquad (18)$$

- para vigas sin apuntalar:

$$\delta = \delta_f + 0{,}3\left(1 - \frac{N}{N_f}\right)(\delta_a - \delta_f) \qquad (19)$$

Otro enfoque, que resulta válido para un intervalo mayor del grado de conexión ($0{,}2 \le N/N_f \le 1{,}0$), y que parece más preciso que las ecuaciones (18) y (19), calcula la flecha

elástica δ utilizando un momento efectivo de inercia I_e para la viga parcialmente mixta. El momento efectivo de inercia se determina aproximadamente por:

$$I_e = I_a + \left(\frac{N}{N_f}\right)^{\alpha} (I_f - I_a) \qquad (20)$$

donde I_f y I_a son, respectivamente, los momentos de inercia de la sección completamente mixta y de la de acero y el exponente α depende de la luz L de la viga.

Se han sugerido [4] valores prácticos convenientes de α como, por ejemplo, 1,5, 1,0 y 0,8 cuando L es igual a 5, 10 y 15 metros respectivamente.

b) Normalmente se ignora el efecto de la conexión semirrígida por esfuerzo rasante sobre el aumento de las tensiones en el hormigón y en las fibras extremas de acero cuando N/N_f está entre 0,5 y 1. Si N/N_f está dentro de un intervalo mayor ($0,2 \leq N/N_f \leq 1,0$), resulta posible utilizar un módulo de sección efectivo de sección W_e (que hace referencia al ala de tracción de la sección de acero) determinado por:

$$W_e = W_a + \left(\frac{N}{N_f}\right)^{\beta} (W_f - W_a) \qquad (21)$$

donde W_f y W_a son, respectivamente, los módulos de la sección completamente mixta y de la de acero, y el exponente β es aproximadamente igual a $\alpha/2$ [4].

c) Además, el comportamiento del conector debe continuar reversible bajo las cargas en estados límite de servicio. Este comportamiento reversible se garantiza requiriendo que el esfuerzo cortante al que esté sometido cada conector no sobrepase 0,7 P_{Rd}. Para comprobar que se satisface este requisito es posible utilizar un análisis elástico como el que se presenta en el apartado 3; si N/N_f no es demasiado bajo (por ejemplo, $N/N_f \geq 0,5$), puede asumirse que este análisis es válido para conectores dúctiles que trabajen en la parte reversible de su curva carga-deslizamiento.

5. RESUMEN FINAL

1. La conexión semirrígida por esfuerzo rasante es una opción importante para el uso económico de vigas mixtas en edificios. En esta lección se presentan métodos de cálculo para vigas sobre dos apoyos que dependen de la ductilidad de los conectores.

2. Cuando se utilizan conectores no dúctiles, el método más sencillo de cálculo utiliza la teoría de la viga elástica para calcular el esfuerzo rasante longitudinal por unidad de longitud.

3. Cuando se utilizan conectores dúctiles, el método de cálculo se basa en la resistencia plástica de las secciones transversales, utilizando el método del modelo rectangular de tensión. Se llama la atención sobre el requisito de un grado mínimo de conexión que depende de la luz de la viga.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Aribert, J.M. et Abdel Aziz K., “Calculation of Composite Beams up to Ultimate State with the Effect of Uplift at Steel-Concrete Interface”, Revue Construction Métallique nº 4 - 1985 - p 3-36.

[2] Aribert, J.M. et Abdel aziz K., “General Model for the Ultimate State Design of Statically Undeterminate Composite Beams”, Revue Construction Métallique nº 4 - 1986 - p 3-41.

[3] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en prensa).

[4] Aribert, J.M., “Span Limitations in Design of Composite Steel and Concrete Beams with a Partial Shear Connection”, IABSE Symposium Brussels, Belgium - Theme 1 - September 5-7 1990.

[5] Johnson, R.P., “Composite Structures of Steel and Concrete - Volume 1”, Crosby Lockwood, 1975.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Stark, J.W.B., “Composite Steel and Concrete Beams with Partial Shear Connection”, Heron - Volume 34 - Nº 4 - 1989 - The Netherlands.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.6.3: Uniones por Esfuerzo Rasante III

OBJETIVOS/CONTENIDO

Explicar el cálculo de la conexión por esfuerzo rasante en vigas mixtas continuas, haciendo mayor hincapié en las zonas de momento negativo.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 12.6.1 y 12.6.2: Uniones por Esfuerzo Rasante I y II

LECCIONES AFINES

Lecciones 12.4: Vigas Continuas

Lecciones 12.5: Estados Límite de Servicio

RESUMEN

El objetivo de la lección es explicar sencillamente la base de cálculo de conexiones rígidas y semirrígidas por esfuerzo rasante en vigas mixtas continuas, tratando principalmente sobre la distribución de los conectores en zonas de momento negativo. Deberán adoptarse las mayores precauciones respecto a la validez del comportamiento plástico de la sección transversal. Se desarrolla un método general, ilustrado mediante ejemplo, para las secciones transversales críticas de la clase 1. Para la secciones transversales críticas de la clase 2 se facilita una aproximación utilizando un método simplificado.

1. INTRODUCCIÓN

Esta lección describe el cálculo de conexiones por esfuerzo rasante en vigas mixtas continuas. El problema se estudia, principalmente, mediante un método práctico para determinar la distribución de conectadores a lo largo de la luz bajo esfuerzo rasante, sobre todo en la zona de momento negativo. Se considera la utilización de conexiones semirrígidas por esfuerzo rasante en una viga continua; este es un problema complejo que debe ser relacionado con la validez de la teoría plástica y se debe tener en cuenta el mayor riesgo de abolladura de las alas sobre los soportes intermedios.

2. CÁLCULO DE UNIONES POR ESFUERZO RASANTE EN VIGAS MIXTAS CONTINUAS

2.1 Aspectos Generales

El cálculo de la unión por esfuerzo rasante en una viga continua es más complejo que para una viga sobre dos apoyos, a causa de los efectos de la flexión negativa sobre sus soportes intermedios. Las secciones transversales de estas zonas pasan a ser críticas y es necesario comprobarlas. Esto resulta complicado por la disminución de la rigidez a la flexión (debido a la fisuración de la losa) y la tendencia de la línea neutra a ascender por el alma de acero, si se utiliza armadura en la losa, modificando así la clasificación de los elementos de la sección (según las definiciones facilitadas en la lección 12.3). En estas situaciones, se limita más el alcance de la aplicación del análisis rígido-plástico de las vigas. También existe la necesidad de distinguir entre varios procedimientos para el cálculo de conexiones.

Antes de describir los procedimientos, es necesario considerar los puntos siguientes:

- Incluso si se utiliza un análisis elástico para la viga continua (posiblemente en conjunto con la redistribución de los momentos de apoyo), no se excluye completamente el diseño plástico de la conexión por esfuerzo rasante si las secciones transversales en los extremos de cualquier tramo crítico están al menos en la clase 2. Esto se debe a que estas secciones transversales pueden desarrollar sus resistencias de momento plástico sin riesgo de abolladura (véase el apartado 3).

- En las zonas de momento negativo resulta difícil comprobar el cálculo de las conexiones semirrígidas por esfuerzo rasante con respecto a las capacidades requeridas de rotación de las secciones transversales sobre los soportes intermedios, incluso si dichas secciones son de la clase 1. Por lo tanto, para conformidad con el Eurocódigo 4[1], es preferible no permitir una interacción parcial en las zonas de momento negativo, a fin de reducir el riesgo de abolladura del acero.

- En las zonas de momento positivo, si las secciones transversales sobre los soportes intermedios son de la clase 2, 3 o 4, basta con la conexión semirrígida por esfuerzo rasante dado que el momento máximo positivo causado por las cargas de cálculo es claramente inferior a la resistencia al momento plástico M_u. Esto asume que se utiliza el análisis global elástico y que no hay restricciones especiales como, por ejemplo, las que se aplican en el caso de vigas de puentes.

- El trabajo experimental realizado indica que, cuando la losa se encuentra a tracción, la conexión por esfuerzo rasante es menos rígida y la resistencia límite se reduce ligeramente [2]. Este comportamiento es la razón por la que algunos códigos (cómo, por ejemplo, los Estándares Británicos) proponen, para las vigas mixtas en edificios, que la resistencia límite de los conectores P_{Rd}, en las zonas de momento negativo de las vigas continuas, debería tomarse aproximadamente un 20 por cien menor que el valor P_{Rd} utilizado en las zonas de flexión positiva. Sin embargo, Eurocódigo 4 no impone dicho requisito.

2.2 Vigas Continuas con Secciones Transversales Críticas de la Clase 1

A continuación se utiliza, para demostrar los procedimientos, el ejemplo muy sencillo de una viga continua de dos vanos sometida a una carga concentrada.

2.2.1 Caso Sencillo - Carga Puntual única

La figura 1a muestra un vano AC de una viga mixta de dos vanos, cargada por medio de

una única carga puntual Q, sobre el punto B. Ahora se desarrolla un método de cálculo para las conexiones semirrígidas y rígidas por esfuerzo rasante de la viga. En el momento de agotamiento se asume que tiene lugar un completo mecanismo plástico (secciones de la clase 1, véase la figura 1b), en el que el momento flector alcanza la resistencia límite de la sección transversal en cada ubicación de rótula plástica. Si se asumiera que estos momentos son $M_u^{(r)}$ y M'_u, bajo momentos positivos y negativos respectivamente, (véase la figura 1c), entonces la carga límite estaría determinada por la relación:

$$Q = \frac{M_u^{(r)} L + M'_u d}{d(L - d)} \qquad (1)$$

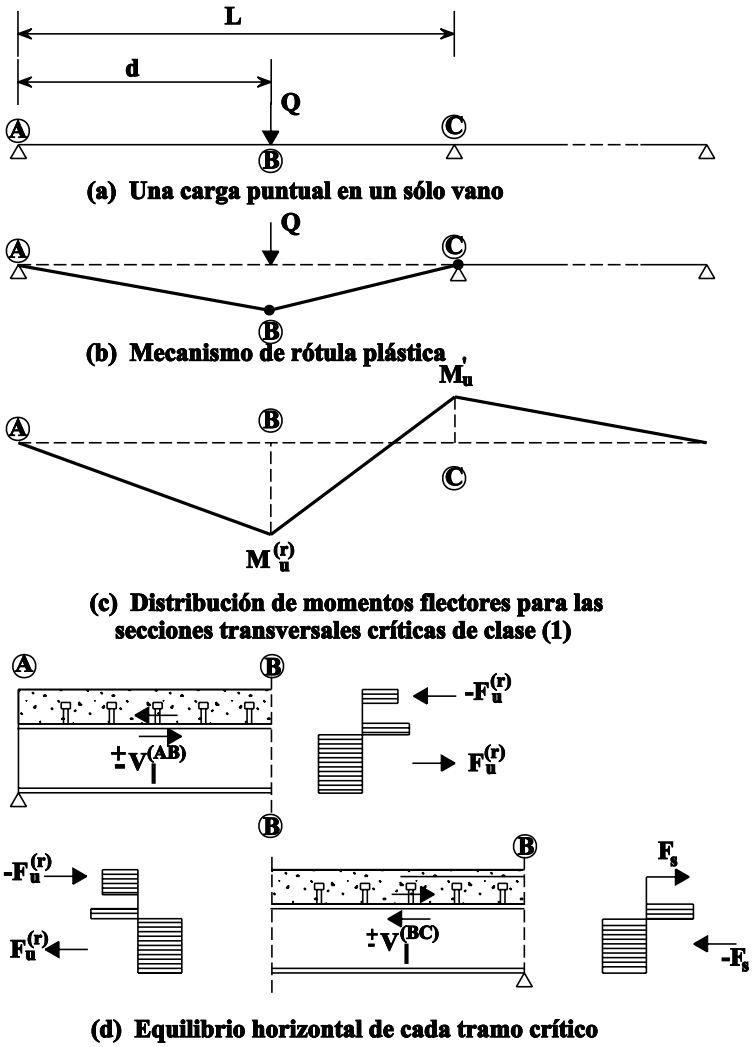


Figura 1

Claramente, los valores de $M_u^{(r)}$ y de M'_u dependen de la disposición de la conexión por esfuerzo rasante. Como se ha explicado en la lección 12.4.1, el cálculo del momento negativo de resistencia M'_u está basado en los supuestos siguientes:

- se ignoran las tensiones de tracción del hormigón.
- la armadura experimenta fluencia, por lo que la fuerza de tracción de la armadura en el momento del colapso es igual a:

$$F_s = \frac{a_s f_{sk}}{\gamma_s} \qquad (2)$$

- todas las fibras de la sección de acero experimentan fluencia a compresión o a tracción.

Primero se considera el tramo crítico BC, donde el momento flector cambia de signo. Se puede seleccionar el número $N^{(BC)}$ de conectadores dúctiles uniformemente distribuidos a lo largo de este tramo crítico. La condición de equilibrio horizontal (véase la figura 1d) de la losa de hormigón produce la ecuación:

$$V_l^{(BC)} = N^{(BC)} P_{Rd} = F_u^{(r)} + F_s \qquad (3)$$

donde $V_l^{(BC)}$ es el esfuerzo rasante total longitudinal en el tramo crítico que se está considerando y $F_u^{(r)}$ es el esfuerzo de compresión en la losa de hormigón de la sección transversal interior crítica B. Por lo tanto, se puede determinar el valor de $F_u^{(r)}$:

$$F_u^{(r)} = N^{(BC)} P_{Rd} - F_s \qquad (4)$$

y, en consecuencia, el momento final positivo reducido $M_u^{(r)}$ mediante la utilización de las ecuaciones (10) y (12) establecidas para vigas sobre dos apoyos (véase la lección 12.6.2).

Considerando el tramo crítico externo AB, que se encuentra sólo a

flexión positiva, se puede obtener directamente el número requerido $N^{(AB)}$ de conectores en base a la ecuación:

$$V_l^{(AB)} = N^{(AB)} P_{Rd} = F_u^{(r)} , \qquad (5)$$

por lo que:

$$N^{(AB)} = \frac{F_u^{(r)}}{P_{Rd}} = N^{(BC)} - \frac{F_s}{P_{Rd}} \qquad (6)$$

Finalmente, el número total N de conectores uniformemente distribuidos a lo largo de todo el vano AC es igual a:

$$N = N^{(AB)} + N^{(BC)} = 2\, N^{(BC)} - \frac{F_s}{P_{Rd}} \qquad (7)$$

En resumen, utilizando el parámetro $N^{(BC)}$, puede calcularse la carga límite Q de la viga, ecuación (1), como una función del número total N de conectores, ecuación (7), en el vano correspondiente, asumiendo que se desarrolla un mecanismo plástico de colapso. Obviamente, el caso de una conexión rígida por esfuerzo rasante corresponde al valor específico $N_f^{(BC)}$ de forma que la ecuación (4) conduce al valor máximo de $F_u^{(r)}$, es decir, V_{lf}, determinado por la ecuación (4) de la lección 12.6.2. Entonces:

$$N_f^{(BC)} = \frac{V_{l\,f} + F_s}{P_{Rd}} \qquad (8)$$

Los valores correspondientes del número total de conectores y la carga límite de la viga vienen definidos por los símbolos N_f y Q_u.

Para mostrar los resultados anteriores, la figura 2 facilita una representación gráfica de la relación entre Q y N (de forma no dimensional), específicamente de la curva cualitativa A′B′C′. La curva completa A′B′C′ no es utilizable por las mismas razones expuestas en el caso de vigas sobre dos apoyos; al igual que antes, el número mínimo de conectores debe quedar limitado a una función de la luz L de la viga. Así pues:

$$\frac{N}{N_f} \geq \left(\frac{N}{N_f}\right)_{B'} \qquad (9)$$

donde la limitación $(N/N_f)_{B'}$ puede volverse a evaluar utilizando las ecuaciones (15) y (16) facilitadas en la lección 12.6.2. Esta es una evaluación conservadora dado que la conexión semirrígida por esfuerzo rasante trata aquí sólo con la zona a flexión positiva y esta zona es más corta que L.

Se hacen las siguientes observaciones en relación al enfoque anterior:

(i) Las fórmulas derivadas están basadas en un valor cero asumido para el esfuerzo de compresión desarrollado posiblemente en el hormigón sobre el soporte intermedio. Este es un supuesto conservador, por lo que un análisis más detallado podría llevar a un aumento de la resistencia de cálculo.

(ii) La curva A′B′C′ que se muestra en la figura 2 es siempre convexa, al igual que la curva ABC en la figura 4 de la lección 12.6.2. Esta propiedad se extrae directa-

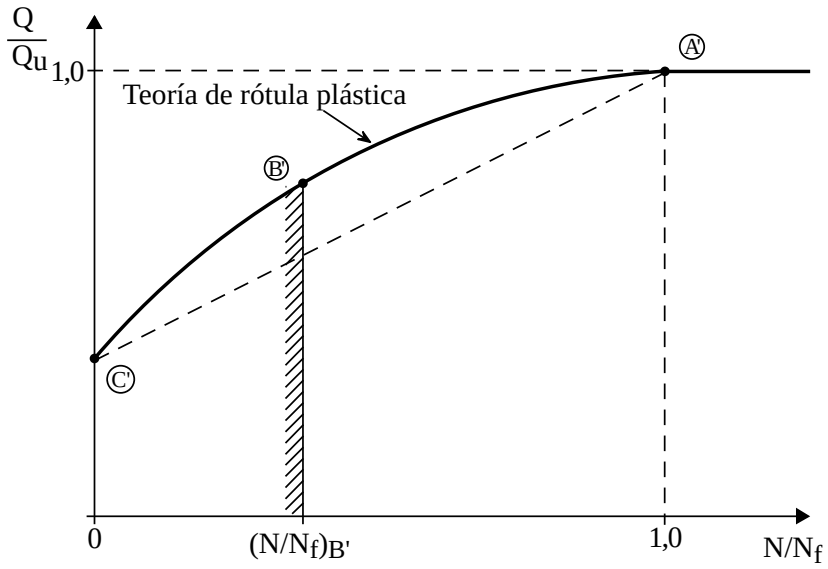


Figura 2

mente de la ecuación (1) y del valor negativo de la segunda derivada de la función $M_u^{(r)}(N^{(AB)})$ y, en consecuencia, de la función $M_u^{(r)}(N)$. Podría proponerse un método simplificado para la determinación de la carga límite Q de la viga continua con conexión semirrígida por esfuerzo rasante. Este método vuelve a estar basado en la interpolación lineal entre la carga límite Q_{apl} de la propia viga de acero y la carga límite Q_u de la viga mixta con conexión rígida por esfuerzo rasante:

$$Q = Q_{apl} + \frac{N}{N_f}(Q_u - Q_{apl}) \qquad (10)$$

(iii) Cómo ya se ha explicado, Q puede calcularse cuando se conoce el número de conectores y su distribución. De la misma forma, cuando Q es fijo, la curva A′B′C′ o la línea A′C′ permiten la determinación del número total N de conectadores y su distribución podrá determinarse entonces en base a la ecuación (7), seguida de (6).

(iv) Este comentario se ha centrado hasta ahora en la disposición específica carga/luz, que se muestra en la figura 1. Sin embargo, queda claro que estos mismos principios podrían aplicarse fácilmente a casos más generales de vigas continuas. Para estos casos, la ecuación (1) (utilizada para calcular la carga límite) será diferente y la definición de los tramos críticos relacionados con el mecanismo plástico en el momento del colapso podría ser más sutil. El apartado 2.2.2 cubre situaciones en las que se aplican varias cargas puntuales y/o cargas distribuidas sobre cualquier vano de una viga continua.

2.2.2 Casos Generales

La figura 3 muestra el caso de dos cargas puntuales iguales, cada una de ellas localizada a una distancia de un cuarto del vano a partir de los apoyos. La sección transversal del punto B es la crítica y la carga límite correspondiente está determinada por la relación:

$$Q = \frac{1}{L}(4\,M_u^{(r)} + M_u') \qquad (11)$$

Sin embargo, si el valor límite de Q fuera relativamente grande, en comparación con la resistencia de la sección, será necesario introducir una sección transversal intermedia en el punto D, lo que provocaría un espaciado no uniforme de los conectores a lo largo del tramo crítico interno BC.

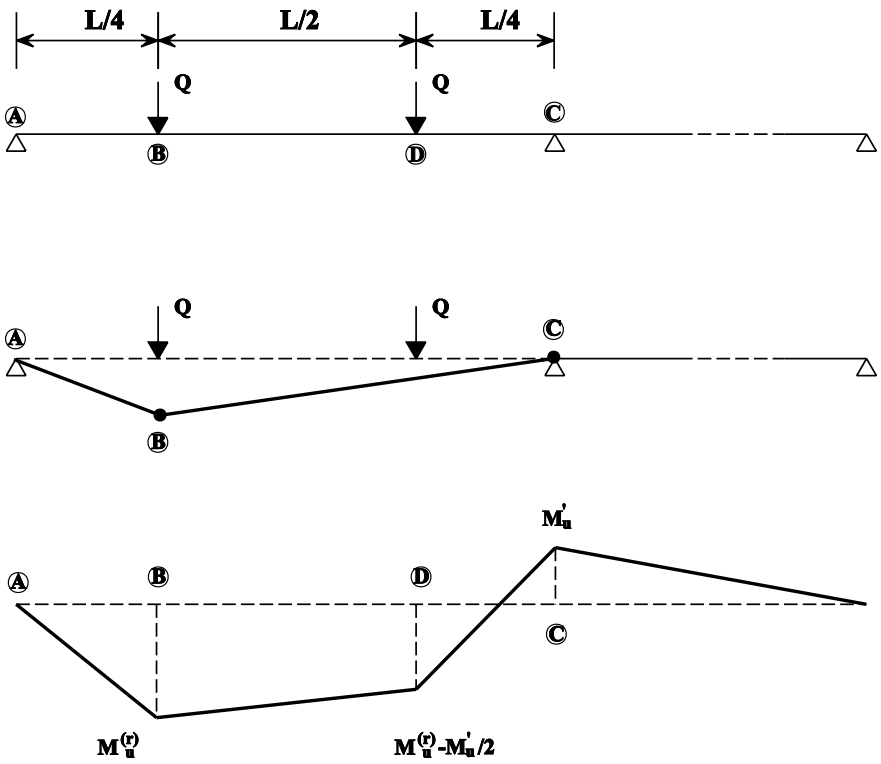


Figura 3

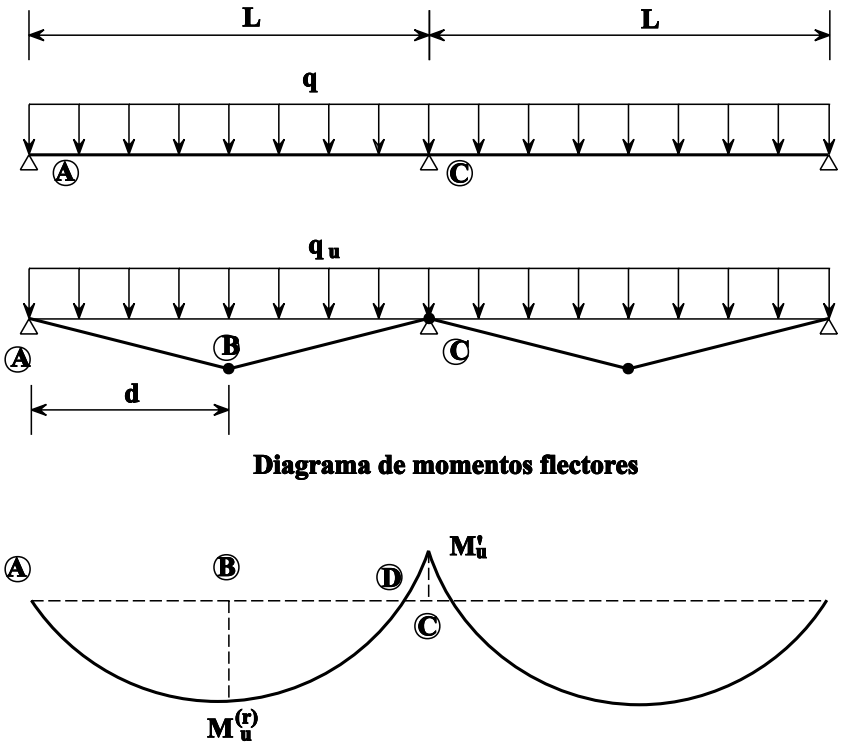


Figura 4

La figura 4 muestra una viga simétrica de dos vanos con una carga "q" distribuida uniformemente. El diseño de la conexión por esfuerzo rasante requiere que se calcule la localización de la sección transversal crítica B en base a la consideración del mecanismo de rótula plástica. Por lo tanto:

$$d = L\frac{M_u^{(r)}}{M_u'}\left(\sqrt{1+\frac{M_u'}{M_u^{(r)}}}-1\right) \qquad (12)$$

y el valor correspondiente de la carga límite es:

$$q = \frac{2\,(M_u^{(r)}\,L + M_u'\,d)}{d\,(L-d)\,L} \qquad (13)$$

En contraste con las figuras 1 y 3, la localización de la sección transversal crítica B se ve aquí ligeramente afectada por la selección del número $N^{(BC)}$ de conectores; esto hace que sea más difícil la definición de la curva (q/q_u, N/N_f), similar a la curva A′B′C′ de la figura 2. El método de interpolación, sin embargo, sigue siendo válido y el símbolo Q se sustituye por el símbolo q en la ecuación (10).

Finalmente, la figura 5 muestra un caso más complicado: una viga asimétrica de dos vanos sobre la que se aplica una carga q uniformemente distribuida junto con una pesada carga puntual Q sólo sobre el vano más largo. En este caso (véase d y d′ en la figura) deberán calcular-

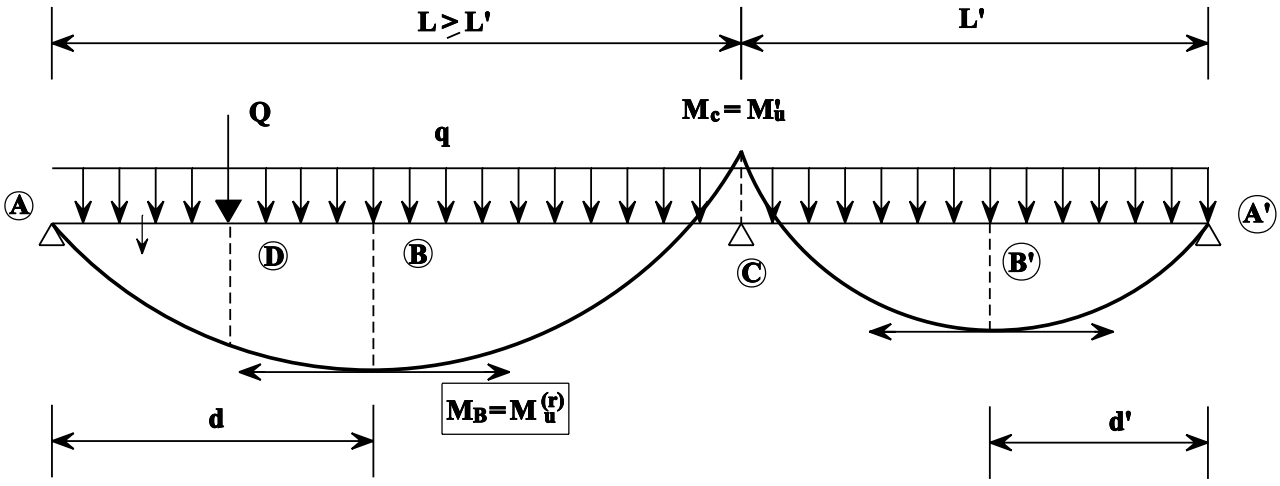


Figura 5

se la posición de las secciones transversales críticas B y B′ en momento positivo y el tramo crítico AB debería dividirse en dos subtramos mediante la introducción de la sección transversal intermedia D, para comprobar la exactitud de la conexión por esfuerzo rasante. El tramo interno crítico BC puede calcularse de acuerdo con el método general o el simplificado. Para el tramo interno crítico CB′, que no forma parte del mecanismo de rótula plástica, la conexión por esfuerzo rasante puede calcularse interpretando el momento flexor externo M_{B}' en el colapso como equivalente a un momento plástico reducido de resistencia en la sección transversal B′. Debe destacarse que se utiliza la misma interpretación para secciones transversales intermedias.

3. CASO DE VIGAS CONTINUAS CON SECCIONES TRANSVERSALES CRÍTICAS DE LA CLASE 2 EN SUS SOPORTES INTERMEDIOS

Las secciones transversales de la clase 2 se comentan aquí, junto con secciones transversales con almas de la clase 3 que pueden ser sustituidas por un alma efectiva de la clase 2 utilizando reducción de área. Haciendo referencia al sencillo ejemplo de la figura 1, la carga límite de cálculo de la viga no puede determinarse utilizando el análisis de rótula plástica. Para la viga sólo puede utilizarse un análisis global elástico con redistribución limitada de momentos, lo que conduce a una carga límite Q_d inferior al valor correspondiente Q_u para una viga de la Clase 1 con conexión rígida por esfuerzo rasante. Ya que $M_B < M_u$ en la zona de momento positivo, tal como se muestra en la figura 6, queda claro que se dará una conexión semirrígida por esfuerzo rasante incluso cuando la viga se utilice hasta el máximo de su resistencia a la flexión. Debe prestarse atención al hecho de que no se puede utilizar la curva convexa A′B′C′ de la figura 2 para calcular el número total N de conectores en el vano AC, dado que el mecanismo de rótula plástica no puede tener lugar en la sección transversal B de clase 2. En la práctica, sin embargo, se puede utilizar una línea similar a A′C′ para resolver este problema, ya que da resultados conservadores. Por lo tanto, a falta de un cálculo más riguroso, puede calcularse el grado de conexión N/N_f a partir de la relación lineal:

$$\frac{N}{N_f} = \frac{Q_d - Q_{apl}}{Q_u - Q_{apl}} \qquad (14)$$

Debe considerarse que Q_u y Q_{apl} se calculan ahora utilizando un análisis elástico global.

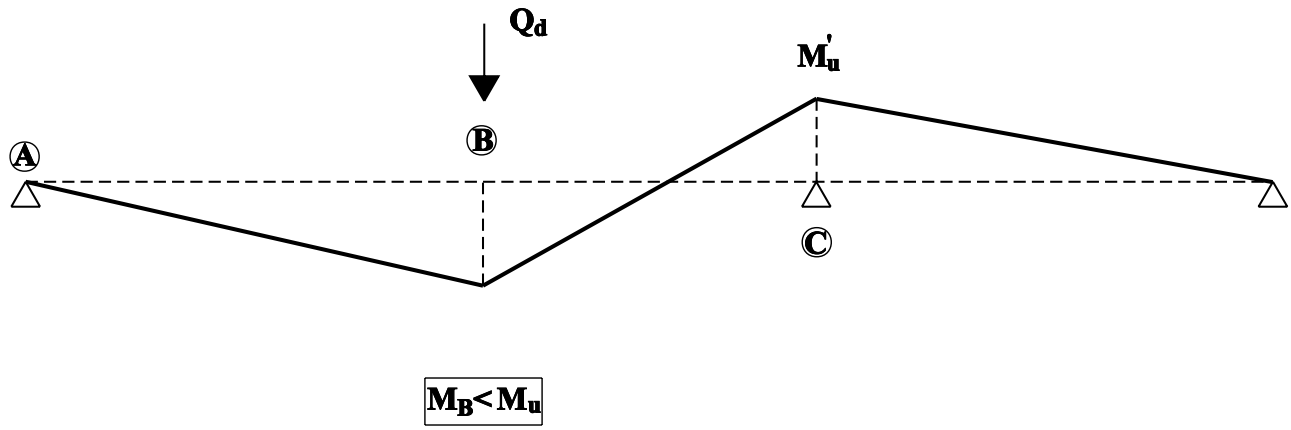


Figura 6

4. RESUMEN FINAL

1. El cálculo de las conexiones por esfuerzo rasante, para las zonas de momento negativo de vigas mixtas continuas, es un problema más complejo que para el caso de las vigas sobre dos apoyos, por lo que se requiere un análisis especial.

2. Cuando se utilizan conectores dúctiles puede desarrollarse un método de cálculo plástico para las zonas de momento negativo, lo que depende de si se utiliza una viga de la clase 1 o 2. Para evitar análisis complejos, puede utilizarse un simple método lineal en el cálculo.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en imprenta).

[2] Johnson, R.P., “Composite Structures of Steel and Concrete - Vol. 1.” Crosby Lockwood, 1975.

[3] Stark, J.W.B., “Composite Steel and Concrete Beams with Partial Shear Connection”, Heron, Vol. 34, No. 4, 1989.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.7: Losas Mixtas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el cálculo de losas mixtas de vano unidireccional, formadas por chapas de acero perfilado y una losa de hormigón, considerando su cálculo en estado límite último y de servicio según el Eurocódigo 4: Parte 1 [1] para estructuras de edificios.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 11.1:	Elementos de Pequeño Espesor
Lección 12.1:	Generalidades sobre Construcción Mixta
Lección 12.6.1:	Conexiones por Esfuerzo Rasante I

LECCIONES AFINES

Todas las restantes lecciones del grupo 12.

PROBLEMAS RESUELTOS AFINES

Problema Resuelto 12.4: Diseño de una Losa Mixta

RESUMEN

Se proporcionan descripciones de losas mixtas, chapas perfiladas típicas y medios para garantizar el buen comportamiento de elementos mixtos. Se identifican criterios de cálculo en términos de carga, resistencia de cálculo y estados límite de servicio. El análisis de las losas continuas está basado en teorías elásticas o plásticas. Las resistencias de las secciones transversales críticas se calculan teniendo en consideración todas las modalidades posibles de colapso. El cálculo para el estado límite último consiste en comprobar que la resistencia de la losa es suficiente para soportar los esfuerzos máximos previstos; el cálculo para el estado límite de servicio se realiza para limitar la fisuración del hormigón y las flechas de la losa, teniendo en cuenta la fluencia y retracción del hormigón. Los métodos descritos anteriormente se muestran en el Problema Resuelto 12.4.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Definición

Una losa mixta consiste en una chapa de acero perfilado conformado en frío, cubierto con una losa de hormigón armado (figura 1). Estas losas se utilizan en general en estructuras porticadas con vigas de acero en el forjado, tal como se ha comentado anteriormente en la lección 12.1. También pueden utilizarse en combinación con otros materiales.

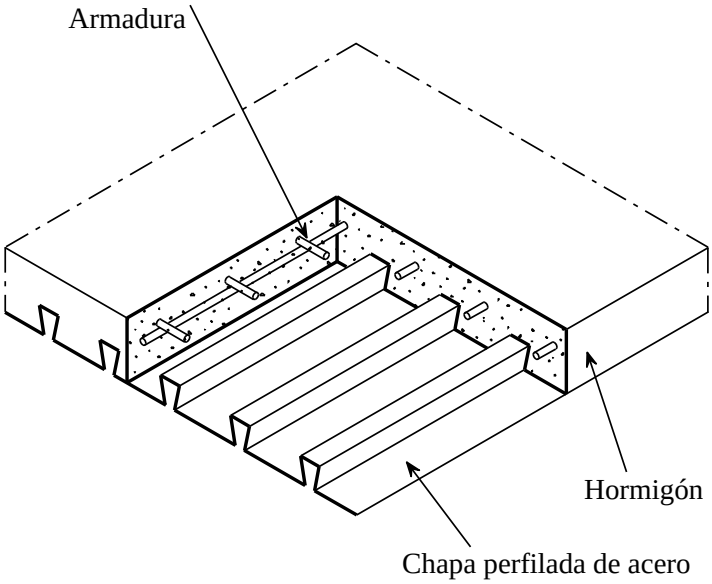


Figura 1 Losa mixta con chapa perfilada de acero

En este tipo de construcción la chapa perfilada tiene varias funciones:

- proporciona una plataforma de trabajo para la construcción.
- actúa a modo de encofrado para la losa de hormigón.
- constituye una armadura inferior de la losa.

Esta lección trata principalmente sobre losas mixtas en las que se ha formado la unión acero-hormigón, después del endurecimiento del hormigón. El cálculo para la fase de construcción, cuando la chapa de acero perfilado soporta el peso del hormigón fresco, sólo se considera brevemente.

1.2 Tipos de Chapas Perfiladas

Hay muchos tipos de chapas perfiladas utilizadas para la construcción de losas mixtas (véase la figura 2). Estos tipos varían en forma, altura y espaciado de sus nervios, tamaño de la chapa, estilo de solape lateral; en los métodos de rigidización de los elementos planos del perfil y en los métodos de conexión mecánica que aseguran la unión entre la chapa de acero y la losa de hormigón.

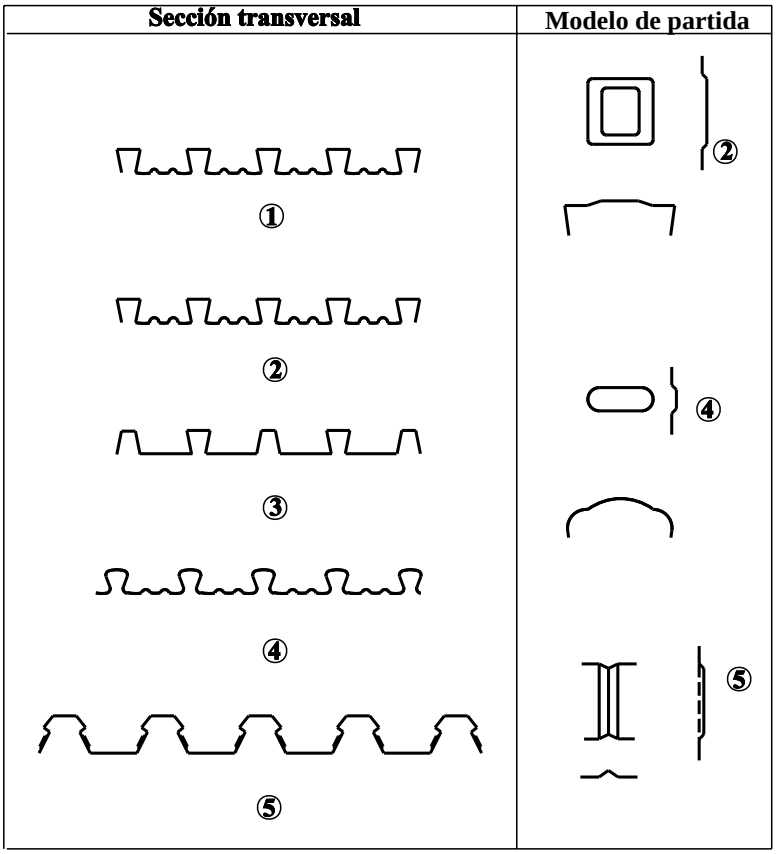


Figura 2a Formas de chapa perfilada utilizadas en losas mixtas (ejemplos de tipos de secciones)

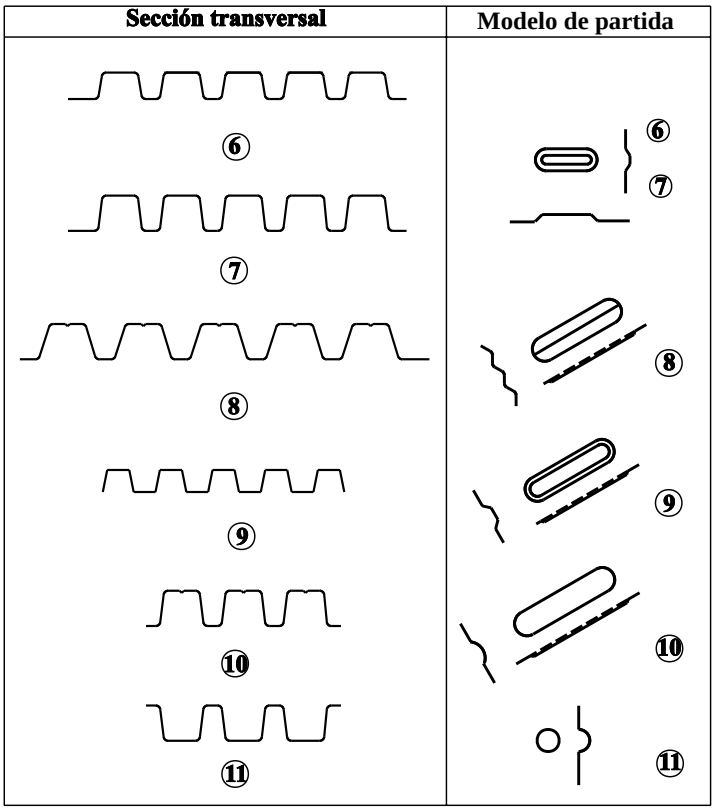


Figura 2b Formas de chapa perfilada utilizadas en losas mixtas (ejemplos de tipos trapezoidales)

Los espesores de las chapas pueden variar desde 0,75 mm hasta 1,5 mm, pero en la práctica normal se encuentran entre 0,75 y 1,0 mm.

La altura de las chapas perfiladas puede variar entre 38 mm y 80 mm.

Sean cuales sean los requisitos específicos de un edificio de pórticos metálico, es probable que puedan satisfacerse utilizando una chapa perfilada de entre la gama anterior, ya que pueden cumplirse con facilidad las exigencias típicas referentes a aislamiento contra ruidos, protección contra el incendio, luz máxima y carga máxima.

1.3 Conexión Acero-Hormigón

La unión entre la losa de hormigón y la chapa perfilada debe poder transmitir el esfuerzo rasante longitudinal en el plano de unión acero-hormigón.

Esta conexión puede realizarse de una o más formas de las que se describen a continuación, tal como se muestra en la figura 3 (que se ha obtenido de la figura 7.1 del Eurocódigo 4[1]):

- por el perfil reentrante de los nervios creando adherencia por rozamiento (véase la figura 3a, b).
- mediante resaltes en los nervios del acero (figura 3c).
- mediante anclajes situados en los extremos de la losa, que consisten en conectadores de espiga soldados a través de la chapa (figura 3d), conectadores fijados por disparo (figura 3e) o por la deformación de los nervios (figura 3f).

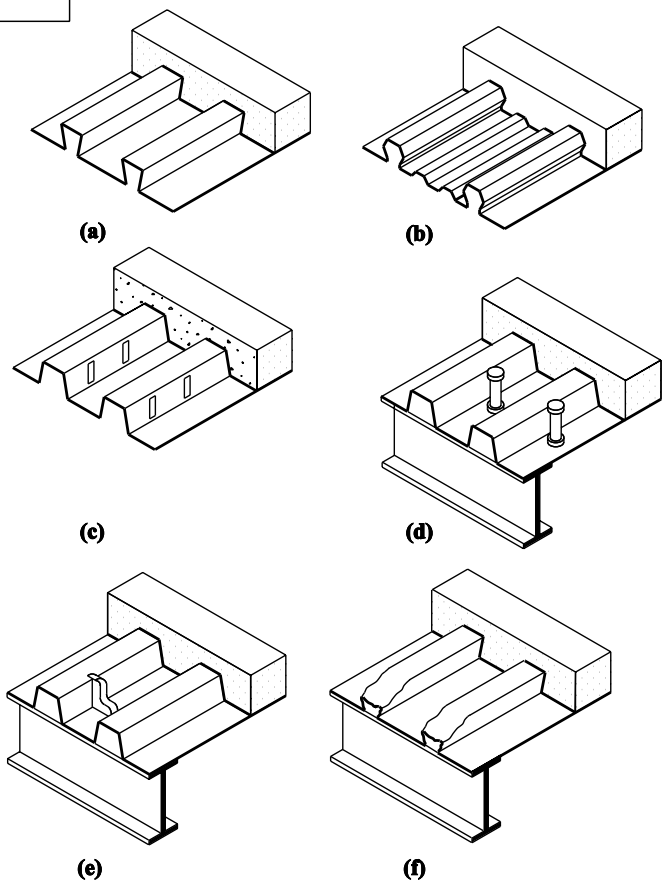


Figura 3 Formas tipo de trabazón en losas mixtas

2. PRINCIPIOS DE CÁLCULO

2.1 Situaciones de Cálculo

Durante el cálculo de las losas mixtas, deben comprobarse dos estados estructurales distintos: primero, el estado temporal de ejecución, cuando sólo la chapa resiste las cargas aplicadas; segundo, el estado permanente, una vez se adhiere el hormigón al acero, proporcionando acción conjunta.

Se consideran los estados límite y casos de carga pertinentes para las dos situaciones de cálculo.

a) Chapa perfilada como encofrado

Se requieren verificaciones del estado límite último y del estado límite de servicio, con respecto a la seguridad y eficiencia de servicio de la chapa perfilada actuando como encofrado del hormigón fresco. Es necesario tener en cuenta, en esta situación de cálculo, los efectos de los elementos temporales de apuntalamiento utilizados durante la ejecución.

b) Losas mixtas

Se requieren verificaciones en el estado límite último y el estado límite de servicio, en relación al nivel de seguridad y eficacia de la losa mixta una vez ha comenzado el comportamiento mixto y se han retirado todos los soportes utilizados.

2.2 Acciones

Las cargas y otras acciones a considerar, para el estado límite último y de servicio, se facilitan en los Eurocódigos correspondientes.

Para la situación en la que la chapa perfilada actúa como encofrado, resulta necesario considerar las cargas siguientes en los cálculos, teniendo en cuenta los efectos de apoyo:

- el propio peso de la chapa perfilada.
- el peso del hormigón fresco.
- las cargas de montaje.
- la carga temporal de almacenamiento, si fuera aplicable.

Las cargas de montaje representan el peso de los elementos de montaje y personal operativo, las cargas ocasionadas por la colocación del hormigón y también el efecto de cualquier impacto o vibración que pudiera ocurrir durante la ejecución. De acuerdo con el Eurocódigo 4[1], puede adoptarse un valor representativo de las cargas de montaje (incluyendo cualquier exceso del hormigón) de 1,5 kN/m^2, distribuido sobre un área de 3 m x 3 m (o la luz de la chapa, si resultara ser inferior) y 0,75 kN/m^2 sobre la superficie restante del encofrado.

Para las situaciones en las que el acero y el hormigón actúan de forma conjunta, las cargas actuantes sobre la losa deberán satisfacer los requisitos del Eurocódigo 1[2].

- el propio peso de la losa (chapa perfilada y hormigón)
- el peso de los acabados del forjado
- las cargas impuestas

En el estado límite de servicio se requieren los valores de larga duración de las cargas para el cálculo de deformaciones teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y retracción del hormigón.

2.3 Propiedades de los Materiales

Chapas perfiladas

El acero utilizado para la fabricación de chapas perfiladas tiene un límite mínimo nominal de fluencia de 220 N/mm^2. En general, sin embargo, las losas mixtas se fabrican utilizando planchas perfiladas de acero galvanizado de las calidades 280 a 350, según el Estándar Europeo pr EN 10147[3]. Los respectivos valores nominales de fluencia para estos aceros son:

Grado de acero 280 : f_{yb} = 280 N/mm^2

Grado de acero 350 : f_{yb} = 350 N/mm^2

El límite de fluencia f_{yap}, es equivalente al límite de fluencia nominal del material básico f_{yb} mencionado anteriormente para el cálculo de la resistencia a la rotura.

Hormigón

El hormigón utilizado para losas mixtas puede fabricarse utilizando áridos normales o ligeros.

En la tabla 1 se facilitan las calidades de hormigón que se utilizan más frecuentemente (calidades Eurocódigo 2[4]), dicha tabla también proporciona las propiedades siguientes: valor característico de resistencia a la compresión, f_{ck} de ensayo cilíndrico a los 28 días; resistencia media a la tracción, f_{ctm}, asociada con la resistencia a la cortante τ_{Rd} y el módulo de elasticidad secante, E_{cm}.

Armadura

Todos los aceros de las armaduras utilizadas en losas mixtas deberán satisfacer los requisitos del Eurocódigo 2[4]. Los tipos son esencialmente barras y alambres corrugados, incluyendo mallazo soldado, de aceros de las clases de ductilidad A o B. La clase A se recomienda para armaduras de momento negativo y armaduras resistentes al incendio.

Los valores característicos correspondientes a los aceros de armadura de utilización más frecuente se dan en la tabla 2.

Calidad del hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
f_{ck} [N/mm^2]	20	25	30	35
f_{ctm} [N/mm^2]	2,2	2,6	2,9	3,2
τ_d [N/mm^2]	0,26	0,30	0,34	0,37
E_{cm} [N/mm^2]	29	30,5	32	33,5

Tabla 1 Calidades del hormigón y propiedades asociadas utilizadas para losas mixtas.

Calidad del acero	S 500 (barras corrugadas)	S 550 (mallazo soldado)
f_{sk} [N/mm^2]	500	550
f_{tk} [N/mm^2]	550-600	580
$(f_t/F_{sk})_k$ (mínimo)	1,1	1,05
E_s [kN/mm^2]	210	210

Tabla 2 Calidades y propiedades asociadas del acero de armaduras.

2.4 Limitaciones de Flecha

a) Flecha durante la ejecución (fase de construcción)

Durante la ejecución, la flecha de la chapa perfilada causada por el peso propio y por el hormigón fresco no deberá sobrepasar un valor límite.

Por ejemplo, el Eurocódigo 4[1] establece este límite en l/180 o 20 mm, donde l es la luz de las chapas entre soportes. En el caso de chapas perfiladas apuntaladas, los elementos de apuntalamiento se consideran como soportes. En situaciones en las que se puede tolerar una flecha mayor, el cálculo del estado límite último debería tener en cuenta el peso del hormigón adicional causado por la flecha (el efecto de "estancamiento").

b) Flecha en estado mixto (estado permanente)

Las flechas en estado mixto deben quedar limitadas para que la losa pueda satisfacer su función y para evitar daños a los elementos que puedan estar en contacto con ésta (falsos techos, tuberías, pantallas, particiones). Por tanto, debe considerarse que los límites de flecha guardan relación con la utilización de la losa, el procedimiento de ejecución y los aspectos arquitectónicos (estéticos).

Los valores recomendados por el Eurocódigo 3[5], para forjados y cubiertas de edificios, son los siguientes:

$\delta_{max} \leq$ l/250

(l es la luz de la losa mixta)

$\delta_2 \leq$ l/300

donde

δ_{max} es la flecha total del forjado o de la cubierta, que incluye cualquier contraflecha y la variación causada por las cargas permanentes, inmediatamente después de la aplicación de la carga e incluyendo δ_2.

δ_2 es la variación de la flecha causada por la acción de cargas variables sobre la losa, más las deformaciones diferidas causadas por las cargas permanentes.

Si la losa mixta soporta elementos frágiles (acabados de forjados de cemento, particiones rígidas, etc.), δ_2 deberá quedar limitada a l/350.

2.5 Condiciones de Verificación

Es necesario realizar dos comprobaciones para garantizar el cumplimiento de los requisitos de seguridad y servicio:

- verificación en los estados límite últimos
- verificación en los estados límite de servicio

a) Condiciones de verificación para los estados límite últimos

La resistencia de la chapa perfilada (fase de ejecución) o de la losa mixta (estado permanente) debe ser suficiente para resistir las cargas externas. Cada sección o elemento debe poder resistir los esfuerzos internos determinados por el análisis de la estructura.

Al considerar un estado límite de rotura o una deformación excesiva se deberá verificar que

$$S_d \leq R_d$$

donde

S_d es el valor de cálculo de los efectos de carga

R_d es el valor de cálculo de la resistencia

Las combinaciones de carga que se requieren para el cálculo y la determinación de sus efectos (momentos, esfuerzos cortantes, etc.) no se comentan en esta lección; para más información véanse los Eurocódigos o Normas nacionales correspondientes.

En el apartado 4 se facilita el cálculo de la resistencia de las secciones críticas de losas mixtas.

b) Condiciones de verificación para los estados límite de servicio

El comportamiento de la chapa perfilada, bajo su peso propio más el peso del hormigón fresco, debe encontrarse dentro de límites aceptables.

Deberían realizarse las comprobaciones siguientes:

- flecha dentro del límite admisible (estética, efecto de estancamiento).
- las marcas en la chapa causadas por los apuntalamientos temporales utilizados durante la construcción no deberían ser visibles.

El comportamiento de la losa mixta bajo cargas permanentes y cargas variables de servicio debe encontrarse dentro de límites aceptables.

Se deberán verificar los estados siguientes:

- Fisuración del hormigón limitado a un ancho determinado (corrosión de la armadura, aspecto estético).
- Flecha, o variación de la flecha, dentro del límite admisible (utilización de la losa, daño a los elementos no estructurales, estética, etc.).
- Vibraciones que no sobrepasen de un valor límite (este valor límite no se comenta en esta lección).

3. COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS

3.1 Comportamiento de las Chapas Perfiladas

Las chapas perfiladas resisten las cargas externas por sí solas durante el proceso de ejecución cuando el hormigón aún se encuentra fresco. Este comportamiento es comparable al de los perfiles utilizados para cubiertas.

Las chapas perfiladas se ven sometidas principalmente a flexión y cortante; la compresión causada por la flexión podría darse en las alas o el alma; el cortante se da principalmente cerca de los soportes. Los elementos de chapa fina, que conforman la chapa perfilada, podrían pandear con anterioridad a la fluencia bajo el efecto de estas tensiones de compresión y de cortante, reduciendo así la resistencia y rigidez de la chapa.

Los procedimientos actuales de cálculo se apoyan en el concepto de anchura eficaz, descrito en la lección 11.1, para proporcionar un método para el cálculo de este tipo de elementos de pequeño espesor. Claramente, la anchura eficaz del ala de compresión depende de la tensión máxima impuesta en el ala, que a su vez depende de la localización de la fibra neutra de la sección transversal. Ya que el área no efectiva del ala aumenta bajo el momento flector creciente, la fibra neutra del perfil desciende y en consecuencia las tensiones de las fibras extremas cambian. Por lo tanto, resulta necesario realizar cálculos iterativos para determinar la resistencia y la flecha.

3.2 Comportamiento de las Losas Mixtas

El comportamiento de las losas mixtas es un tanto distinto al de otras formas similares de construcción mixta como, por ejemplo, losas de hormigón armado o vigas mixtas de acero y hormigón. La acción conjunta se consigue en el hormigón armado a través de la unión entre el hormigón y la armadura gracias al perfil especial de las barras utilizadas. Esta adherencia, verificada mediante ensayos, es equivalente a la resistencia a la rotura de la armadura a tracción, asumiendo siempre que la losa puede desarrollar resistencia total a la flexión. En las vigas mixtas, la acción conjunta se consigue mediante conectadores fijados al ala superior de la viga de acero. El cálculo de estos conectadores puede estar basado en el supuesto de que la viga alcanza su resistencia última a la flexión (conexión rígida). La conexión será semirrígida

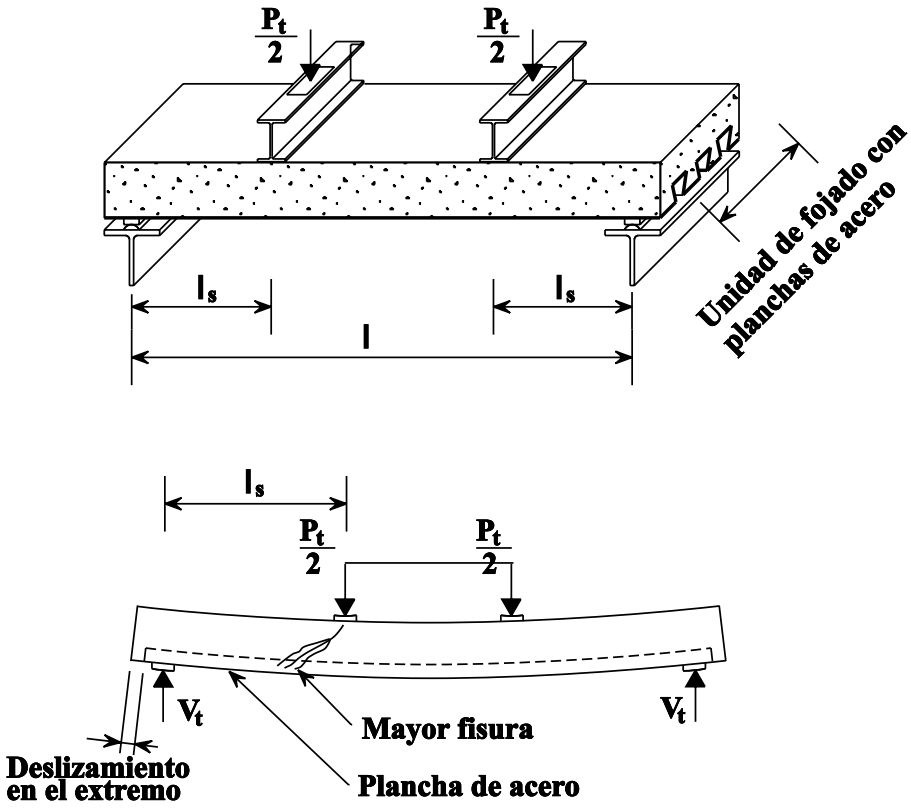


Figura 4 Ensayo de flexión de una losa mixta unidireccional en un solo vano

si el número de conectores fuera inferior al requerido para una conexión total. En este caso, la resistencia última a la flexión depende esencialmente del número de conectores, la pendiente del diagrama de carga-deslizamiento para los conectadores, la luz de la viga y el método de construcción, es decir, su ejecución.

La losa mixta con chapa perfilada se encuentra a medio camino entre estos dos sistemas. Por una parte, la chapa con resaltes o anclajes es comparable a una armadura mientras que, por otra parte, es un elemento con una rigidez a la flexión similar a la de las vigas de acero. La diferencia estriba en el hecho de que las chapas perfiladas, así como los resaltes, pueden deformarse bajo carga. Además, a diferencia de la armadura, las chapas perfiladas no se benefician de estar totalmente embebidas en el hormigón. Los numerosos parámetros implicados hacen, por consiguiente, que el análisis del comportamiento real de las losas mixtas sea muy complicado.

Recientes estudios teóricos y experimentales han identificado parámetros diferentes y han revelado dos métodos de comportamiento. Estos métodos están basadas en el análisis de curvas de carga-flecha que pueden obtenerse, por ejemplo, cuando se realizan ensayos de flexión en losas mixtas sobre dos apoyos, sometidas a dos cargas concentradas (figura 4).

Método 1

La característica de este método es una curva lineal inicial, como en la figura 5, que corresponde al comportamiento de un material homogéneo unido mediante mecanismos superficiales (unión química y por rozamiento) y por mecanismos mecánicos (resaltes y anclajes). No hay deslizamiento significativo alguno entre el acero y el hormigón; según aumenta la carga, la rigidez disminuye a causa de las fisuras que se forman en el hormigón a tracción. Las tensiones tangenciales entre el acero y el hormigón aumentan en la zona entre la carga puntual y el soporte. En un cierto punto, el deslizamiento

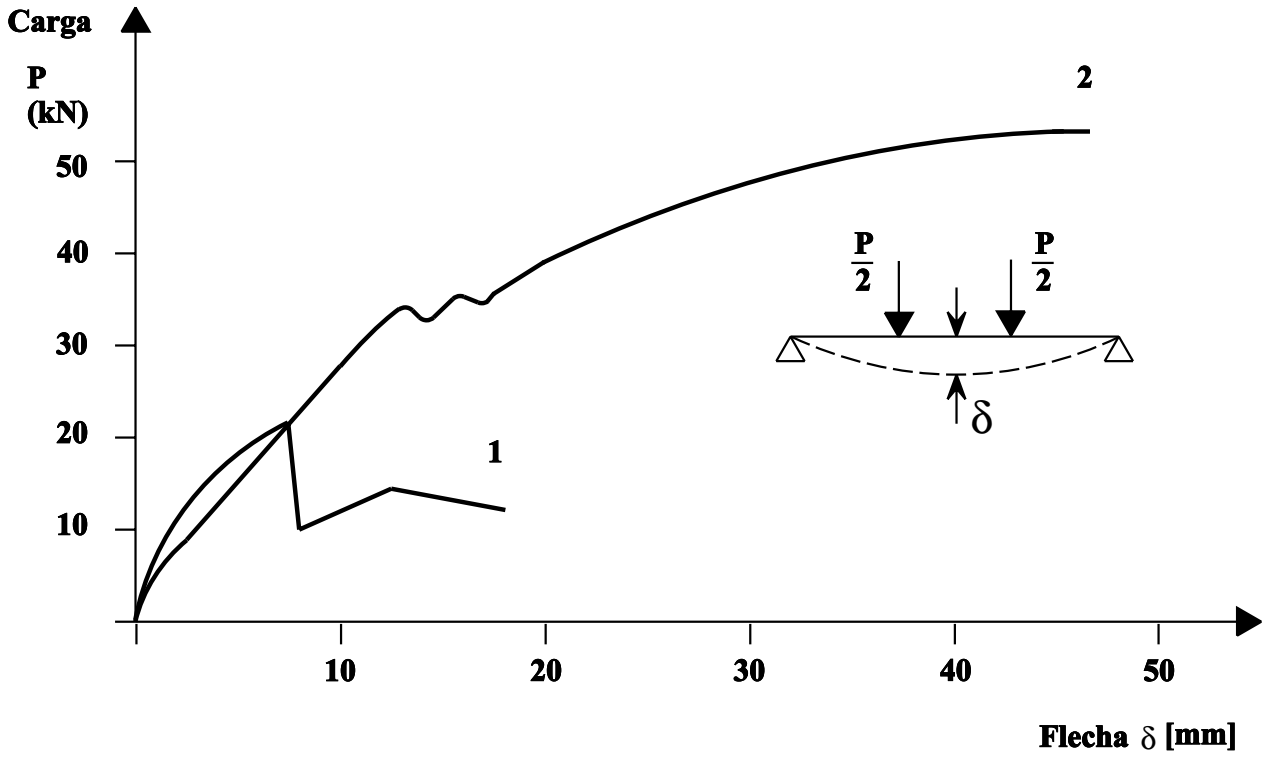


Figura 5 Dos modos tipo de comportamiento de losas mixtas

relativo es tal que la adherencia se rompe y la carga disminuye repentinamente. El rozamiento y los resaltes presentes deben absorber todo el esfuerzo cortante; la disminución de la carga depende de la calidad de la unión mecánica. Con la deformación posterior de la losa, la carga aumenta de nuevo ligeramente, sin volver a alcanzar el nivel de la fase inicial. Esto significa que la unión mecánica es incapaz de conseguir un efecto mixto superior al de una simple unión por rozamiento superficial. Debe tomarse nota de que la disminución de la carga no se debe a la repentina apertura de fisuras por tracción en el hormigón, ya que la chapa impide que esto ocurra, sino al deslizamiento relativo entre el hormigón y la chapa.

Método 2

Este método se ve caracterizada por una fase inicial similar a la del método 1. Sin embargo, la segunda fase es diferente: después de una disminución de la carga, que corresponde al colapso de la unión acero-hormigón en la zona sometida al esfuerzo cortante, la carga aumenta de nuevo hasta alcanzar un nivel superior. Este aumento demuestra que la conexión mecánica es capaz de transferir el esfuerzo cortante hasta que el colapso ocurre debido a la flexión correspondiente a la conexión rígida por esfuerzo rasante, o debido al esfuerzo rasante longitudinal correspondiente a la conexión semirrígida por rasante.

Las dos modalidades anteriormente descritas representan un comportamiento frágil (o no dúctil) (modalidad 1) y dúctil (modalidad 2), véase la figura 5.

3.3 Análisis de Losas Mixtas

El análisis de una losa mixta puede realizarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes:

- elástico lineal.
- elástico lineal con redistribución de momentos.
- plástico según la teoría de rótulas plásticas.
- un nivel superior de análisis que tiene en cuenta el comportamiento no lineal del material y el deslizamiento entre la chapa perfilada y la losa de hormigón.

a) Análisis de los estados límite últimos

En casi todos lo casos el análisis de las losas mixtas, continuas sobre varios vanos, se realiza de acuerdo con el método elástico, para una losa de ancho unitario (1 m) comparable a una viga de inercia constante (figura 6, línea (1)).

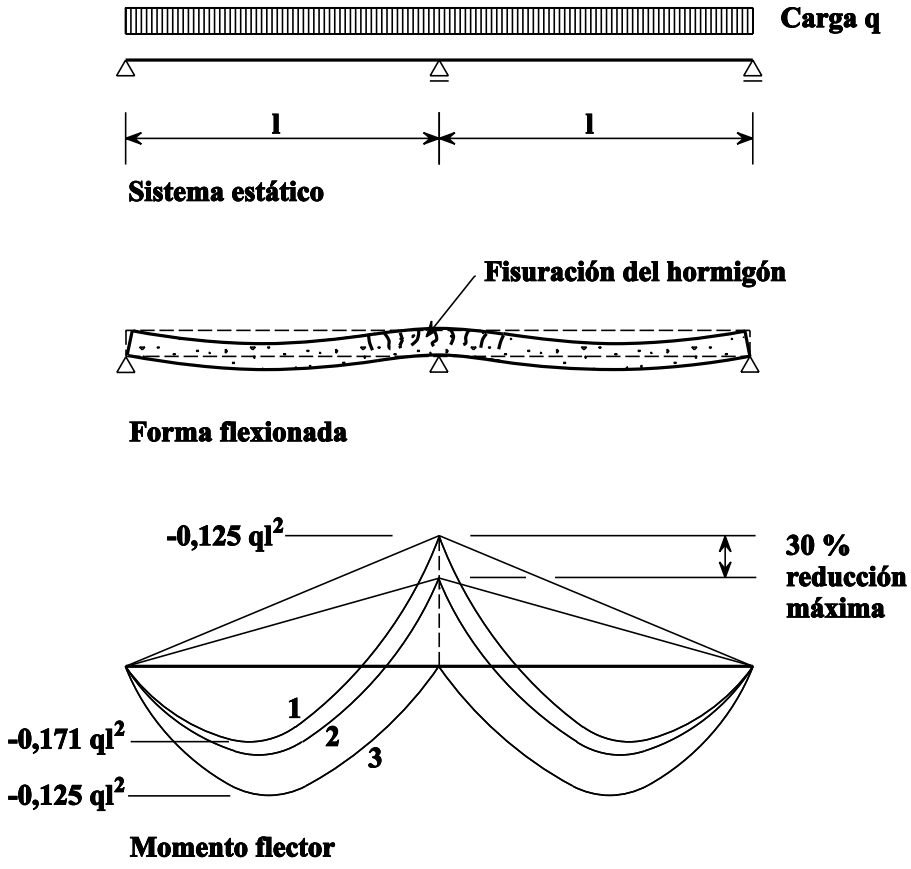


Figura 6 Análisis de una losa continua (ejemplo)

La inercia asumida es la de una sección no fisurada.

Es posible considerar la fisuración del hormigón de varias formas:

- Reducir arbitrariamente el momento en los soportes (reducción máxima 30%) y, en consecuencia, aumentar los momentos en los vanos (figura 6, línea (2)).

- Ignorar totalmente la armadura sobre los soportes y considerar la losa como una serie de vigas simplemente apoyadas (figura 6, línea (3)). Una armadura mínima debe disponerse siempre sobre soportes intermedios por razones de servicio.

- Considere que la losa es una viga con inercia variable, dependiendo de la armadura. La inercia asumida es la de la sección fisurada.

El análisis utilizará uno de los modelos estáticos anteriores junto con las cargas de cálculo determinadas, tal como se ha comentado anteriormente en el apartado 2.2.

El Problema Resuelto 12.4 muestra cómo se determinan las tensiones y deformaciones unitarias reales y cómo se calculan los esfuerzos y momentos internos (M, N, V) para el sistema estructural seleccionado.

b) Análisis de los estados límite de servicio

Puede realizarse un análisis de la losa mixta, para el cálculo de la flecha, con los supuestos siguientes:

- La losa es comparable a una viga continua de inercia constante, y equivalente en valor a la inercia media de la sección fisurada y no fisurada.

- Los efectos a largo plazo de la carga sobre el hormigón se tienen en cuenta utilizando una variación de la relación de equivalencia E_a/E_c. Para mayor simplificación, el Eurocódigo 4 recomienda un valor medio de E_a/E_c para los efectos a largo y corto plazo.

Es necesario considerar el posible deslizamiento entre la chapa perfilada y la losa de hormigón en los estados límite de servicio. Podría tener lugar un deslizamiento de la losa, lo que afectaría sustancialmente a la flecha. Es necesario estudiar en profundidad el comportamiento de las losas mixtas mediante la realización de ensayos estandarizados.

Para eliminar un deslizamiento excesivo, podrán colocarse anclajes como, por ejemplo, conectores de espiga soldados o fijados por disparo, en los extremos de los vanos (véanse las figuras 3d y e).

4. RESISTENCIAS DE LAS SECCIONES

Según el apartado 3, las secciones críticas que deberían verificarse son las siguientes (figura 7):

- Sección I : colapso al alcanzar el momento de agotamiento por flexión positiva.
- Sección II : colapso al alcanzar el agotamiento por flexión negativa.
- Sección III-IV : resistencia a la rotura por cortante vertical.
- Sección V : resistencia a la rotura por esfuerzo rasante longitudinal.

4.1 Resistencia a la Flexión Positiva

Podría determinarse el momento de agotamiento de una sección, M_{pc} asumiendo una distribución plástica de tensiones (figura 8). Para una sección infra-armada,* la posición de la fibra neutra plástica viene dada por:

$$x = \frac{A_{ap}\, f_{yap} / \gamma_{ap}}{b\ 0{,}85\ f_{ck} / \gamma_c} \qquad (1)$$

donde:

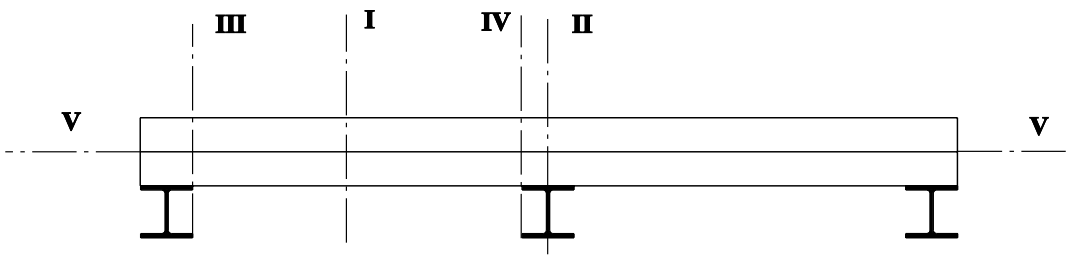


Figura 7 Secciones críticas

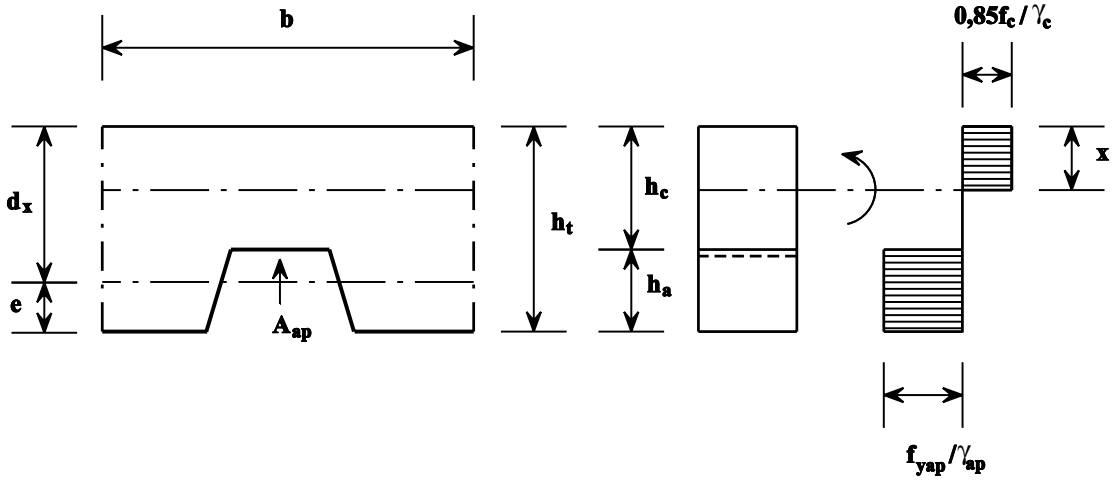


Figura 8 Sección I bajo flexión positiva, con distribución plástica de las tensiones; la línea neutra está situada por encima de la chapa perfilada

* Una sección transversal está infra-armada si $\frac{A_{ap}\, f_{yap}}{\gamma_{ap}} \leq \frac{b\ 0{,}85\ f_{ck}}{\gamma_c}$

A_{ap} es el área de la sección de la chapa perfilada.

f_{yap} es el límite de la fluencia característico del acero de la chapa.

γ_{ap} es el coeficiente parcial de seguridad de la chapa de acero.

b es el ancho de la losa (b = 1000 mm).

f_{ck} es la resistencia a la compresión característica del hormigón.

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón.

Si la fibra neutra está situada por encima de los perfiles de la chapa ($x \le h_c$), la resistencia de cálculo a la flexión positiva tendrá el valor:

$$M^{+}_{p,Rd} = A_{ap} f_{yap} (d_s - \frac{x}{2}) / \gamma_{ap} \qquad (2)$$

Las chapas perfiladas utilizadas normalmente ($h_a \le 60$ mm), en conjunto con una losa de hormigón de un espesor mínimo h_c = 50 mm, tienen un fibra neutra plástica situada por encima de ellas. En chapas de mayor canto, la fibra neutra puede estar situada dentro del mismo.

En este caso, la resistencia a la flexión positiva de una sección puede calcularse como sigue, ignorando el hormigón en los nervios (véase la figura 9):

$$M^{+}_{p,Rd} = = N_c z^{+} + M_{pa,r} \qquad (3)$$

$$z^{+} = h_t - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{ap} f_{yap} / \gamma_{ap}} \qquad (4)$$

$$N_c = h_c b 0{,}85 f_{ck} / \gamma_c \qquad (5)$$

$$M_{pa,r} = 1{,}25 M_{pa} (1 - \frac{N_c}{A_{ap} f_{yap} / \gamma_{ap}}) \le M_{pa} \qquad (6)$$

donde

e es la distancia desde el centro de gravedad del área efectiva de la chapa a su borde inferior.

e_p es la distancia desde la fibra neutra plástica del área efectiva de la chapa a su borde inferior.

M_{pa} es la resistencia al momento plástico de la sección transversal efectiva de la chapa.

4.2 Resistencia a la Flexión Negativa

La sección de una losa mixta continua sobre un apoyo puede compararse a una sección de hormigón armado. Por razones de simplificación se ignora la contribución de la chapa

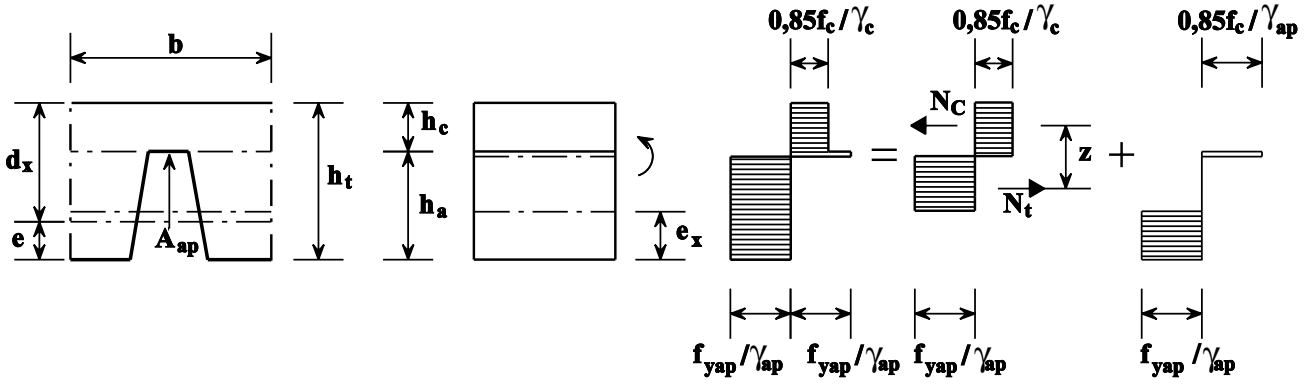


Figura 9 Sección I flexión positiva, con distribución plástica de las tensiones; la línea neutra está situada dentro de la altura de la chapa perfilada

perfilada. La sección de cálculo y la distribución de tensiones en el estado límite último se muestran en la figura 10.

La resistencia de cálculo a la flexión negativa está determinada por la fluencia de la armadura sobre el soporte (losa infra-armada):

$$M^{-}_{p,Rd} = A_s f_{ys} z^{-} / \gamma_s \qquad (7)$$

donde

A_s es el área de armadura

f_{ys} es el límite de fluencia de la armadura

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad de la armadura

z^{-} es el brazo de palanca de los esfuerzos internos N^{-}_c y N^{-}_t.

La condición del equilibrio entre estas fuerzas permite la determinación de z^{-}:

$$N^{-}_c = b_c \, x \, 0{,}85 \, f_{ck} / \gamma_c = A_s f_{ys} / \gamma_s = N^{-}_t \qquad (8)$$

$$x = \frac{A_s f_{ys} / \gamma_s}{b_c \, 0{,}85 \, f_{ck} / \gamma_c} \qquad (9)$$

$$\bar{z} = d'_s - x/2 \qquad (10)$$

donde

b_c es el ancho del hormigón a compresión, tomado como el ancho de los nervios a lo largo de 1 m para mayor simplificación ($b_c = \varepsilon \, b_o$).

d'_s es el canto eficaz

4.3 Resistencia a Cortante Vertical y a Punzonamiento

En general, se asume que las resistencias a cortante vertical y a punzonamiento están determinadas por la sección de hormigón, ya que se ignora la contribución de la chapa de acero.

La resistencia de cálculo a cortante vertical, en un ancho equivalente a la distancia entre los ejes de los nervios, tiene el valor:

$$V_{v,Rd} = b_o \, d_s \, \tau_c \qquad (11)$$

donde

τ_c es la tensión a cortante límite para losas mixtas (incluyendo γ_c).

$$\tau_c = \tau_{Rd} \, k_1 \, k_2$$

donde

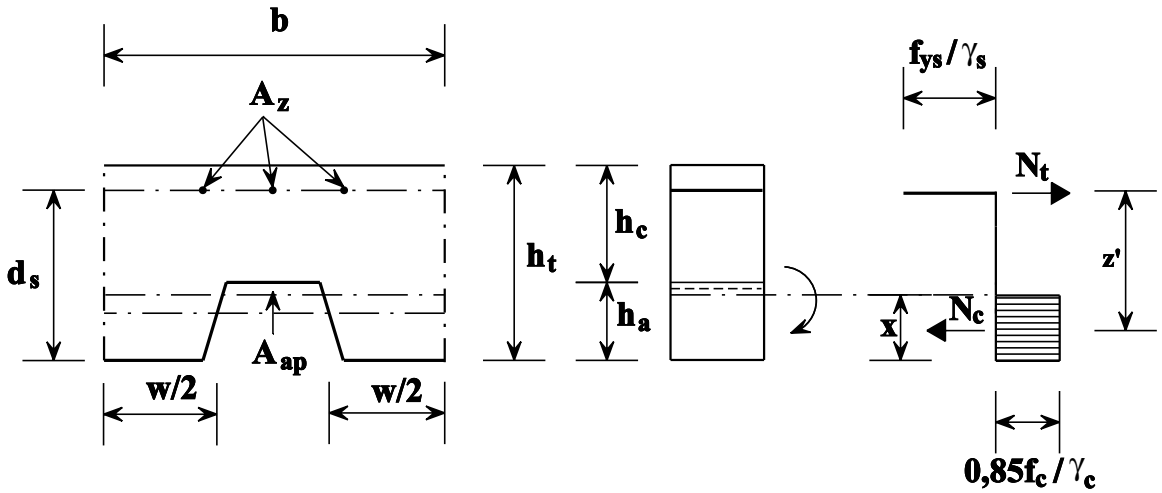


Figura 10 Sección II bajo flexión negativa, con distribución plástica de las tensiones

$k_1 = 1,6 - d_s \geq 1,0$ (d_s en m)

$k_2 = 1,2 + 40\ p_o$

$\rho_o = A_s/b_o\ d_s < 0,02$

A_s es el área de armadura a tracción proporcionada con objeto de distribuir la fisuración. En las zonas de flexión positiva, A_s debe sustituirse por A_{ap}.

τ_{Rd} es la resistencia básica a cortante (véase la tabla 1).

La resistencia a cortante por punzamiento $V_{p,Rd}$ de una losa mixta bajo una carga concentrada debería determinarse en base a:

$$V_{p,Rd} = C_p\ h_c\ \tau_c \qquad (12)$$

donde

C_p es el perímetro crítico determinado como se muestra en la figura 11.

h_c es el espesor de la losa de hormigón (por encima de los nervios).

τ_c es la tensión a cortante límite determinada anteriormente.

4.4 Resistencia a Esfuerzo Rasante

La resistencia a esfuerzo rasante en las losas mixtas se debe a la unión acero-hormigón en el plano de unión de estos dos materiales, establecida mediante rozamiento, con resaltes o conectores colocados en los extremos de los vanos (véase el apartado 3). La resistencia límite de estas uniones sólo puede determinarse mediante ensayos, tal como se describe en apartado 10.3 del Eurocódigo 4[1].

a) Método empírico “m-k”

El método más comúnmente utilizado para calcular el esfuerzo rasante último longitudinal fue desarrollado en los Estados Unidos [6]. Este método se utiliza en muchos códigos prácticos, incluyendo el Eurocódigo 4. Está basado en al menos seis ensayos de losas mixtas sobre dos apoyos, que determinan dos coeficientes m y k (véase la figura 12), para el perfil de ensayo.

La resistencia a esfuerzo rasante longitudinal de una losa mixta, que consiste en el mismo tipo de chapa perfilada que se ha probado, está determinada por el siguiente máximo esfuerzo cortante vertical de cálculo:

$$V_{l,Rd} = bd_s\left[m\frac{A_{ap}}{b\,l_s} - k\right]/\gamma_{vs} \qquad (13)$$

donde

l_s es el tramo bajo esfuerzo rasante.

γ_{vs} es el coeficiente parcial de seguridad correcto sólo para el esfuerzo rasante longitudinal.

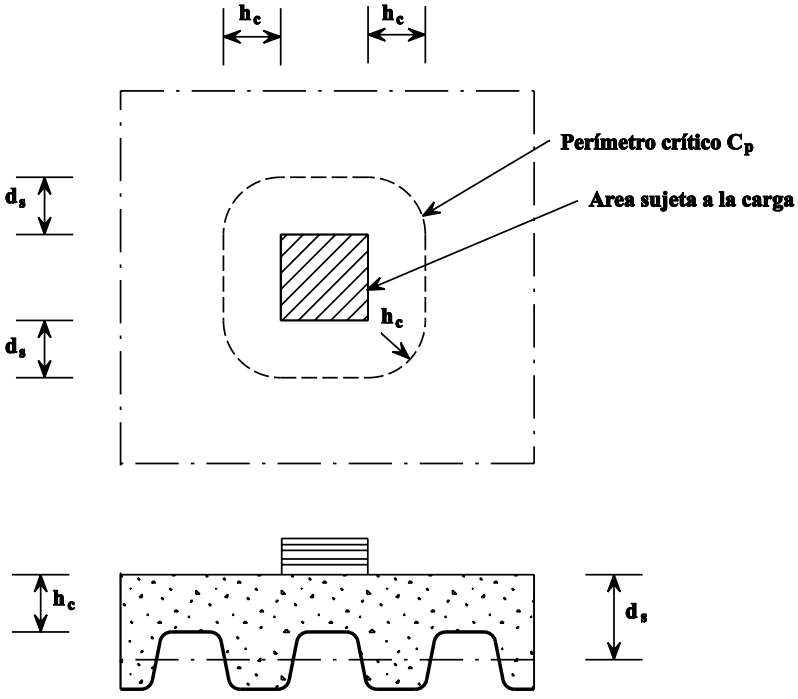


Figura 11 Perímetro crítico de cortadura de punzamiento

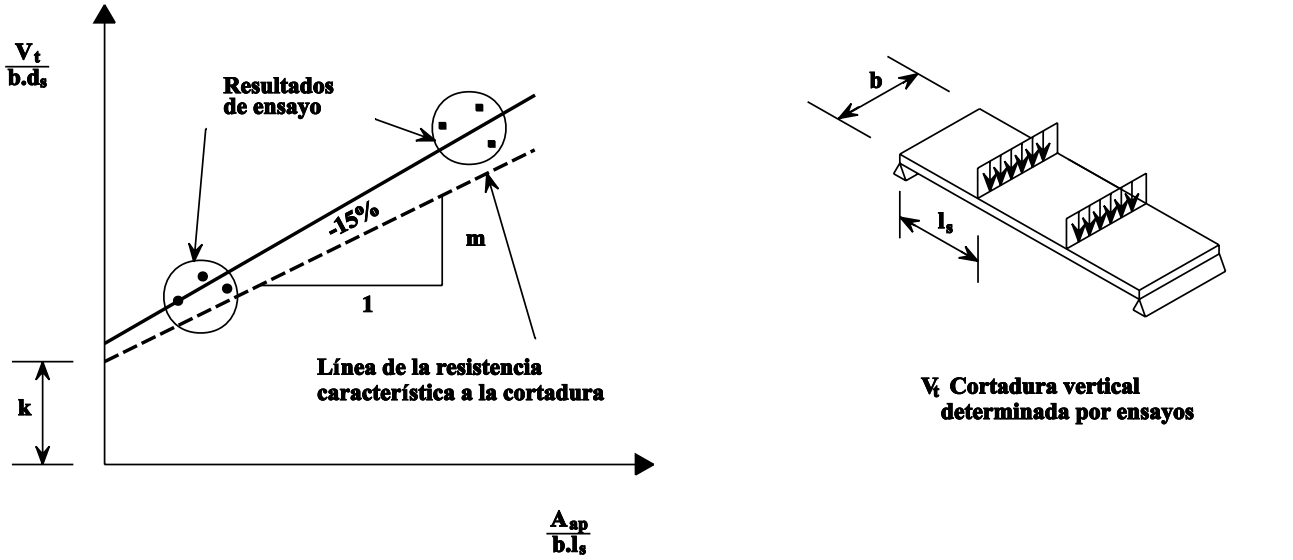


Figura 12 Método empírico de evaluación de la resistencia a la cortadura longitudinal

Para una losa cargada uniformemente, l_s = l/4; para vigas sobre dos apoyos, l es la luz total, mientras que, para vigas continuas, l es equivalente a la distancia entre puntos de inflexión; para los vanos extremos se utiliza toda su longitud para el cálculo (véase la figura 13, que se toma de la figura 7.10 del Eurocódigo 4[1]).

Si la conexión proporcionada por el rozamiento (causada por la forma del nervio) o por los resaltes no fuera suficiente, sería posible colocar anclajes (generalmente conectores acero-hormigón) en los extremos del vano.

La resistencia límite de estos anclajes se ve en general gobernada por la resistencia al desgarramiento de la chapa. Para un conector de espiga, esta resistencia está determinada por la expresión siguiente:

$$N_{t,ap} = k_3 \, d_w \, t \, f_{yap}/\gamma_{ap} \quad (14)$$

$$k_3 = 1 + a/d_w \leq 4{,}0$$

donde

d_w es el diámetro de la soldadura alrededor del conector de espiga.

a es la distancia entre el eje del conector de espiga y la extremidad de la chapa perfilada ($a \geq 2\, d_w$).

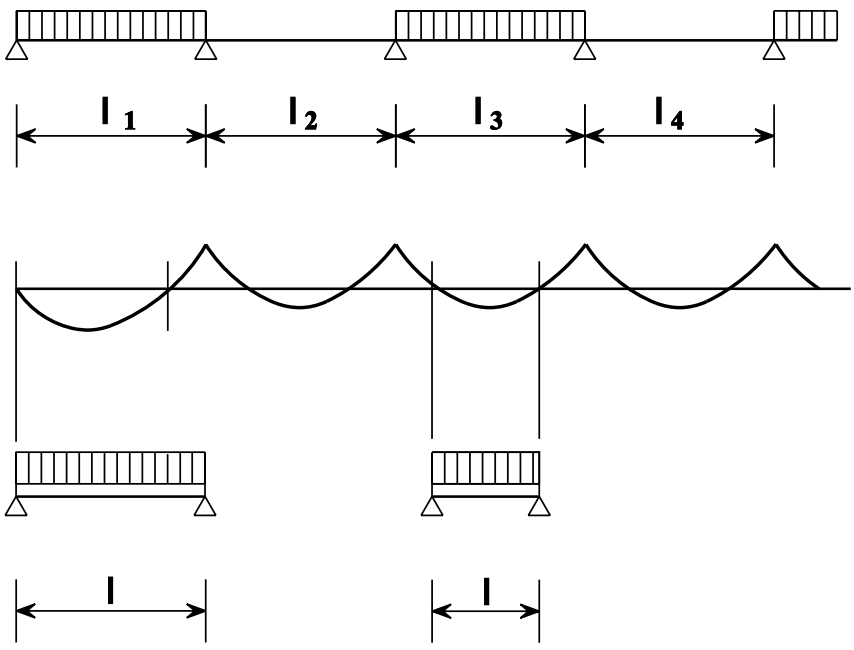


Figura 13 Definición de un vano simple equivalente

b) Método de Conexión Semirrígida por Esfuerzo Rasante

El hecho de que las losas mixtas colapsen por esfuerzo rasante longitudinal en la mayor parte de los casos, permite la comparación de este sistema estructural con un elemento mixto, compuesto de una viga de acero y losa de hormigón, con conexión semirrígida a esfuerzo rasante. También es posible representar la resistencia de este tipo de losas por medio de un diagrama que da M_{Sd}/M_{Rd} como una función de N_c/N_{cf}. Este diagrama es distinto al facilitado para vigas mixtas debido al hecho de que el grado de conexión semirrígida a esfuerzo rasante N_c/N_{cf} no es una función del número de conectadores, sino del tramo solicitado a cortante l_s y de la distribución de las tensiones tangenciales longitudinales τ a lo largo de este tramo. El deslizamiento relativo s entre la chapa perfilada y el hormigón también juega un papel bastante importante.

La determinación de estos diagramas para el cálculo se ve complicada debido a que resulta necesario realizar uno de los siguientes ensayos:

a) análisis no lineal de la resistencia y comportamiento de las losas, combinado con ensayos de cortante sobre modelos representantes de la conexión.

b) numerosas pruebas de losas mixtas, con mediciones del esfuerzo normal N_c, transferido a lo largo del tramo solicitado a cortante.

En la actualidad se realizan estudios para intentar establecer un método simplificado basado en investigaciones científicas. El Eurocódigo 4[1] proporciona dicho método alternativo en su anexo E, basado en investigaciones realizadas recientemente en Alemania. Este método alternativo no se describirá con mayor detalle en esta lección.

4.5 Propiedades Elásticas de las Secciones Transversales

La flecha de una losa mixta se calcula utilizando la teoría elástica.

a) Sección fisurada

El momento de inercia I_{bc} de la sección fisurada puede obtenerse de:

$$I_{vc} = \frac{b\,x^3}{3\,n} + A_{ap}(d_s - x)^2 + I_{ap} \qquad (20)$$

donde x es la posición de la fibra neutra elástica:

$$x = \frac{n\,A_{ap}}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,d_s}{n\,A_{ap}}} - 1\right) \qquad (21)$$

donde

I_{ap} es el momento de inercia no reducido de la chapa basado en su canto neto

b) Sección no fisurada

El momento de inercia I_{bu} de la sección no fisurada puede obtenerse de:

$$I_{bu} = \frac{b h_c^3}{12\,n} + \frac{b h_c}{n}\left(x_u - \frac{h_c}{2}\right)^2 + \frac{b_c h_{ap}^3}{12\,n} + \frac{b_c h_{ap}}{n}\left(h_t - x_u - \frac{h_{ap}}{2}\right)^2 + a_{ap}\,(d_s - x_u)^2 + I_{ap} \qquad (22)$$

donde

b_c es el ancho total medio de los nervios sobre un ancho de losa de 1 m.

x_u es la posición de la fibra neutra elástica:

$$x_u = \frac{b\,\frac{h_c^2}{2} + b_c\,h_{ap}\,d_s + n\,A_{ap}\,d_s}{b h_c + b_c\,h_{ap} + n\,A_{ap}} \qquad (23)$$

5. COMPROBACIONES

Esta lección ha proporcionado una breve introducción a las losas mixtas construidas con chapa perfilada de acero. Se han proporcionado los principios básicos, que permiten la determinación de una disposición estructural esquemática y de un sistema estático. Posteriormente, se ha considerado el procedimiento para analizar la losa bajo cargas externas para encontrar las tensiones y deformaciones unitarias internas. A continuación resulta necesario efectuar varias comprobaciones para demostrar que se satisfacen los requisitos de seguridad estructural (resistencia, estabilidad) y de servicio (flecha, vibración).

5.1 Comprobación de los Estados Límite Últimos

Para las losas mixtas, esta comprobación generalmente consiste en demostrar que los esfuerzos cortantes internos de cálculo y los momentos en las secciones críticas son inferiores a las resistencias de cálculo de las secciones transversales.

a) Flexión positiva (apartado 4.1 y sección I de la figura 7).

Esta comprobación se realiza en la sección de máximo momento positivo, generalmente en el vano extremo de una losa continua. La condición puede expresarse como:

$$M^{+}_{Sd} \leq M^{+}_{p,Rd} \qquad (24)$$

donde

M^{+}_{Sd} es el valor de cálculo del momento flector.

$M^{+}_{p,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a la flexión positiva.

b) Flexión negativa (apartado 4.2 y sección II de la figura 7)

Se comprueba el momento negativo en los soportes (véase el apartado 3).

La condición puede expresarse como:

$$M^{-}_{Sd} \leq M^{-}_{p,Rd} \qquad (25)$$

donde

M^{-}_{Sd} es el valor de cálculo del momento flector negativo.

$M^{-}_{p,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a la flexión negativa.

c) Esfuerzo cortante vertical (apartado 4.3 y secciones III o IV de la figura 7)

Esta comprobación es rara vez crítica; podría, sin embargo, llegar a ser crítica en el caso de losas gruesas con cargas de una magnitud relativamente importante. Esta circunstancia podría darse en apoyos extremos en los que el momento flector sea cero o en los apoyos intermedios; en el último caso no se asume interacción alguna entre M y V. La condición se expresa como:

$$V_{Sd} \leq V_{v,Rd} \qquad (26)$$

donde

V_{Sd} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante vertical.

$V_{v,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante vertical.

d) Esfuerzo rasante longitudinal (apartado 4.4 y sección V de la figura 7)

Esta comprobación es a menudo el factor determinante para losas mixtas con chapa perfilada pero sin anclaje. Implica que el colapso general de la losa tiene lugar a causa de la rotura de la unión por cortante. Entonces no puede obtenerse la resistencia a la flexión en la sección I.

Si se utiliza el método empírico “m-k”, la condición podrá expresarse como:

$$V_{Sd} \leq V_{l,Rd} \qquad (27)$$

donde

V_{Sd} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante vertical (luz equivalente, véase la figura 13).

V_{lRd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante.

5.2 Comprobación del Estado Límite de Servicio

Se deberían efectuar las siguientes comprobaciones referentes al estado de servicio de la losa mixta:

a) Deformaciones

Las flechas verticales no deberán sobrepasar los valores límite (véase el apartado 2.4b).

Esta comprobación de la flecha no es esencial si la esbeltez (luz/canto efectivo) de la losa no sobrepasa los valores límite proporcionados en el Eurocódigo 2[4]. Para las losas continuas en un solo sentido, con hormigón ligeramente tensionado, el límite es:

$$\frac{l}{d_s} \leq 32 \qquad (28)$$

b) Anchura de las fisuras

Dado que hay una chapa perfilada en la superficie inferior de la losa de hormigón, sólo se necesita comprobar la fisuración del hormigón sobre los apoyos. Estas comprobaciones deberían realizarse según las normas establecidas para el hormigón armado facilitadas en el Eurocódigo 2[4].

En circunstancias normales cuando, por ejemplo, la losa está calculada como una serie de vigas biapoyadas, basta con una armadura mínima situada sobre los apoyos. Se consideran circunstancias normales: la falta de exposición a entornos físicos o químicos agresivos; la falta de daños aparte de la fisuración; no tener requisitos relativos al estancamiento del agua ni requisitos especiales referentes a la apariencia.

La cantidad mínima de armadura está determinada por lo siguiente:

- para losas apuntaladas en el momento del hormigonado:

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b\, h_c} = 0{,}4\% \qquad (29)$$

- para losas no apuntaladas en el momento del hormigonado:

$$\rho_{min} = 0{,}2\% \qquad (30)$$

6. RESUMEN FINAL

1. El cálculo de una losa mixta debe tener en cuenta el rendimiento de la chapa perfilada cuando ésta actúa como encofrado para el hormigón fresco durante su ejecución, así como el comportamiento mixto del acero y hormigón endurecido bajo los efectos de la carga impuesta sobre el forjado.

2. Durante la fase de ejecución, la chapa de acero perfilado actúa como un elemento de pequeño espesor. Su cálculo debe tener en cuenta la posibilidad de abolladura.

3. El cálculo de la losa mixta debe considerar su resistencia a los momentos positivos y negativos y también a cortante vertical y longitudinal.

4. La resistencia a esfuerzo rasante longitudinal en el plano de unión acero/hormigón procede principalmente de resaltes en la chapa de acero o de conectores colocados en los extremos de los vanos. Se utilizan métodos empíricos para garantizar un nivel adecuado de resistencia a cortante.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: "Design of Composite Steel and Concrete Structures": ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules form buildings, CEN (en imprenta).

[2] Eurocódigo 1: "Basis of Design and Actions on Structures", CEN (en preparación).

[3] prEN 10147, "Continuous Hot Dip Zinc Coated Carbon Steel Sheet of Structural Quality", European Standard, 1979.

[4] Eurocódigo 2: "Design of Concrete Structures": ENV 1992-1-1: Part 1.1: General rules and rules form buildings, CEN, 1992.

[5] Eurocódigo 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules form buildings, CEN, 1992.

[6] Porter, M L and Eckberg, C E Jr, "Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs", ASCE Journal of the Structural Division, New York, Vol. 102, no 11, 1976, pp 2121-2136.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Patrick, M, "A New Partial Shear Connection Strength Model for Composite Slabs", The Broken Hill Proprietary Company Limited, Melbourne Research Laboratories, Report MRL/PS64/90/016, Mulgrave, Victoria, Australia, March 1990.

2. Daniels, B, "Behaviour and Load Carrying Capacity of Composite Slabs: Mathematical Modelling and Experimental Studies", Doctoral thesis No 895, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, ICOM-Construction métallique, Lausanne, 1990.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Problema resuelto 12.4:
Diseño de una Losa Mixta

CONTENIDO

Problema Resuelto 12.4: Diseño de una losa mixta.

1. Datos
2. Verificación de la Chapa Perfilada
3. Verificación de Losa Mixta

1. DATOS

Una losa de 120 mm de espesor con chapa perfilada HiBond 55/1,00 tiene tres vanos iguales de 2,80 m (figura E1)). Se coloca un mallazo de armadura de acero en la losa de hormigón, con un recubrimiento superior de 25 mm, proporcionando 188 mm^2/m de armadura (∅ 6 mm, a = 150 mm). La chapa de acero es de calidad 320, el hormigón de calidad C30/37 y la armadura de calidad 550. En la comprobación de rasante longitudinal, los parámetros m y k son, para la chapa perfilada HiBond 55/100, equivalentes a 86 y 0,069 respectivamente. Considere las cargas siguientes:

- propio peso de la losa $g_1 = 2{,}3\ kN/m^2$
- peso de los acabados del forjado $g_2 = 1{,}2\ kN/m^2$
- carga no permanente $q = 5{,}0\ kN/m^2$

Verifique los estados límite últimos y de servicio de la chapa perfilada y de la losa mixta.

Las referencias siguientes corresponden a las cláusulas y tablas en:

Eurocódigo 3: Parte 1.1

-EC3 y al EC4, a menos que se indique lo contrario

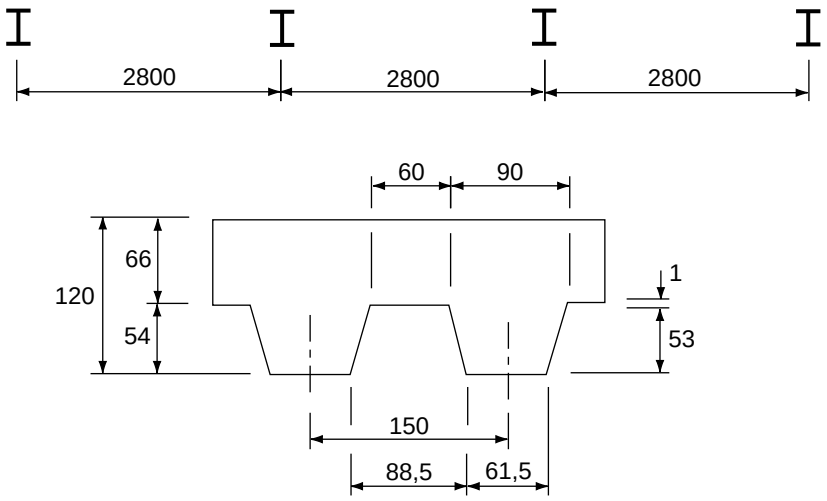


Figura E1 Esquema de la losa mixta

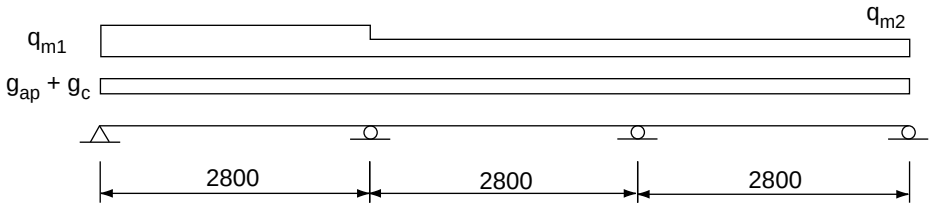


Figura E2 Cargas y sistema estático de la fase de hormigonado

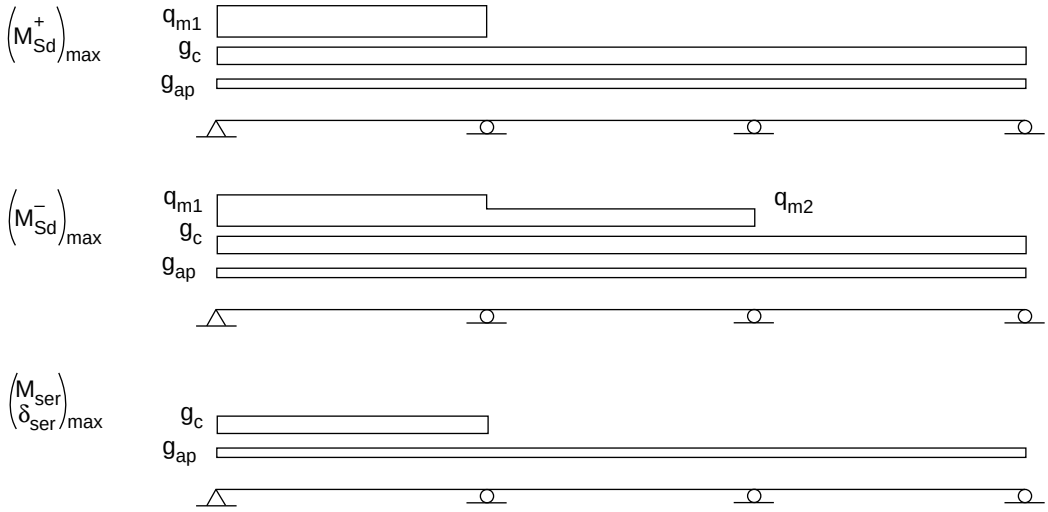


Figura E3 Casos de carga de la fase de hormigonado

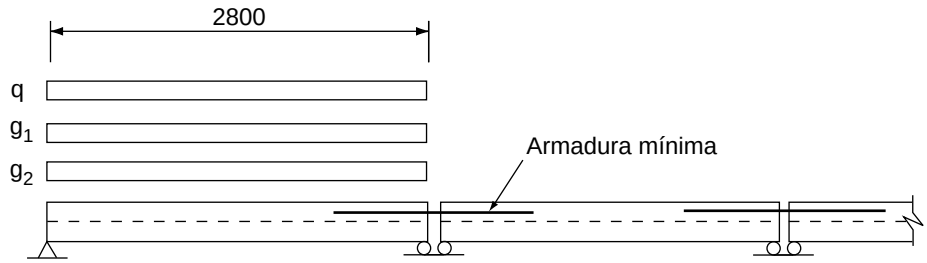


Figura E4 Sistema estático y casos de carga para la fase mixta

Bibliografía

2. VERIFICACIÓN DE LA CHAPA PERFILADA

Se asume que la resistencia a la flexión es el criterio determinante (en general la resistencia a cortante no es crítica).

Cargas:

Propio peso de la chapa	g_{ap}	= 0,12 kN/m^2
Peso hormigón fresco durante la construcción	g_c	= 2,22 kN/m^2
	g_{m1}	= 1,5 kN/m^2
	g_{m2}	= 0,75 kN/m^2

Los sistemas estáticos y los casos de carga se dan en la figuras E2 y E3.

2.1 Estados Límite Últimos

Momento flexor máximo positivo (por el cálculo elástico de la viga):

EC4 Tabla 2.2
Libro de texto

$$M^{+}_{Sd} = \gamma_G \times M_g + \gamma_Q \times M_{qm}$$

$$= 1,35 \times 0,08\,(g_{ap} + g_c) \times l^2 + 1,5 \times 0,094 \times q_{m1} \times l^2$$

$$= 1,35 \times 0,08 \times 2,34 \times 2,8^2 + 1,5 \times 0,094 \times 1,5 \times 2,8^2$$

$$M^{+}_{Sd} = 1,98 + 1,66 = 3,64 \text{ kNm/m}$$

Momento flector máximo negativo (por el cálculo elástico de la viga):

$$M^{-}_{Sd} = \gamma_G \times M_g + \gamma_Q \times M_{qm}$$

$$= -1,35 \times 0,10\,(g_{ap} + g_c)\, l^2 - 1,5\,(0,117 + 0,050)\, q_{m2}\, l^2$$

$$= -1,35 \times 0,10 \times 2,34 \times 2,8^2 - 1,5 \times 0,167 \times 0,75 \times 2,8^2$$

$$= -2,48 - 1,47 = -3,95 \text{ kNm/m}$$

Reacción correspondiente de apoyo

$$R_{Sd} = \gamma_G \times R_g + \gamma_Q \times R_{qm}$$

$$= 1,35 \times 1,1\ (g_{ap} + g_c) \times l + 1,5\ (1,2 + 0,55)\ q_{m2} \times l$$

$$= 1,35 \times 1,1 \times 2,34 \times 2,8 + 1,5 \times 1,75 \times 0,75 \times 2,8$$

$$= 9,73 + 5,51 = 15,24 \text{ kN/m}$$

Resistencias de la sección transversal:

$$Y_{ap} = 1,1$$

EC4 Tabla 2.3 Bibliografía especializada

$$M^{+}_{p,ap.Rd} = 7,41/\gamma_{ap} = 6,74 \text{ kNm/m}$$

$$M^{-}_{p,ap.Rd} = 7,48/\gamma_{ap} = 6,8 \text{ kNm/m}$$

$$R_R = 68,1/\gamma_{ap} = 61,9 \text{ kN/m } (L_{apoyo} = 100 \text{ mm})$$

Comprobaciones

$$M^{+}_{Sd} = 3,64 \text{ kNm/m} < 6,74 \text{ kNm/m}$$

$$M^{-}_{Sd} = 3,95 \text{ kNm/m} < 6,80 \text{ kNm/m}$$

$$R_{Sd} = 15,24 \text{ kN/m} < 61,9 \text{ kN/m}$$

$$\frac{M^{-}_{Sd}}{M^{-}_{p.ap.Rd} / \gamma_a} + \frac{R_{Sd}}{R_{Rd} / \gamma_a} = 0,58 + 0,25 = 0,83 < 1,25$$

EC4 Parte 1.3 Cl. 4.9(1)

2.2 Estados Límite de Servicio

Momento en los estados límites de servicio

$$M_{ser} = (0,08\ g_{ap} + 0,09 + g_c)\ l^2$$

$$= (0,08 \times 0,12 + 0,094 \times 2,22) \times 2,8^2$$

$$M_{ser} = 1,71 \text{ kNm/m}$$

→ No hay reducción de la rigidez ($I_{ef} = I_{tot}$)

Flecha

$$\delta_{ser} = \frac{(2{,}65\ g_{ap} + 3{,}4\ g_c)l^4}{384\ EI_{ap}} =$$

$$= \frac{(2{,}65 \times 0{,}12 + 3{,}4 \times 2{,}22)\ 2800^4}{384 \times 210000 \times 0{,}72 \times 10^6} = 8{,}3 \text{ mm}$$

Flecha límite

$$\delta_{adm} = \frac{l}{180} = \frac{2800}{180} = 15{,}6 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

EC4 Cl. 2.4(a)

Comprobación

$$\delta_{ser} = 8{,}3 \text{ mm} < 15{,}6 \text{ mm}$$

3. COMPROBACIÓN DE LA LOSA MIXTA

El sistema estático y los casos de carga se facilitan en la figura E4. Se asume que la losa mixta ha sido diseñada como una serie de vigas simplemente apoyadas.

3.1 Estado Límite Último

3.1.1 Carga de Cálculo

$$p_{Sd} = [\gamma_G (g_1 + g_2) + \gamma_Q \times q] \times b$$

$$= [1{,}35\ (2{,}3 + 1{,}2) + 1{,}5 \times 5{,}0]\ 1{,}0$$

$$p_{Sd} = 12{,}2 \text{ kN/m}$$

3.1.2 Flexión

a) Momento Flector de Cálculo

$$M^{+}_{Sd} = \frac{p_d\, l^2}{8} = 12{,}2 \times 2{,}8^2/8 = 12{,}0 \text{ kNm/m}$$

b) Determinación de la resistencia a la flexión

Posición de la fibra neutra:

$$x = \frac{A_{ap}/f_{yp}}{b\ 0{,}85\, f_{ck}/\gamma_c} = \frac{1482 \times 320/1{,}1}{1000 \times 0{,}85 \times 30/1{,}5} = 25{,}4 \text{ mm}$$

Lección 12.7 Ecu. (1)

Resistencia de cálculo a la flexión:

$$M^{+}_{p,Rd} = A_{ap} \times f_{yp}\left(d_s - \frac{x}{2}\right)/\gamma_{ap} = 1482 \times 320\ (120 - 27{,}5 - 12{,}7)/1{,}1$$

Ecu. (2)

$$= 34{,}4 \text{ kNm/m}$$

c) Comprobación

$$M^{+}_{Sd} \le M^{+}_{p,Rd} \rightarrow 12{,}0 < 34{,}4 \quad \text{VÁLIDO}$$

Ecu. (24)

3.1.3 Esfuerzo Rasante (Método m y k)

a) Determinación del esfuerzo rasante de cálculo

$$V_{Sd} = \frac{p_{Sd}\, l}{2} = \frac{12{,}2 \times 2{,}8}{2} = 17{,}1 \text{ kN}$$

b) Determinación del esfuerzo rasante de cálculo

Lección 12.7
Ecu. (13)

Los valores m y k correspondientes a la chapa HiBond 55/1,00 son los siguientes (véanse los datos):

EC4
Parte 1.1
Cl.7.6.1.3 (2)

m = 86 k = 0,069

Resistencia a esfuerzo rasante de cálculo:

$$V_{l,Rd} = b \times d_p \left[m \frac{A_{ap}}{bl_s} + k\right]/\gamma_{vs}$$

$$= 1000 \times 92{,}5 \left[86 \times \frac{1482}{1000 \times 2800/4} + 0{,}069\right] / 1{,}25$$

$$= 18{,}6 \text{ kN}$$

c) Comprobación

$V_{Sd} \leq V_{l,Rd} \rightarrow 17{,}1 < 18{,}6$ VÁLIDO

3.1.4 Método de Unión Semirrígida (parcial)

El esfuerzo rasante de cálculo $\tau_{u,Rd}$, determinada utilizando los mismos resultados de ensayos que para los valores m y k dados en 3.1.3 es:

$$\tau_{u,Rd} = 68{,}4 \text{ kN/m}^2$$

El diagrama simplificado de interacción (línea recta) correspondiente a este valor viene dado en la figura E5. Al superponer a este diagrama el diagrama de momento M_{Sd}, se podrá observar que para cada sección transversal a lo largo del tramo, $M_{Sd} < M_{Rd}$.

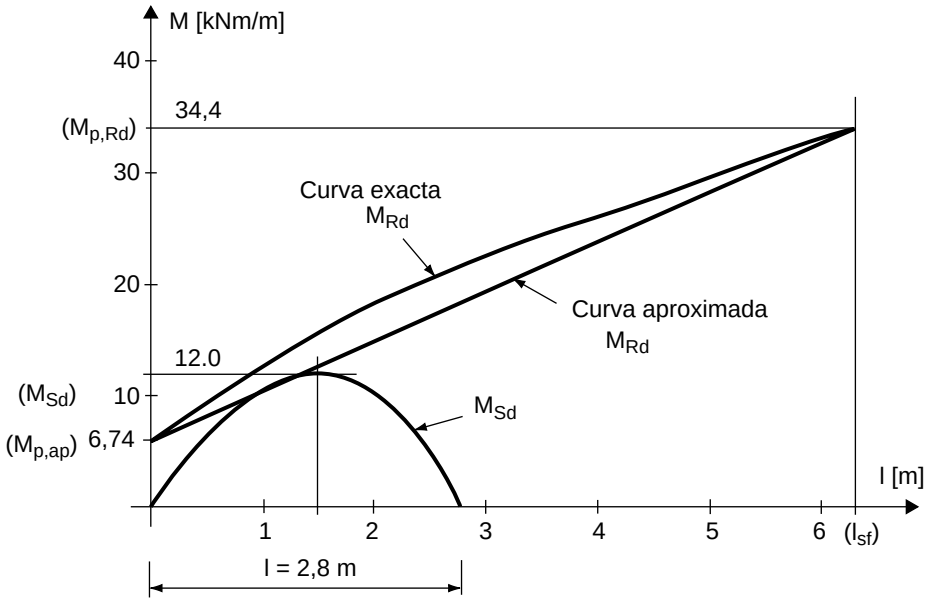


Figura E5 Diagrama de interacción parcial

3.1.5 Cortante vertical

a) Esfuerzo cortante de cálculo

$$V_{l,Rd} = b \times Hd_p \left[m \frac{A_{ap}}{bl_s} + k \right] / \gamma_{vs}$$

b) Determinación de la resistencia de cálculo a cortante vertical

Límite de tensión tangencial:

$$\tau_c = \tau_{Rd} \times k_1 \times k_2$$

Lección 12.7 Ecu. (11)

donde

τ_{Rd} = 0,34 N/mm^2 (γ_c incluido)

Lección 12.7 Tabla 1

k_1 = 1,6 - d = 1,6 - 0,09 = 1,51

k_2 = 1,2 + 40 ρ_o = 1,36

$(\rho_o = A_s / b_o d_p = 188/(500 \times 92,5)$

$= 0,004)$

$\tau_c = 0,34 \times 1,51 \times 1,36 = 0,70 \text{ N/mm}^2$

Resistencia de cálculo a cortante vertical:

$V_{v,Rd} = b_o \times d_p \times \tau_c = 500 \times 92,5 \times 0,70 = 32,3 \text{ kN}$

c) Comprobación

$V_{Sd} \leq V_{Rd} \rightarrow 17,1 < 32,3$ VÁLIDO

3.1.6 Conclusión con respecto al estado límite último

El factor determinante es un colapso por esfuerzo rasante longitudinal.

3.2 Estados Límite de Servicio

3.2.1 Cálculos de Flecha

La flecha de la chapa bajo su propio peso y el del hormigón, para un vano extremo, tiene el valor (véase 2.2):

$\delta_{ap} = 8,3 \text{ mm}$

Para el cálculo de la flecha de la losa mixta se asume que ésta es continua. Para un vano extremo, la flecha bajo el peso de los acabados del forjado tiene el valor:

$$\delta_{v,g} = \frac{2,65\, g_2\, l^4}{384\, E I_{v,m}} = \frac{2,65 \times 1,2 \times 2,8^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 7,78 \times 10^6} = 0,31 \text{ mm}$$

Libro de texto

La flecha de la losa mixta bajo carga variable de larga duración, suponiendo que sólo un vano extremo esté cargado, tiene el valor:

$$\delta_{v,p} = \frac{3,4\, p\, l^4}{384\, E I_{v,m}} = \frac{3,4 \times 5,0 \times 2,8^4 \times 10^{12}}{384 \times 210.000 \times 7,78 \times 10^6} = 1,67 \text{ mm}$$

$I_{v,m}$ es el momento de inercia tomado como la media de los valores de la sección fisurada y no fisurada, calculado con un valor medio de la relación modular ($n = E_a/E_c = 15$) para los efectos a largo y corto plazo.

3.2.2 Comprobaciones

Lección 12.7
Cl. 2.4

$$\delta_{max} = \delta_{ap} + \delta_{v,g} + \delta_{v,p} = 8,3 + 0,31 + 1,67 = 10,3 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = 10,3 \text{ mm} < \frac{l}{250} = 11,2 \text{ mm} \quad \text{VÁLIDO}$$

$$\delta_2 = \delta_{v,g} + \delta_{v,p} = 0,31 + 1,67 = 2,0 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 2,0 \text{ mm} < \frac{l}{300} = 9,3 \text{ mm} \quad \text{VÁLIDO}$$

Esto confirma que la flecha no es el factor determinante para las losas mixtas no esbeltas ($l/d_p = 2800/92,5 = 30 < 32$).

3.2.3 Fisuración del Hormigón

La losa se diseña sobre dos apoyos y sin apuntalar. El cuantía de armadura en los apoyos intermedios es:

Lección 12.7
Cl. 5.2
Ecu. (29)

$$\rho = \frac{A_s}{b\ h_c} = \frac{188}{1000 \times 65} = 0,29\%$$

Este porcentaje sobrepasa el mínimo recomendado por Eurocódigo 4 (0,2%).

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.8.1: Pilares I

OBJETIVOS/CONTENIDO

Estudiar los pilares mixtos, describir su comportamiento y explicar el método de proyecto para pilares mixtos de carga axial.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2:	Clasificación de las Secciones Transversales
Lección 9.3:	Pandeo Local
Lección 9.6:	Pilares Compuestos
Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas

LECCIONES AFINES

Lección 12.6.1:	Conexiones por Esfuerzo Rasante I
Lección 12.8.2:	Pilares II

RESUMEN

Se introducen los diferentes tipos de pilares mixtos y se resumen sus ventajas. Se describen los métodos de fabricación junto con los detalles típicos utilizados en las conexiones pilar/viga. Se explica el método simplificado de cálculo de un pilar bajo carga axial, proporcionado en el Eurocódigo 4[1], que implica la utilización de curvas de pandeo, y se trazan las restricciones existentes para su aplicación; también se dan normas para asegurar que la abolladura no cause un colapso prematuro. También se considera el comportamiento a largo plazo del hormigón, es decir, la fluencia y retracción.

1. INTRODUCCIÓN

En los años 60 se empezaron a realizar trabajos intensivos de investigación sobre el análisis de la resistencia de los pilares en los que una sección transversal de acero trabaja conjuntamente con el hormigón que lo rodea. En ese momento, estos pilares no podían calcularse de acuerdo con las normas existentes para estructuras de acero o de hormigón. Los resultados de estos trabajos de investigación se han descrito en varias publicaciones y, en 1979, condujeron a la preparación de recomendaciones de cálculo para pilares mixtos [2].

Estas recomendaciones, junto con el resultado de otros trabajos de investigación adicionales, han sido utilizados en el Eurocódigo 4[1], que trata sobre la construcción mixta en edificios.

El Eurocódigo 4 define los requisitos generales para el cálculo de pilares mixtos. Sin embargo, si se observa el comportamiento no-lineal, físico y geométrico de los materiales, sólo es posible satisfacer los requisitos de la norma utilizando métodos numéricos de análisis, para los que se necesita la ayuda de un ordenador. Sin embargo, el Eurocódigo 4 también proporciona un método simplificado más práctico que constituye el objeto de esta lección.

2. TIPOS DE SECCIONES TRANSVERSALES PARA PILARES MIXTOS Y SUS VENTAJAS

La figura 1 muestra secciones transversales típicas de pilares mixtos junto con la nomenclatura dimensional utilizada en el Eurocódigo 4[1]. Las secciones pueden clasificarse en dos grupos:

- secciones rellenas de hormigón en las que el hormigón está escondido
- secciones total y parcialmente recubiertas.

Todas las secciones transversales son simétricas respecto ambos ejes y además pueden reforzarse.

Hay muchas ventajas asociadas con la utilización de pilares mixtos: por ejemplo, pueden

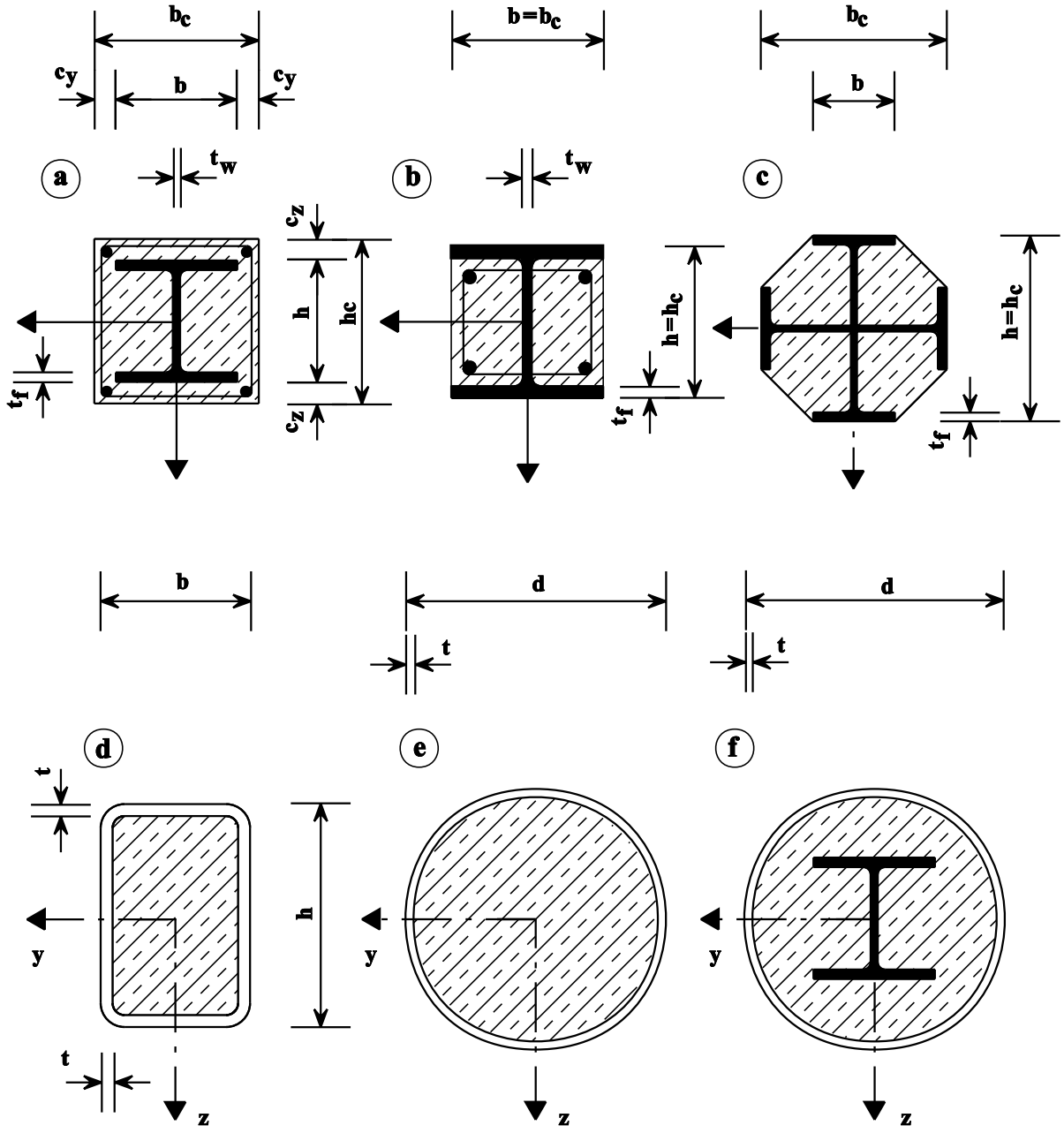


Figura 1 Secciones transversales tipo de columnas mixtas con sus caracteres

proyectarse secciones transversales pequeñas que soporten cargas altas; de igual forma, se pueden producir pilares con resistencia variable a lo largo de su altura, pero con dimensiones externas idénticas, variando el espesor del acero, la resistencia del hormigón o la de la armadura adicional. De esta forma se pueden mantener constantes las dimensiones externas de un pilar a lo largo de un número de plantas de un edificio, simplificando los procedimientos constructivos. También se obtiene la eficacia económica de la utilización del hormigón -un material de bajo coste- y del tiempo ahorrado por el uso de técnicas altamente desarrolladas de construcción metálica.

En los perfiles rellenos de hormigón (figura 1 d-f), la sección de acero sirve de encofrado durante su fraguado. Estas secciones proporcionan la oportunidad de construir la estructura metálica de un edificio para después rellenar las secciones transversales bombeando el hormigón. De esta forma, se puede reducir el tiempo de construcción.

La cubierta protectora de acero también permite al hormigón alcanzar una mayor resistencia; en el caso de perfiles huecos circulares rellenos de hormigón, por ejemplo, el efecto de su contención por parte del acero produce un aumento general de sus resistencias. Normalmente, los efectos de la fluencia y retracción del hormigón puede ignorarse para estas secciones. Sin embargo, en los perfiles recubiertos de hormigón estos efectos sí han de tenerse en cuenta (figura 1 a-c).

El recubrimiento completo de la sección de acero con hormigón (figura 1a) generalmente satisface los requisitos técnicos de clases altas de protección contra incendios sin necesidad de adoptar medidas adicionales. Para secciones parcialmente recubiertas (figura 1b y c), así como para secciones rellenas de hormigón, estos requisitos pueden satisfacerse utilizando armaduras adicionales. Las secciones parcialmente recubiertas presentan la ventaja de que pueden producirse de forma muy simple forjando el hormigón mientras que la sección de acero descansa en posición horizontal; 24 horas más tarde se puede girar el pilar y añadir más hormigón, con el perfil de acero constituyendo el encofrado del hormigón fresco. Para secciones similares a la que se muestra en la figura 1b, resulta necesario prevenir la tendencia del hormigón a caerse, al girar el pilar, utilizando medios adecuados como, por ejemplo, conectores de espiga. Otra importante ventaja de estas secciones parcialmente recubiertas es que todavía queda un área considerable de acero disponible para conexiones, incluso después del hormigonado.

3. CALIDADES Y SEGURIDAD DE LOS MATERIALES

Para los pilares mixtos, deberá utilizarse acero dentro de lo establecido por el Eurocódigo 3[3], así como hormigón y armaduras según el Eurocódigo 2[4].

La tabla 1 proporciona los valores nominales de resistencia para las calidades normales del acero. Estos valores son válidos para espesores de material que no sobrepasen los 40 mm. Para espesores superiores, de materiales deberán reducirse las resistencias de acuerdo con el Eurocódigo 3.

La tabla 2 proporciona las resistencias de las diferentes calidades de hormigón según el Eurocódigo 2. La clasificación C25/30 proporciona la resistencia en ensayo cilíndrico (25) y la resistencia en ensayo brasileño (30).

El Eurocódigo 2 menciona 3 clases diferentes de acero de armadura, que se proporcionan en la tabla 3.

Para el cálculo, se deberán reducir las resistencias características a las de cálculo de acuerdo con los coeficientes de seguridad de los materiales γ_M.

Los coeficientes de seguridad del material, correspondientes al hormigón y a la armadura, se han obtenido del Eurocódigo 2. El coeficiente de seguridad del acero se ha obtenido del Eurocódigo 3, que incluye un coeficiente de

Calidades de acero	Fe 360	Fe 430	Fe 510
f_y [N/mm^2]	235	275	355
E_a [kN/mm^2]	210	210	210

Tabla 1 Valores nominales de resistencia f_y y de los módulos de elasticidad para tipos comunes de acero de construcción según Eurocódigo 4; espesores de material no superiores a 40 mm.

Calidades de hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} [N/mm^2]	20	25	30	35	40	45	50
E_{cm} [kN/mm^2]	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tabla 2 Resistencia característica al aplastamiento (ensayo brasileño) f_{ck} y valores medios del módulo secante E_{cm} para las diferentes calidades de hormigón según Eurocódigo 2[4].

Calidades del acero de armadura	S 220	S 420	S 500
f_{sk} [N/mm^2]	220	420	500
E_s [kN/mm^2]	200	200	200

Tabla 3 Resistencias características f_{sk} y módulos de elasticidad E_s para el acero de armadura según Eurocódigo 2[4].

seguridad γ_{RD} que se aplica si el elemento pudiera llegar a ser inestable. Este factor también se aplica a pilares mixtos, aunque sólo para la porción de acero de la sección transversal.

No es necesario tener en cuenta la inestabilidad de los elementos de acero de los pilares mixtos si:

- la esbeltez $\overline{\lambda}$ es inferior a 0,2 ó
- el esfuerzo normal en el pilar es inferior a 0,1 N_{cr}

con N_{cr} determinado por la ecuación (10) y $\overline{\lambda}$ determinada por la ecuación (9).

Al considerar los efectos de cargas a largo plazo sobre la resistencia a la compresión, la resistencia del hormigón en estructuras convencionales se suele reducir por el factor $\alpha = 0,85$, de acuerdo con el Eurocódigo 2. Esta reducción puede ignorarse para secciones mixtas rellenas de hormigón ($\alpha = 1,0$) porque en éstas el hormigón tiene una resistencia mayor debido a su aislamiento con respecto a la atmósfera y también a que se impide su fisuración bajo carga.

4. COLAPSO POR ABOLLADURA

En el estado límite último, normalmente se asume la resistencia límite de cálculo para todas las porciones de la sección. Sin embargo, han de tomarse las debidas precauciones para prevenir el colapso prematuro por inestabilidad de las porciones delgadas de la sección transversal.

Para las porciones expuestas de la sección de acero esta forma de inestabilidad puede prevenirse utilizando una relación limitadora entre la dimensión del pilar y el espesor de la pared. En el Eurocódigo 4[1] se proporcionan estas relaciones limitadoras a través de la expresión $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$. La tabla 4 proporciona las relaciones equivalentes a otras resistencias a la fluencia.

Si la sección se encuentra dentro de esos límites, podrá determinarse la resistencia de la sección transversal asumiendo distribuciones plásticas de tensión. Por no disponerse aún de un número suficiente de resultados de ensayos sobre la capacidad de rotación de pilares mixtos, no se permite la redistribución de momentos (método de rótula plástica).

En porciones de acero totalmente recubiertas, la verificación de la resistencia a la abolladura no es necesaria. Para las porciones de acero de mayor tamaño como, por ejemplo, las alas en la figura 1a, debe proporcionarse un recubrimiento de hormigón suficiente a fin de evitar su separación. El recubrimiento mínimo de hormigón en este caso no debe ser inferior a 40 mm o 1/6 de la dimensión de la porción de acero Para las secciones transversales concordantes con la figura 1a es como sigue:

$$40 \text{ mm} \leq c_z \geq b/6 \qquad (1)$$

Cuando los elementos de acero expuestos excedan los valores proporcionados en la tabla 4, será necesaria la aplicación de métodos especiales de análisis, que no se incluyen en esta lección.

Calidad de acero		Fe 360	Fe 430	Fe 510
Tubos circulares rellenos de hormigón	lim d/t	90	77	60
Secciones huecas rectangulares rellenas de hormigón	lim h/t	52	48	42
Secciones en forma de I parcialmente recubiertas (véase la figura 1)	lim b/t_f	44	41	36

Tabla 4 Relaciones límite en la dimensión y espesor del muro para prevenir la abolladura.

5. RESISTENCIA DE SECCIONES TRANSVERSALES A LAS CARGAS AXIALES

La resistencia plástica de la sección transversal de un pilar mixto está determinada por la suma de las resistencias de sus componentes:

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} + A_c \alpha f_{cd} + A_s f_{sd} \qquad (2)$$

donde

A_a, A_c y A_s son respectivamente las áreas correspondientes al acero estructural, al hormigón y al acero de la armadura.

f_{yd}, f_{cd} y f_{sd} son las resistencias de cálculo correspondientes a cada material.

α es 1,0 para las secciones transversales rellenas de hormigón y 0,85 en todos los demás casos.

La figura 2 muestra la distribución de tensión en la que está basada la ecuación (2).

Para la secciones huecas circulares rellenas de hormigón es necesario tener en cuenta la mayor resistencia del hormigón ocasionada por el efecto reforzante del tubo de acero. Este embridado contra la deformación unitaria transversal produce una distribución tridimensional de las tensiones en el hormigón, que aumenta la resistencia. Al mismo tiempo, surgen tensiones de tracción circulares en el tubo que reducen su nivel normal de resistencia.

Este efecto puede considerarse sólo hasta una esbeltez relativa de $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ (donde $\bar{\lambda}$ está determinado por la ecuación 9). Además, la excentricidad del esfuerzo normal e no puede sobrepasar el valor d/10, donde d es la dimensión externa del tubo.

La excentricidad e queda definida por:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \qquad (3)$$

donde

M_{Sd} es el momento máximo de cálculo procedente de las cargas sin considerar efectos de segundo orden.

N_{Sd} es el esfuerzo normal de cálculo

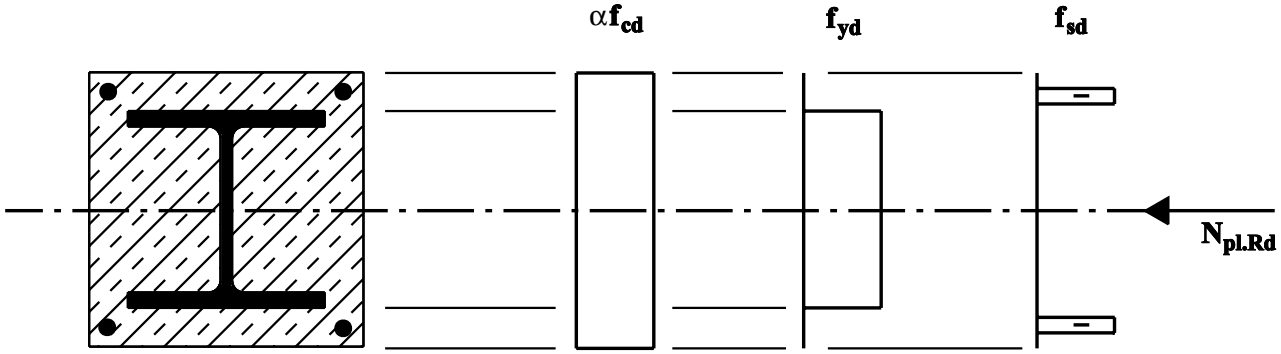


Figura 2 Distribución de las tensiones de resistencia plástica bajo fuerzas axiales, en un perfil en I recubierto de hormigón

La resistencia normal plástica de estas secciones transversales puede determinarse en base a:

$$N_{pl.Rd} = A_a\,\eta_2\,f_{yd} + A_c\,f_{cd}\left(1 + \eta_1 \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s\,f_{sd} \qquad (4)$$

donde

t es el espesor de pared de la sección hueca circular.

$\bar{\lambda}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
η_{10}	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,00
η_{20}	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

Tabla 5 Valores básicos η_{10} y η_{20} para evaluar el efecto del confinamiento en secciones huecas circulares rellenas de hormigón.

$$\eta_1 = \eta_{10}\left(1 - \frac{10\ e}{d}\right) \qquad (5)$$

y

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20})\frac{10\ e}{d} \qquad (6)$$

Se permite la interpolación lineal para varias excentricidades de carga e ≤ d/10, en la que los valores básicos η_{10} y η_{20} dependen de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$:

$$\eta_{10} = 4{,}9 - 18{,}5\,\bar{\lambda} + 17\,\bar{\lambda}^2 \quad \text{pero } \eta_{10} \geq 0 \qquad (7)$$

$$\eta_{20} = 0{,}25\,(3 + 2\,\bar{\lambda}) \quad \text{pero } \eta_{20} \leq 1{,}0 \qquad (8)$$

La tabla 5 proporciona los valores básicos η_{10} y η_{20} para distintos valores de $\bar{\lambda}$.

Si la excentricidad e excede el valor d/10 o la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ excede el valor 0,5, entonces η_1 = 0 y η_2 = 1,0.

6. RIGIDEZ Y ESBELTEZ RELATIVAS

La esbeltez relativa, para la determinación de la resistencia de un pilar bajo carga axial está determinada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}} \qquad (9)$$

donde

$N_{pl.R}$ es la resistencia de la sección transversal, para un esfuerzo normal, según la ecuación 2 o la ecuación (4) con $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1{,}0$.

N_{cr} es la carga de pandeo elástico del pilar.

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \pi^2}{l_e^2} \qquad (10)$$

donde

$(EI)_e$ es la rigidez efectiva a la flexión.

l_e es la longitud de pandeo del pilar.

La longitud de pandeo de un pilar puede determinarse según el Eurocódigo 3[3]. Para pilares aislados en sistemas arriostrados, la longitud del pilar puede considerarse como la longitud de pandeo.

La rigidez efectiva a la flexión se determina de forma similar a la resistencia plástica a una fuerza normal, es decir, sumando sus componentes individuales:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0{,}8\, E_{cd} I_c + E_s I_s \qquad (11)$$

donde

I_a, I_c y I_s son los momentos de inercia del acero estructural, hormigón (aquí se asume que no está fisurado) y el acero de armadura, alrededor del eje de flexión que se está considerando.

E_a y E_s son los módulos de elasticidad del acero estructural y de armadura.

$0{,}8\, E_{cd} I_c$ es la rigidez efectiva a la flexión de la parte de hormigón.

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c \qquad (12)$$

donde

E_{cm} es el módulo secante del hormigón según el Eurocódigo 2[4] (véase la tabla 2.)

El coeficiente de seguridad del material γ_c puede reducirse por $\gamma_c = 1{,}35$ para la determinación de la rigidez efectiva a la flexión, según el Eurocódigo 2.

Para pilares esbeltos, resulta necesario considerar la influencia del comportamiento a largo plazo del hormigón (fluencia y retracción) sobre la resistencia.

Si la excentricidad del esfuerzo normal, según la ecuación (3) fuera más del doble de la dimensión de la sección transversal, la influencia de la fluencia y de la retracción sobre la distribución del momento flector causada por flechas crecientes es tan pequeña que podría ignorarse y no sería necesario seguir teniéndolas en cuenta. Este enfoque también sería válido si la esbeltez $\bar{\lambda}$ fuera inferior a los valores límite proporcionados en la tabla 6.

Si fuera necesario, se puede tener en cuenta la influencia de la fluencia y de la retracción mediante una sencilla modificación del módulo de elasticidad del hormigón E_{cd} a $E_{c\infty}$:

$$E_{c\infty} = E_{cd} \left(1 - \frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}} \right) \qquad (13)$$

donde

N_{Sd} es el esfuerzo normal de cálculo.

	Sistemas arriostrados, sin flecha horizontal	Sistemas sin arriostrar, con flecha horizontal
Secciones transversales recubiertas de hormigón	0,8	0,5
Secciones transversales rellenas de hormigón	$\frac{0,8}{1-\delta}$	$\frac{0,5}{1-\delta}$

Tabla 6 Valores límite de $\bar{\lambda}$ para considerar la fluencia y la retracción.

$N_{G.Sd}$ es la porción permanente del mismo.

Debe resaltarse que, al estimar la importancia de la fluencia y de la retracción utilizando la tabla 6, el valor de δ es el siguiente:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl.Rd}} \qquad (14)$$

El factor δ representa la contribución del acero a la resistencia axial. En las secciones transversales rellenas de hormigón los valores límite se aplican exclusivamente a la porción de hormigón (1-δ).

7. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS A LAS CARGAS AXIALES

Para cada uno de los ejes principales de flexión del pilar debe demostrarse que:

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl.Rd} \qquad (15)$$

donde

$N_{pl.Rd}$ es la resistencia de la sección transversal a cargas axiales (véase el apartado 5).

χ es el coeficiente de reducción de la curva de pandeo apropiada.

La figura 3 muestra las curvas europeas de pandeo para pilares mixtos:

curva a para perfiles huecos rellenos de hormigón

curva b para perfiles en forma de I, parcial y totalmente recubiertos de hormigón con flexión alrededor del eje mayor de la sección transversal de acero

curva c para perfiles en forma de I, parcial y totalmente recubiertos de hormigón con flexión alrededor del eje menor de la sección transversal de acero

Estas curvas también pueden escribirse matemáticamente como sigue:

$$\chi = \frac{1}{\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{pero } \chi \leq 1{,}0 \qquad (16)$$

donde

$$\phi = 0{,}5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad (17)$$

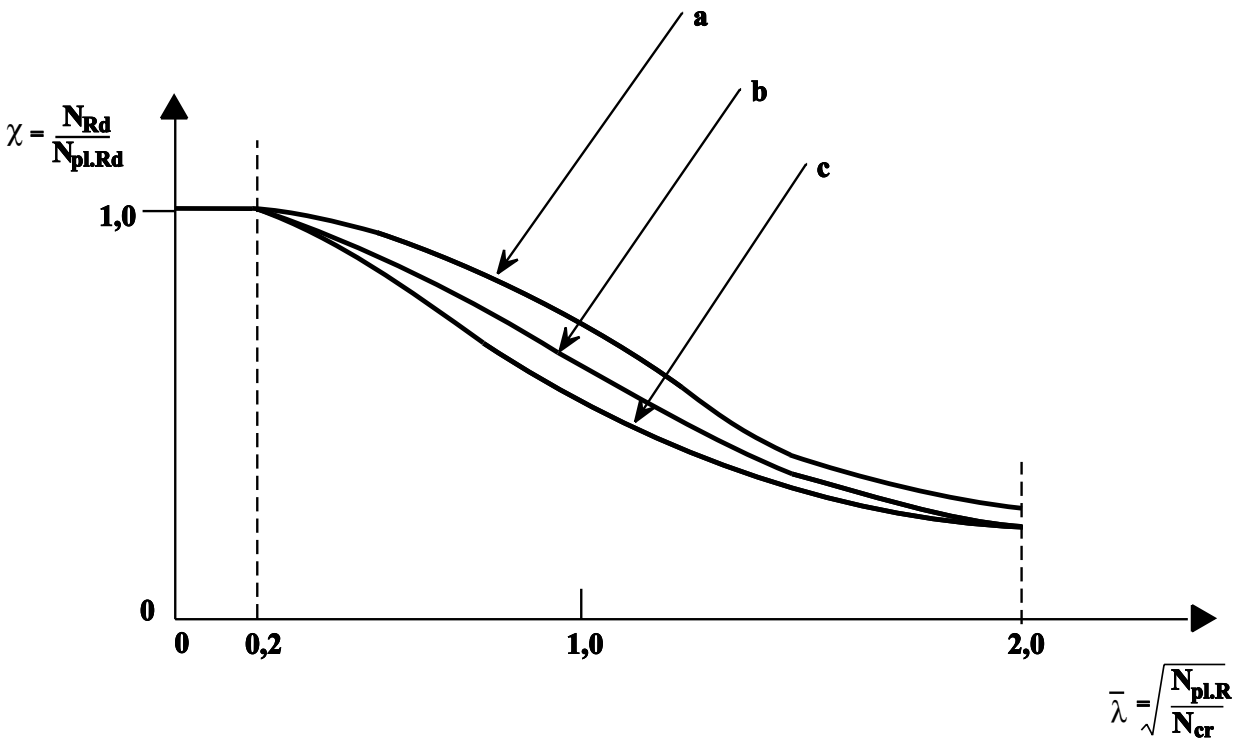


Figura 3 Curvas europeas de pandeo según Eurocódigo 3

El factor α se utiliza aquí para permitir la inclusión de imperfecciones en las secciones transversales. La tabla 7 proporciona el valor de α apto para cada curva de pandeo.

Curva europea de pandeo	a	b	c
Coeficiente de imperfección α	0,21	0,34	0,49

Tabla 7 Coeficiente de imperfección α para las curvas de pandeo según Eurocódigo 3[3].

8. RESTRICCIONES A LA APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4

La aplicación del método de cálculo anteriormente descrito está sujeto a varias restricciones. Es necesario realizar investigaciones y ensayos adicionales con pilares mixtos para ampliar el alcance del método.

La esbeltez máxima de los pilares mixtos queda limitada a:

$$\overline{\lambda} \leq 2{,}0 \qquad (18)$$

La relación de contribución de acero δ debe, según la ecuación (14), satisfacer el requisito:

$$0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9 \qquad (19)$$

Si δ es inferior a 0,2, el pilar podrá calcularse de acuerdo con el Eurocódigo 2[4]; si δ pasa de 0,9, el cálculo deberá realizarse en base al Eurocódigo 3[3].

Si el cálculo tuviera en cuenta la armadura longitudinal, habría que proporcionar una cuantía mínima de 0,3% del área de hormigón. La cuantía máxima de armadura de la sección transversal de hormigón que puede utilizarse en el análisis es el 4%. Para la protección contra incendios se podrán disponer cuantías mayores de armadura, aunque estas no podrán tenerse en cuenta en el cálculo, según el Eurocódigo 4[1].

$$0{,}3\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4{,}0\% \qquad (20)$$

Es posible fabricar secciones rellenas de hormigón sin armadura alguna. También se pueden omitir las armaduras longitudinales en las secciones recubiertas de hormigón; en este caso sólo es necesaria la armadura superficial.

La armadura de mallazo puede utilizarse para conexiones.

El valor mínimo del recubrimiento de hormigón de perfiles completamente recubiertos está determinado por la ecuación (1). El recubrimiento máximo del perfil de acero también está restringido. Al igual que con la cuantía de armadura, el recubrimiento puede ser mayor pero no puede tenerse en cuenta en el cálculo:

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0{,}3\ h \qquad (21)$$

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0{,}4\ b \qquad (22)$$

9. EL APOYO EN PILARES MIXTOS

En las zonas de soporte de carga, es necesario garantizar que los componentes individuales de la sección transversal (hormigón y acero) se cargan de acuerdo con sus niveles de resistencia para que no haya ningún deslizamiento significativo entre ellos.

En los pilares de una sola planta pueden utilizarse capiteles; éstos representan la forma ideal de introducción de cargas. Se sueldan "collarines" de acero a los laterales de perfiles rellenos de hormigón, sobre los que se puede fijar el ala de la vigas después del hormigonado.

En los pilares mixtos continuos se requiere una disposición especial para la transmisión de cargas. Las conexiones que se muestran en la figura 4 han probado ser económicas y eficaces para este propósito. La figura 4a muestra detalles de conectores de espiga fijados en las almas de perfiles en forma de I. Esta disposición promueve una transmisión adicional de cargas, lo que aumenta la resistencia de la conexión. La introducción de chapas de unión a través de la sección de acero dentro de los perfiles huecos rellenos de hormigón (figura 4b) activa tensiones tridimensionales en el hormigón y aumenta la resistencia de la conexión.

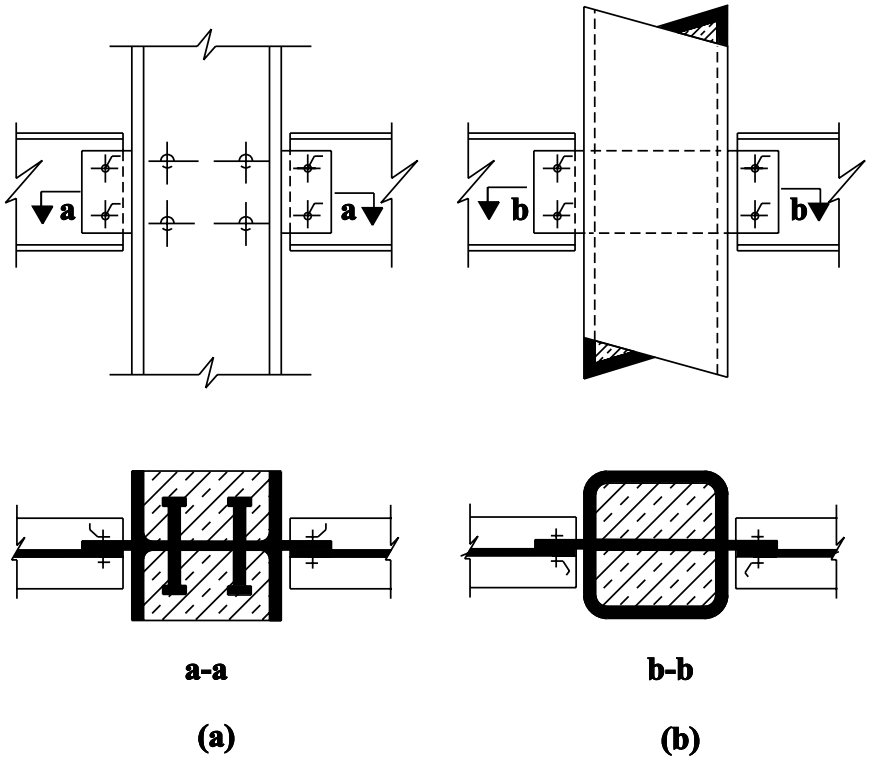


Figura 4 Formas de introducción de carga en pilares mixtos continuos

El diseño de estas zonas de soporte de carga, así como el cálculo para compresión y flexión en pilares mixtos, se describe en la lección 12.8.2.

10. RESUMEN FINAL

1. Los pilares mixtos pueden ser secciones abiertas parcial o totalmente recubiertas o, alternativamente, pueden ser tubos rellenos de hormigón.

2. El Eurocódigo 4[1] proporciona relaciones límite para porciones de acero expuestas de pilares mixtos, a fin de asegurar la inexistencia de abolladura alguna. La abolladura no representa un problema para las secciones totalmente recubiertas.

3. El Eurocódigo 4 proporciona normas simplificadas (curvas europeas de pandeo, etc.) para calcular la resistencia de un pilar mixto a las cargas axiales. Hay ciertas restricciones que se aplican a este método.

4. Es necesario prestar particular atención a la disposición de las conexiones a fin de asegurar la transmisión directa de la carga del soporte a los elementos de acero y hormigón de las secciones de los pilares.

11. BIBLIOGRAFÍA

[1] El Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992 (en imprenta).

[2] CEB-ECCS-FIP-IABSE Joint Committee, “Draft Model Code for Composite Structures”, September 1979.

[3] Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[4] Eurocódigo 2: “Design of Concrete Structures”: ENV 1992-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.8.2: Pilares II

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el comportamiento de pilares mixtos y explicar el método de cálculo para la flexión uniaxial y biaxial, incluyendo la determinación de esfuerzos y momentos internos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2:	Clasificación de Secciones Transversales
Lección 9.3:	Pandeo Local
Lección 9.6:	Pilares Compuestos
Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.8.1:	Pilares I

LECCIONES AFINES

Lección 12.6.1:	Conexiones por Esfuerzo Rasante I

RESUMEN

Esta lección muestra cómo se puede calcular la resistencia plástica de un pilar mixto bajo compresión y flexión compuesta. Se explica [1] el método de cálculo facilitado en el Eurocódigo 4 para la flexión uniaxial y biaxial. También se proporcionan métodos simplificados para la determinación de momentos internos de segundo orden. Se considera la influencia del esfuerzo cortante sobre la resistencia al momento.

1. INTRODUCCIÓN

La lección 12.8.1, sobre pilares mixtos, explicó el método simplificado de cálculo de pilares sometidos sólo a compresión axial y trazó las restricciones existentes con respecto a su aplicación. También se describieron las normas referentes a la abolladura y la fluencia y retracción del hormigón.

Esta lección asume un conocimiento de los temas anteriores y describe el cálculo de pilares sometidos a compresión y flexión compuestas y de pilares sometidos a cortante.

2. GENERALIDADES

El cálculo para la compresión y flexión se realiza por fases, como sigue: se examina el pilar mixto, aislado del sistema; al hacerlo se asume que los momentos finales que resultan del análisis del sistema global (incluyendo los efectos de segundo orden) actúan sobre el elemento individual; los momentos y esfuerzos dentro del tramo del pilar se determinan en base a los momentos en los extremos, los esfuerzos normales y los esfuerzos transversales que pudiera haber; los efectos de segundo orden se incluyen también para los pilares esbeltos. En el método simplificado del Eurocódigo 4[1] no es necesario tener en cuenta las imperfecciones existentes dentro del tramo de pilar, ya que se toman en cuenta en la determinación de su resistencia.

La resistencia del pilar a la compresión y flexión se determina con ayuda de una curva de interacción de la sección transversal. Esta curva puede utilizarse también para establecer la influencia de los esfuerzos cortantes sobre el pilar.

3. ANÁLISIS DE LOS MOMENTOS FLECTORES

Puede ignorarse la influencia de efectos de segundo orden en el análisis de momentos flectores para sistemas arriostrados y sin flechas horizontales siempre que:

- el esfuerzo normal N_{Sd} sea inferior al 10% de la carga crítica N_{cr}, (véase la ecuación siguiente (2)).
- la esbeltez $\bar{\lambda}$ del pilar es:

$$\bar{\lambda} \leq 0{,}2\ (2 - r) \qquad (1)$$

donde r es la relación entre los momentos mayor y menor de los extremos del pilar (véase la figura 1).

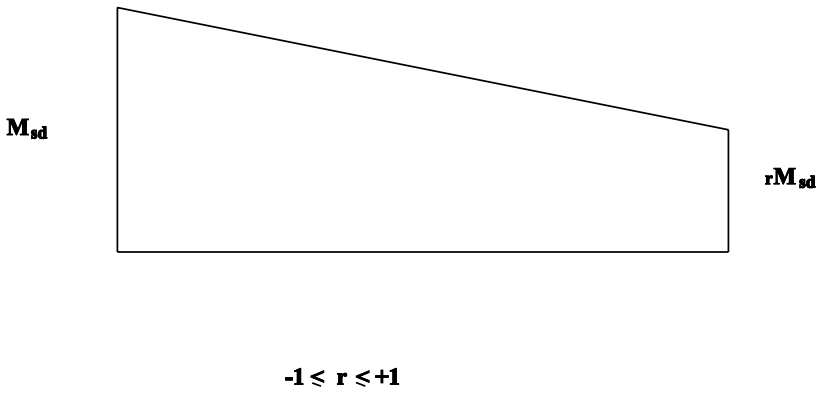


Figura 1 Relación entre los momentos de los extremos

Para carga transversal dentro de la longitud del pilar r = 1.

La rigidez a flexión, que es necesaria para el análisis de los efectos de segundo orden, puede calcularse multiplicando el momento flector máximo de primer orden por un coeficiente k:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}} \geq 1{,}0 \qquad (2)$$

donde

N_{Sd} es el esfuerzo normal de cálculo.

N_{cr} es la carga crítica (véase la lección 12.8.1, ecuación (10) donde l_e es la longitud del pilar).

β es el coeficiente de momento.

Para pilares con carga transversal dentro de la longitud del pilar, el valor ß deberá tomarse como 1,0. Para momentos en los extremos, ß podrá determinarse a partir de:

$\beta = 0{,}66 + 0{,}44\ r$ pero $\beta \geq 0{,}44$ (3)

4. COMPRESIÓN Y FLEXIÓN UNIAXIAL

La figura 2 muestra la forma en que se puede comprobar la sección transversal de un pilar mixto, por medio de la curva de interacción M-N. Primero se determina la resistencia del pilar bajo compresión axial de acuerdo con la lección anterior. Esta resistencia está definida por el coeficiente de reducción χ (lección 12.8.1, ecuación 16). Para el valor χ puede leerse en la curva de interacción un valor para el momento μ_k que representa el momento causado por la imperfección.

Se asume que la influencia de este momento disminuye linealmente con el valor χ_n.

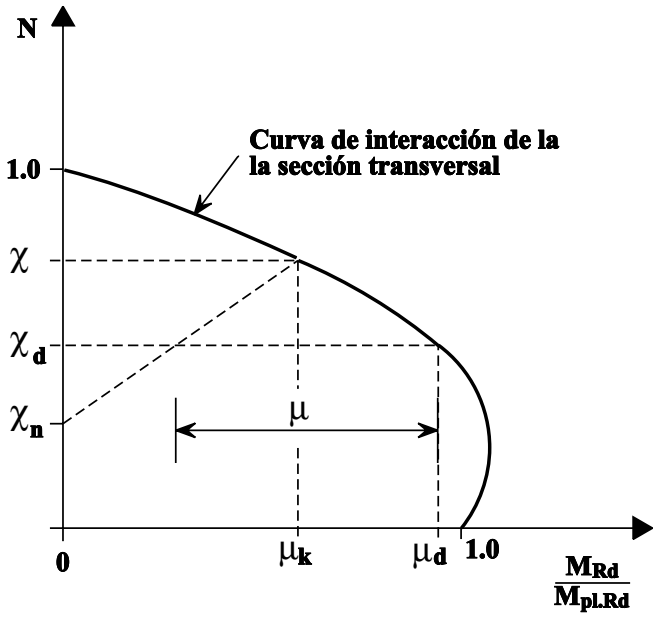


Figura 2 Método de cálculo para compresión y flexión alrededor de un solo eje

Para un esfuerzo normal de $\chi_d = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$ el coeficiente de momento μ representa la resistencia restante al momento. Debe demostrarse que:

$$M_{Sd} \leq 0{,}9\ \mu\ M_{pl.Rd} \qquad (4)$$

En ciertas zonas de la curva de interacción, el esfuerzo normal aumenta la resistencia al momento ($\mu > 1{,}0$). Si el momento flector y el esfuerzo normal son independientes entre sí, el valor de μ deberá quedar limitado a 1,0. El valor χ_n explica el hecho de que la combinación de imperfección y momento flector no significa siempre una interacción desfavorable.

Para los momentos en los extremos χ_n puede calcularse como:

$$\chi_n = \frac{1- r}{4} \qquad (5)$$

donde r es la relación de los momentos en los extremos, de acuerdo con la figura 1.

Si hay cargas transversales dentro del tramo del pilar, entonces χ_n debe tomarse como cero, es decir r = 1.

La reducción del momento resistente, en la ecuación (4), en un 10% explica las simplificaciones que se han realizado. La curva de interacción se ha determinado sin considerar las limitaciones de la deformación unitaria del hormigón. Por lo tanto, los momentos, incluyendo los efectos de segundo orden, ecuación (2), pueden calcularse utilizando la rigidez efectiva a flexión $(EI)_e$ basada en el área total de hormigón de la sección transversal.

5. CURVA DE INTERACCIÓN PARA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN COMPUESTAS

La curva de interacción descrita en el apartado 4 puede establecerse ajustando la fibra neutra en toda la sección transversal y determinando los momentos y esfuerzos internos en base a los diagramas de tensión resultantes. Esto sólo puede hacerse correctamente utilizando un programa informático, dado el gran número de ecuaciones a resolver. Sin embargo, es posible calcular ciertos puntos de la curva de interacción de forma bastante sencilla sin la ayuda de un ordenador. Estos puntos (A-E) se encuentran marcados en el diagrama de interacción de la figura 3 y están conectados por una serie de líneas rectas. Estas líneas son lo suficientemente precisas para casi todos los propósitos del cálculo.

La figura 4 muestra las distribuciones de tensión en cada punto A, B, C y D para el ejemplo de una sección hueca rectangular rellena de hormigón. El punto A marca la resistencia a un esfuerzo normal:

$$N_A = N_{pl.Rd} \quad (6)$$

$$M_A = 0 \quad (7)$$

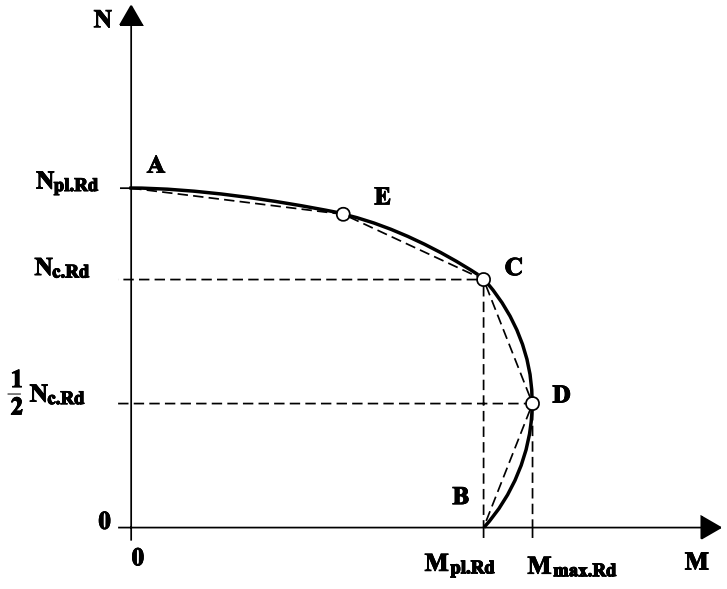


Figura 3 Curva de interacción con aproximación lineal

El punto B muestra la distribución de tensión sólo para la resistencia al momento:

$$N_B = 0 \quad (8)$$

$$M_B = M_{pl.Rd} \quad (9)$$

Aquí puede observarse que, en la determinación de la resistencia de la sección transversal, las zonas de hormigón fraccionadas han sido consideradas fisuradas e inefectivas.

El momento resistente en el punto C es idéntico al del punto B ya que los resultantes de la tensión procedente de las porciones adicionalmente comprimidas se anulan entre sí en la zona central de la sección.

Sin embargo, estas zonas adicionalmente comprimidas crean un esfuerzo normal interno que es equivalente a la resistencia plástica axial del elemento de hormigón por sí solo. Esto puede comprenderse sumando las distribuciones de tensión de los puntos B y C; el equilibrio de esfuerzos no cambia debido a que no hay un esfuerzo normal resultante para el punto B. Todas las partes de acero se compensan entre sí y el área de compresión del hormigón en el punto B es idéntico al área de tracción del hormigón del punto C. El esfuerzo axial está determinado, finalmente, por la siguiente expresión:

$$N_C = N_{c.Rd} = A_c \, \alpha \, f_{cd} \quad (10)$$

donde

α es 1,0 para los perfiles rellenos de hormigón

f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón

$$M_C = M_{pl.Rd} \quad (11)$$

En el punto D, la fibra neutra plástica coincide con el eje del centro de gravedad de la sección transversal, por lo que el esfuerzo normal resultante es la mitad del esfuerzo resistente en

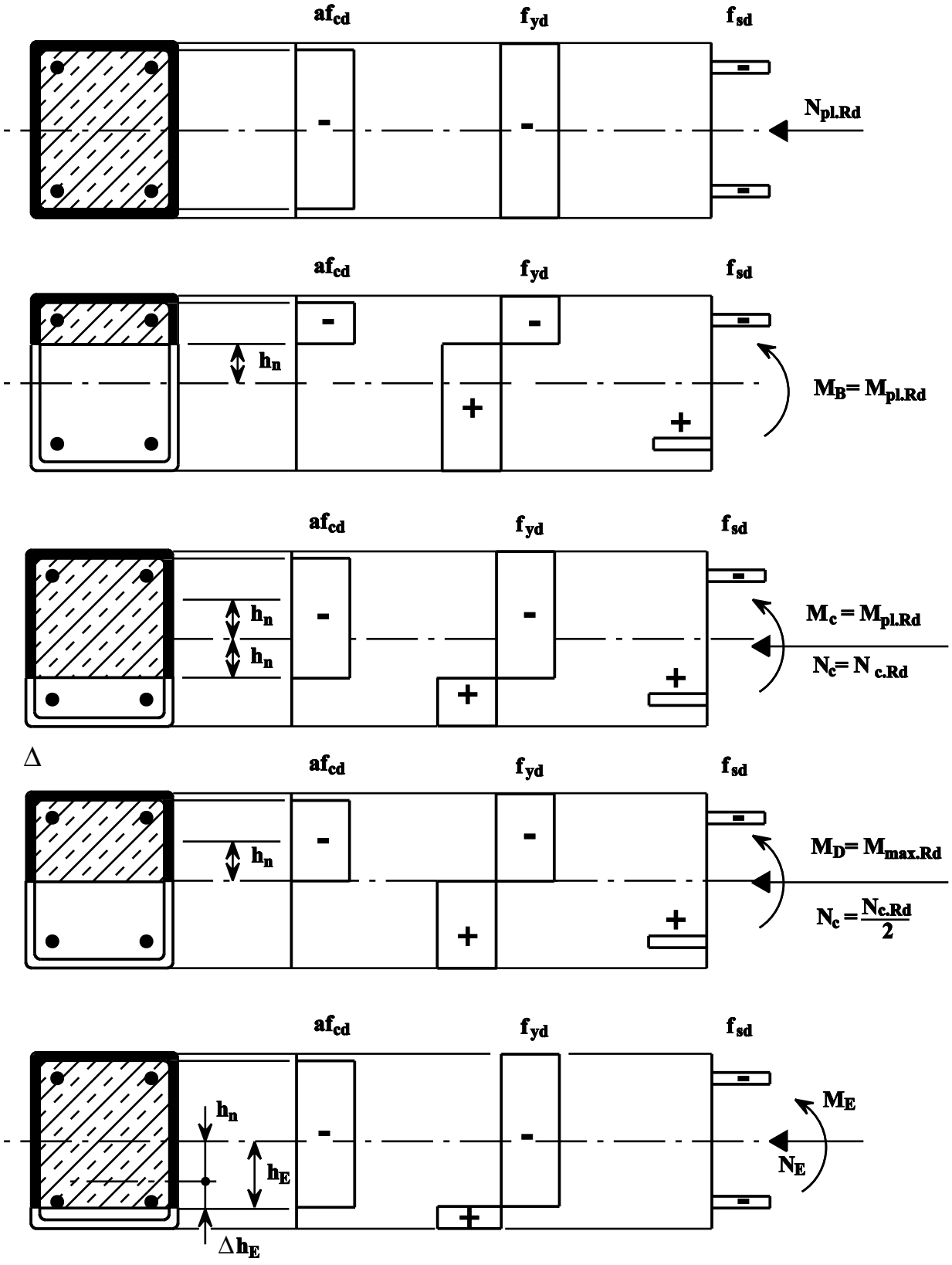


Figura 4 Distribución de las tensiones en cada punto de la curva de interacción, para secciones huecas rellenas de hormigón

C. Esta distribución de tensiones permite un cálculo rápido y sencillo del momento y del esfuerzo normal.

$$N_D = N_{c.Rd} / 2 \quad (12)$$

$$M_D = M_{max.Rd} \quad (13)$$

$$M_{max.Rd} = W_{pa} f_{yd} + 0{,}5\, W_{pc}\, \alpha\, f_{cd} + W_{ps} f_{sd} \quad (14)$$

donde

W_{pa}, W_{pc} y W_{ps} son los módulos plásticos de resistencia del acero de estructural, el hormigón y el acero de la armadura.

f_{yd}, f_{cd} y f_{sd} son las resistencias respectivas de cálculo de los materiales.

Para el punto E, la fibra neutra está situada entre la correspondiente al punto C y el borde de la sección transversal, de forma que pueda calcularse la tensión resultante con facilidad. No es necesario determinar el punto E en todos los casos.

Se pueden determinar las posiciones de la fibra neutra para el punto B ($M_{pl.Rd}$) y similarmente para el punto C, es decir, la distancia h_n, a partir de la diferencia entre las tensiones en los puntos C y B (véase la figura 5). Dado que las piezas generalmente tienen forma rectangular en la zona central de la sección transversal, resulta fácil determinar los esfuerzos resultantes dependientes de h_n. La suma de estos esfuerzos es equivalente a $N_{c.RD}$, tal como se ha mostrado anteriormente. Este cálculo permite la determinación de la ecuación que define h_n. Esta ecuación difiere según los diferentes tipos de secciones.

Para el ejemplo de la sección hueca rectangular rellena de hormigón:

$$h_n = \frac{N_{c.Rd}}{2\, b\, f_{cd} - 4\, t\, (2\, f_{yd} - f_{cd})} \quad (15)$$

La resistencia al momento $M_{pl.Rd}$ puede calcularse simplemente a partir de la diferencia de tensiones entre el punto D y el punto B (figura 6).

$$M_{n.Rd} = w_{pan} f_{yd} + 0{,}5\, W_{pcn}\, \alpha\, f_{cd} + W_{psn} f_{sd} \quad (16)$$

donde

W_{pan}, W_{pcn} y W_{psn} son los módulos plásticos de resistencia de las áreas en la zona de 2 h_n

Para la resistencia al momento $M_{pl.Rd}$:

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} \quad (17)$$

Para perfiles en forma de I recubiertos de hormigón y para tubos rellenos de hormigón, las fórmulas respectivas aparecen en el anexo C del Eurocódigo 4[1].

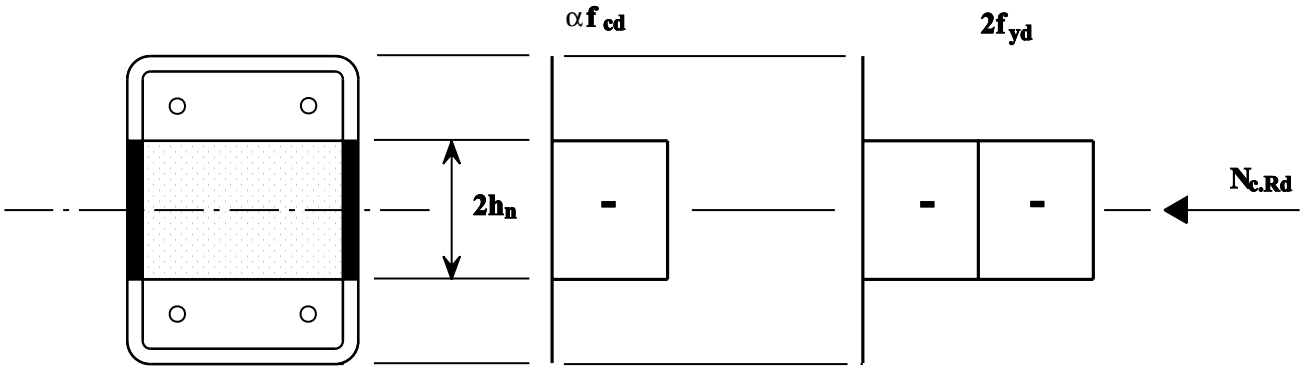


Figura 5 Diferencia de tensión entre los puntos C y B

La ventaja de este método de cálculo es su aplicabilidad a cualquier sección transversal doblemente simétrica. Los puntos característicos del diagrama de interacción pueden determinarse con facilidad incluso para secciones más complejas (como, por ejemplo, en la lección 12.8.1, figura 1c o (f).

El diagrama de interacción lineal ABCD a veces puede infravalorar el valor del momento a causa de la imperfección μ_R.

Si, por ejemplo, la desviación entre el trazado poligonal y la curva exacta es muy grande en la zona del momento de imperfección, en la altura de χ en la figura 2, y pequeña en el esfuerzo normal χ_d, la imperfección tenida en cuenta es demasiado pequeña. En este caso el punto E se encuentra casi a medio camino entre el punto A y el punto C y es necesario determinarlo.

Para las secciones en forma de I recubiertas de hormigón, con flexión alrededor del eje mayor de la sección de acero, la curva exacta de interacción es casi lineal entre los puntos A y C, por lo que no resulta necesario determinar el punto E en este caso.

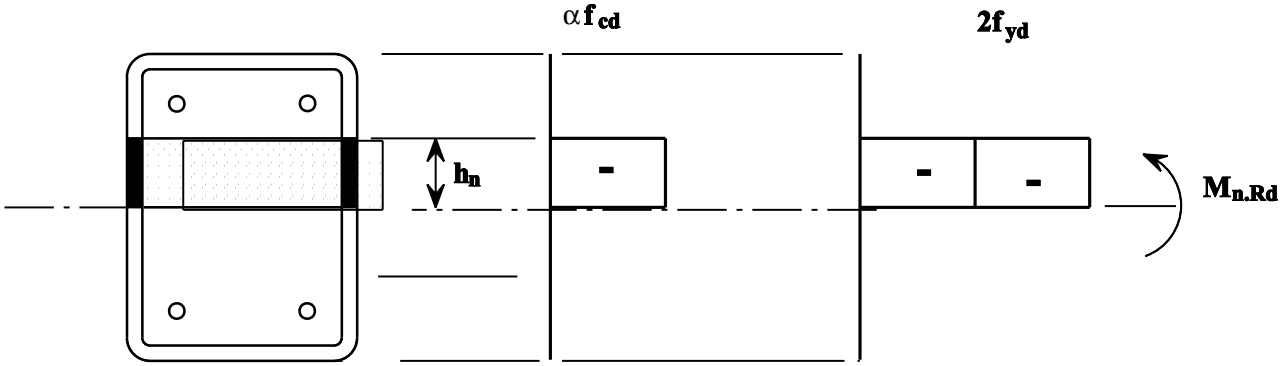


Figura 6 Diferencia de tensión entre los puntos D y B

6. COMPRESIÓN Y FLEXIÓN BIAXIAL

Para el cálculo de un pilar bajo compresión y flexión biaxial es necesario evaluar independientemente la resistencia a la carga para cada eje. De esa manera quedará claro en cuál de los ejes es más probable que se produzca el colapso. Será necesario considerar la imperfección sólo para esa dirección (véase la figura 7).

También deberá comprobarse la flexión compuesta utilizando los valores relativos de las resistencias al momento μ_y y μ_z y una nueva curva de interacción (véase la figura 7c). Esta curva lineal de interacción se corta en 0,9 μ_y y 0,9 μ_z; los momentos existentes $M_{y.Sd}$ y $M_{z.Sd}$, relacionados a la resistencia respectiva, deben estar dentro de la nueva curva de interacción. Las siguientes ecuaciones resultan:

$$\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} - \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (18)$$

y

$$\frac{M_{y.Ds}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} \leq 0{,}9 \qquad (19)$$

$$\frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 0{,}9 \qquad (20)$$

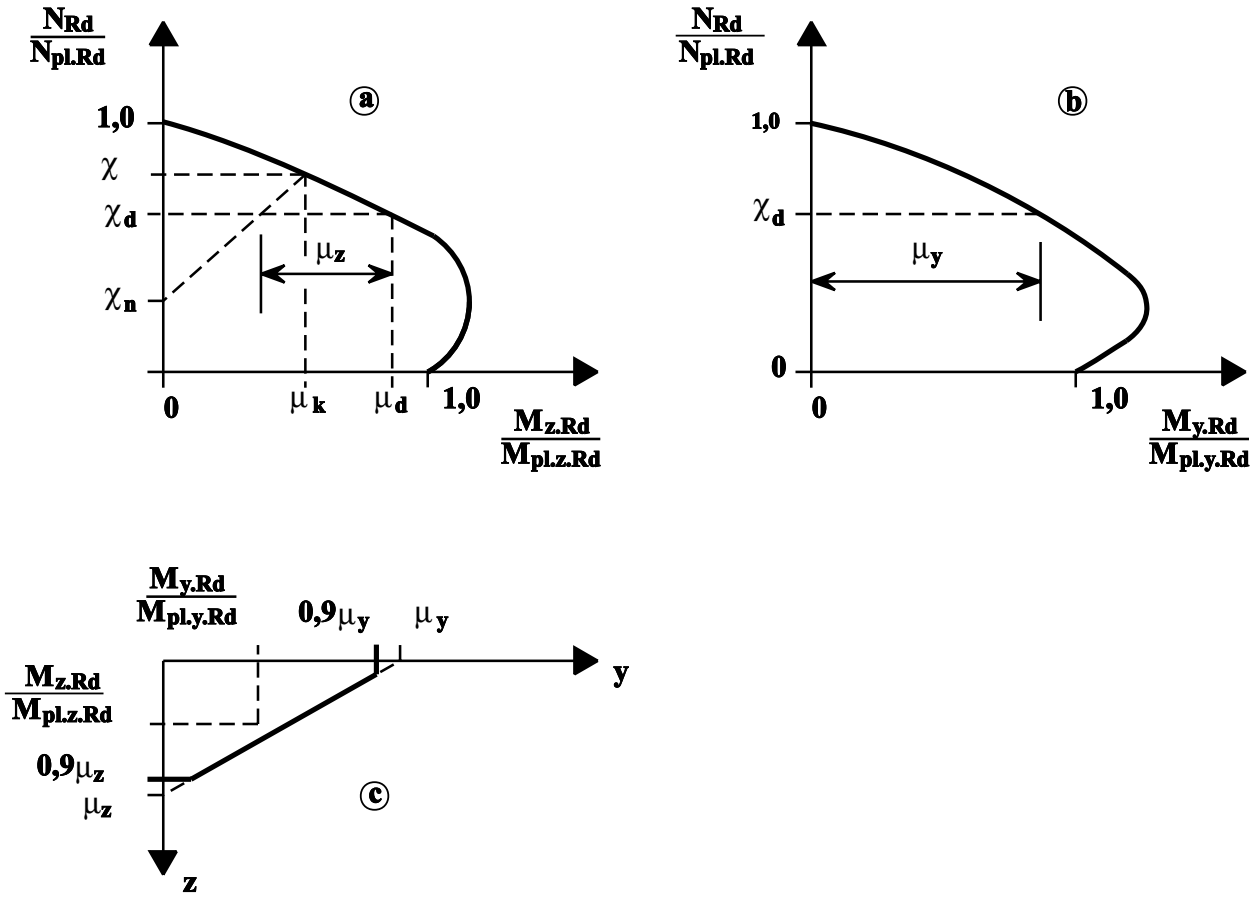


Figura 7 Verificación para compresión y flexión biaxial

7. INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

Las tensiones de unión entre el perfil de acero y el hormigón no deberán sobrepasar los valores que se indican a continuación:

- para secciones completamente recubiertas de hormigón 0,6 N/mm^2
- para secciones rellenas de hormigón 0,4 N/mm^2
- para secciones parcialmente recubiertas de hormigón
  - para las alas 0,2 N/mm^2
  - para las almas 0,0 N/mm^2

Es difícil determinar con precisión las tensiones de unión entre el acero y el hormigón. Las tensiones en la sección mixta pueden determinarse de forma simplificada, utilizando la teoría plástica, o mediante la resistencia plástica de la sección transversal. Se puede utilizar la variación de tensiones en el elemento de hormigón, entre dos secciones críticas, para la determinación de las tensiones de adherencia en la unión.

De forma similar se puede realizar una división del esfuerzo cortante entre el acero estructural y el hormigón. El esfuerzo cortante que deberá resistir el hormigón deberá establecerse de acuerdo con el Eurocódigo 2[2], mientras que el esfuerzo cortante que deberá resistir la sección de acero puede comprobarse, si fuera necesario, utilizando una relación de interacción.

La figura 8 muestra la reducción de las tensiones normales en las áreas que transfieren las tensiones de cortante.

Esta reducción del límite de fluencia, en las porciones que transfieren cortante, podrá transformarse, a efectos de cálculo, en una reducción del espesor del elemento. No será necesario considerar la influencia si:

$$V_{a.Sd} < 0{,}5\, V_{pl.a.Rd} \qquad (21)$$

donde

$V_{a.Sd}$ es la parte del cortante de cálculo soportada por la sección de acero

$V_{pl.a.Rd}$ es la resistencia de la sección transversal de acero a cortante

$$V_{pl.a.Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \qquad (22)$$

donde

A_V es el área de cortante de la sección transversal del acero.

La reducción del área de cortante está determinada por:

$$\text{red } A_V = A_V \left[1 - \left(\frac{2\, V_{a.Sd}}{V_{a.Rd}} - 1 \right)^2 \right] \qquad (23)$$

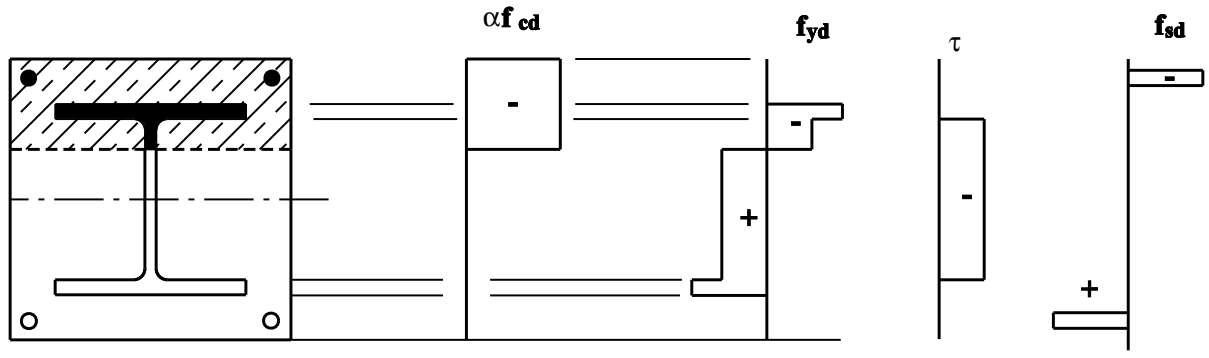


Figura 8 Reducción de la tensión normal por tensión tangencial

Para una sección en forma de I recubierta de hormigón con flexión alrededor de su eje mayor:

$$\text{red } A_V = \text{red } t_w \, h \qquad (24)$$

Utilizando este espesor reducido, red t_w, podrá aplicarse sin modificación alguna el método proporcionado en el apartado 5 para la determinación de la curva de interacción de la sección transversal.

Por razones de simplicidad, a menudo se desprecia la división del esfuerzo cortante entre la sección transversal de acero y el hormigón. Para los perfiles huecos rellenos de hormigón, por ejemplo, normalmente se asigna todo el esfuerzo cortante a la sección de acero de forma exclusiva.

8. ZONAS DE INTRODUCCIÓN DE CARGA

Cuando se introducen cargas en un pilar mixto, es necesario garantizar que los componentes individuales de la sección transversal se cargan de acuerdo con su resistencia dentro de un tramo específico. A este efecto resulta necesario efectuar una división de las cargas entre el hormigón y el acero, de forma similar a lo expuesto en el apartado 7.

Para estimar la distribución exacta de la carga a introducir es necesario conocer las distribuciones de tensiones al principio y final de la zona de introducción. Las cargas a transferir a los componentes de la sección transversal podrán determinarse en base a las diferencias entre estas tensiones. El tramo l_l de la zona de introducción de carga no debería sobrepasar el valor:

$$l_l \leq 2\,d \qquad (25)$$

donde d es la dimensión de la sección transversal normal al eje de flexión.

Las cargas pueden distribuirse sencillamente utilizando las resistencias plásticas:

$$N_{cs.Sd} = N_{Sd}\left(1 - \frac{N_{a.Rd}}{N_{pl.Rd}}\right) \qquad (26)$$

$$N_{a.Sd} = N_{Sd} - N_{cs.Sd} \qquad (27)$$

$$M_{cs.Sd} = M_{Sd}\frac{M_{cs.Rd}}{M_{pl.Rd}} \qquad (28)$$

$$M_{a.Sd} = M_{Sd} - M_{cs.Sd} \qquad (29)$$

donde

$N_{a.Rd}$ es la resistencia al esfuerzo normal de la sección de acero.

$N_{cs.Rd}$ es la resistencia al esfuerzo normal de la sección de hormigón armado.

$N_{pl.Rd}$ es la resistencia al esfuerzo normal de toda la sección transversal mixta.

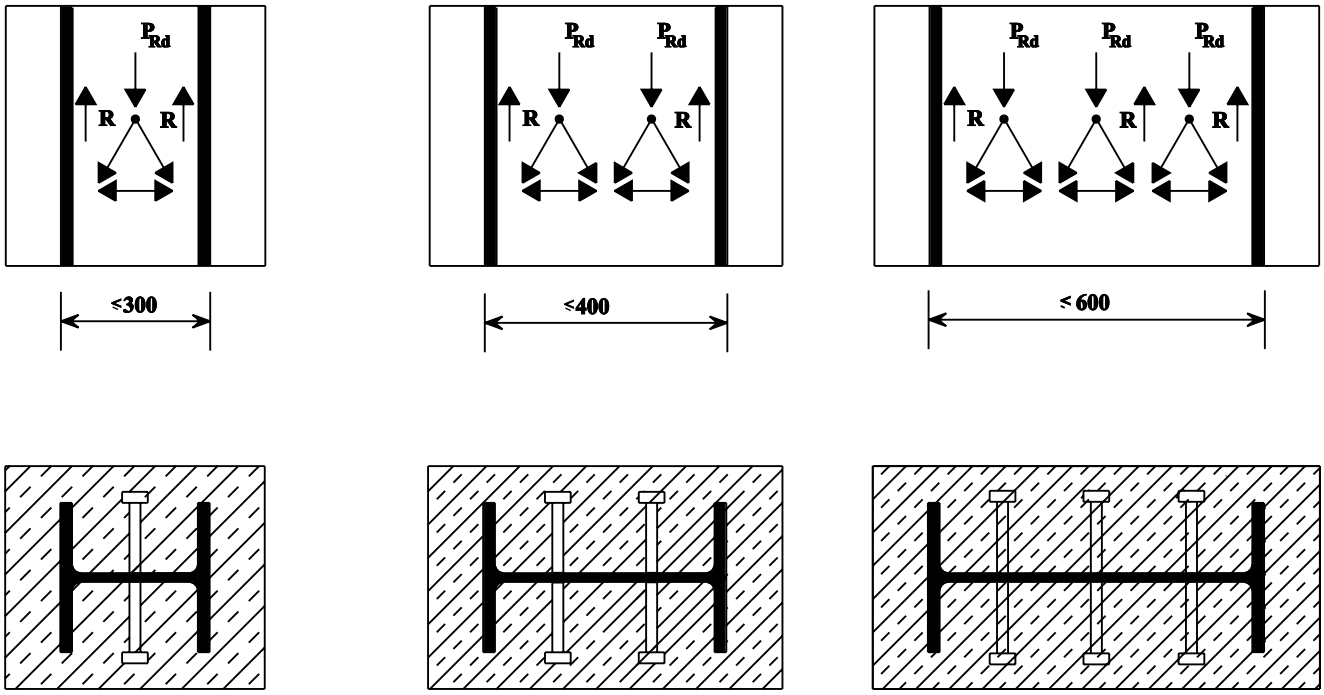


Figura 9 Resistencia a la cortadura de conectores de espiga considerando los esfuerzos de fricciones activados

$M_{a.Rd}$ es la resistencia al momento de la sección de acero.

$M_{cs.Rd}$ es la resistencia al momento de la sección de hormigón armado.

$M_{pl.Rd}$ es la resistencia al momento de toda la sección transversal mixta.

Para la determinación de $M_{cs.Rd}$, el cálculo debe basarse en el apartado 5, ignorando la sección de acero.

Si las cargas se introducen primero en el acero, los conectores de espiga deberán proyectarse de forma que transmitan los componentes de la carga que corresponden al hormigón, $N_{cs.Sd}$ y $M_{cs.Sd}$. En el caso de introducción de la carga desde el hormigón hacia el elemento de acero, es decir, a través de consolas de apoyo, deberán tomarse los esfuerzos y momentos respectivos del acero, $N_{a.Sd}$ y $M_{a.Sd}$, como base para el cálculo.

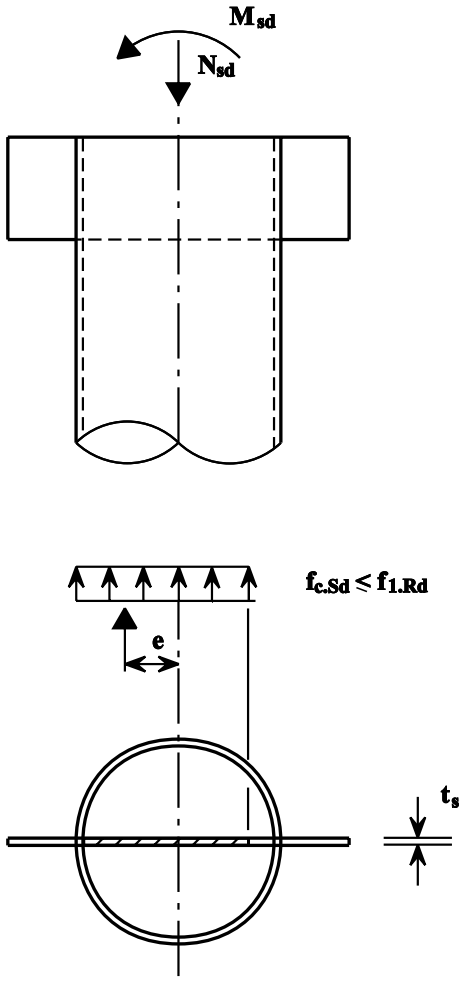


Figura 10 Introducción de carga en pilares mixtos continuos de sección hueca

Para los pilares de una sola planta, generalmente se utilizan capiteles como elementos de distribución de carga. En los pilares continuos debe realizarse una disposición especial. En estos casos, los conectadores de espiga han probado ser económicos cuando se utilizan con secciones transversales abiertas (véase la figura 9). Los esfuerzos que actúan sobre los conectores de espiga orientados hacia afuera se transmiten a las alas, por lo que surgen los siguientes esfuerzos de fricción:

$$R = \mu \, P_{Rd} / 2 \qquad \text{con } \mu = 0{,}5 \qquad (30)$$

donde P_{Rd} es la resistencia de cálculo de un conector de espiga.

La utilización de cartelas, introducidas a través del perfil, constituye una solución muy económica para la introducción de esfuerzos en perfiles continuos huecos rellenos de hormigón. Pueden producirse tensiones normales altas por debajo del borde de la cartela debido al efecto de confinamiento (figura 10).

$$f_{1.Rd} = (0{,}6\, f_{ck} + 35{,}0)\, \frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \qquad (31)$$

$$f_{1.Rd} \leq \frac{N_{c.Rd}}{A_1} \qquad (32)$$

donde

A es el área total del núcleo de hormigón.

A_1 es el área por debajo del borde de la cartela.

La ecuación (31) ha sido adoptada a partir de pruebas realizadas y no ha sido sometida aún a un proceso de verificación estadística.

9. RESUMEN FINAL

1. Es necesario tener en cuenta la influencia de efectos de segundo orden para pilares esbeltos sometidos a una carga axial significativa.

2. Puede comprobarse la carga compuesta de flexión y axial utilizando diagramas de interacción que también forman la base del enfoque adoptado en el Anexo D del Eurocódigo 4[1].

3. Los esfuerzos cortantes se tienen en cuenta mediante la reducción del área efectiva resistente a flexión; entonces podrá determinarse la curva de interacción de la sección transversal utilizando la sección reducida.

4. Las zonas de introducción de carga requieren una minuciosa disposición. En estas zonas se consigue una resistencia mejorada cuando se utilizan conectores de espiga y cartelas.

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for building, CEN, (en imprenta)

[2] Eurocódigo 2: “Design of Concrete Structures: ENV 1992-1-1: Part 1.1: General rules and rules for building, CEN, 1992.

11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Roik, K., Bode, H. and Bergmann, R., Zur Traglast von betongfüllten Hohlprofilstützen unter Berücksichtigung des Langzeiverhaltens des Betons. Der Stahlbau, Vol. 7. Verlag Wilhelm Ernst and Sohn, Berlin, 1982.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Problema resuelto 12.2:
Pilares Mixtos

CONTENIDO

1. Datos de Partida
2. Sección Transversal
3. Valores Básicos
4. Pandeo Alrededor del Eje Menor de la Sección
5. Flexión Alrededor del Eje Mayor de la Sección
6. Verificación del comportamiento de la Conexión y del esfuerzo Rasante

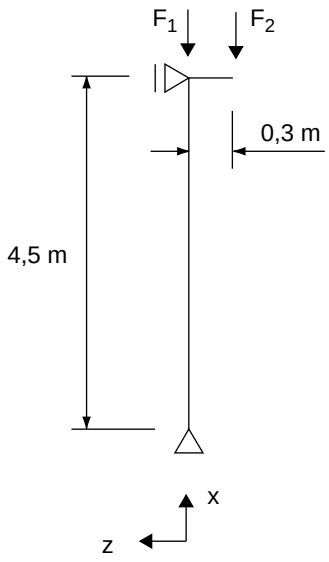
1. DATOS DE PARTIDA

1.1 Generalidades

En el problema siguiente se utiliza la notación de las lecciones 12.8: Pilares Mixtos I y Pilares Mixtos II. Las referencias que se facilitan corresponden a claúsulas de Eurocódigo 2: Parte 1. Las referencias a ecuaciones y tablas corresponden a la lección 12.8.

Un pilar en el sótano de un edificio debería diseñarse como un pilar mixto. El pilar es parte de un sistema arriostrado.

1.2 Sistema



1.3 Cargas

Procedentes de las plantas superiores:

carga muerta (permanente): F_{1G} = 2750,0 kN

carga no permanente: F_{1Q} = 1725,0 kN

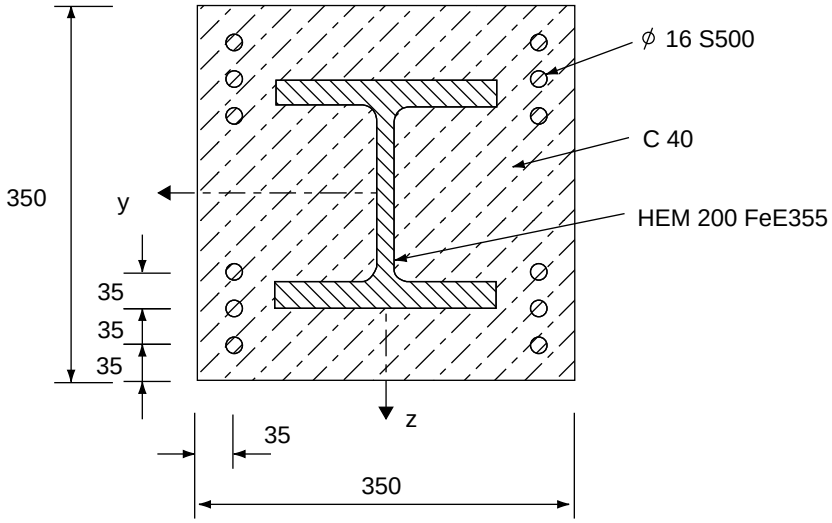
Procedente de la primera planta:

carga muerta (permanente): F_{1G} = 760,0 kN

carga viva (no permanente): F_{2Q} = 240,0 kN

1.4 Sección Transversal

Lección 12.8.1



1.5 Recubrimiento de Hormigón y Armadura

Lección 12.8.1
Ecuación (1)

c_z = (350 - 220)/2 = 65 mm

40 mm < c_z < 0,3 h = 66 mm

c_z > b/6 = 34,3 mm

c_y = (350 - 206)/2 = 72 mm

40 mm < c_y < 0,4 b = 82,4 mm

2. SECCIÓN TRANSVERSAL

2.1 Áreas

(de las tablas)

A_a = 131,0 cm^2

(de las tablas)

A_s = 24,1 cm^2 [12 barras $\times$ 201 mm^2]

A_c = 35,0 $\times$ 35,0 - 131,0 - 24,1 = 1069,9 cm^2

2.2 Contribución de la Armadura

A_s/A_c = 24,1/1069,9 = 2,25% < 4%

2.3 Momento de Inercia a Flexión Alrededor del Eje Y de la Sección

I_a = 1,064 cm^2 m^2

I_s = 24,1 $(0,14^2 + 0,105^2 + 0,07^2) / 3$ = 0,285 cm^2 m^2

I_c = $(35,0^2 \times 0,35^2 / 12)$ - 1,064 - 0,285 = 11,156 cm^2 m^2

2.4 Momento de Inercia a Flexión Alrededor del Eje Z de la Sección

I_a = 0,365 cm^2 m^2

(de las tablas)

I_s = 24,1 $\times$ $0,14^2$ = 0,472 cm^2 m^2

I_c = $(35,0^2 \times 0,35^2 / 12)$ - 0,365 - 0,472 = 11,668 cm^2 m

Bibliografía

3. VALORES BÁSICOS

3.1 Propiedades de los Materiales

Resistencias características:

$f_y = 355\ N/mm^2 = 35{,}50\ kN/cm^2$ — *Tabla 1*

$f_{sk} = 500\ N/mm^2 = 50{,}00\ kN/cm^2$ — *EC2. 3.2.5.1*

$f_{ck} = 40\ N/mm^2 = 4{,}00\ kN/cm^2$ [Para C40/50] — *Tabla 2*

Resistencias de cálculo:

$f_{yd} = f_y / \gamma_a = 35{,}5 / 1{,}1 = 32{,}27\ kN/cm^2$

$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 50{,}0 / 1{,}15 = 43{,}48\ kN/cm^2$

Para una mayor simplificación se incluirá el factor α en la resistencia de cálculo del hormigón

$f_{cd} = f_{ck}\ \alpha/\gamma_c = 4{,}0 \times 0{,}85/1{,}50 = 2{,}27\ kN/cm^2$

Módulo de elasticidad:

$E_a = 210\ 000\ N/mm^2 = 21000\ kN/cm^2$ — *EN 10080*

$E_s = 200\ 000\ N/mm^2 = 20000\ kN/cm^2$

$E_{ce} = 0{,}8\ E_{cm} / 1{,}35 = 0{,}8 \times 35000/1{,}35 = 20740\ N/mm^2$ — *Tabla 2*

3.2 Resistencia Plástica de la Sección contra Cargas Axiales

$N_{a.Rd} = A_a\ f_{yd} = 131{,}0 \times 32{,}27 = 4227{,}4\ kN$

$N_{c.Rd} = A_c\ f_{cd} = 1069{,}9 \times 2{,}27 = 2428{,}7\ kN$

$N_{s.Rd} = A_s\ f_{sd} = 24{,}1 \times 43{,}48 = 1047{,}9\ kN$

$N_{pl.Rd} = 4227{,}4 + 2428{,}7 + 1047{,}9 = 7704\ kN$ — *Ecuación (2)*

3.3 Parámetros d de la Sección Transversal

$$\delta = \frac{N_{a.Rd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{4227.4}{7704} = 0,55$$

Ecuación (14)

$$0,2 < \delta = 0,55 < 0,9$$

Ecuación (19)

Bibliografía

4. PANDEO ALREDEDOR DEL EJE MENOR DE LA SECCIÓN

4.1 Cargas de Cálculo

$N_{Sd} = 2750,0 + 760,0 + 1725,0 + 240,0 = 5475,0$ kN

4.2 Rigidez Efectiva

$(EI)_e = E_a I_a + E_c I_c + E_s I_s$ — *Ecuación (11)*

$(EI)_e = 21000 \times 0,365 + 2074 \times 11,668 + 20000 \times 0,472$

$= 41304$ kNm^2

4.3 Esbeltez Asociada

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_e^2} = \frac{\pi^2 \times 41304}{4,5^2} = 20131,1 \text{ kN}$$ — *Ecuación (10)*

$N_{pl.R} = A_a f_y + A_c \alpha f_{ck} + A_s f_{sk}$

$N_{pl.R} = 131,0 \times 35,5 + 1069,9 \times 0,85 \times 4,0 + 24,1 \times 50,0$

$= 9493,2$ kN

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{9493,2}{20131,1}} = 0,688$$ — *Ecuación (9)*

$\overline{\lambda} < 0,8 \Rightarrow$ la influencia de la fluencia y de la retracción sobre la carga de agotamiento no deberá tenerse en consideración para el eje z. — *Tabla 6*

4.4 Resistencia del elemento a cargas axiales

$\chi = 0,732$ — *Ecuación (16) - curva c*

$N_{Rd} = \chi N_{pl.Rd} = 0,732 \times 7704 = 5639$ kN — *Ecuación (15)*

$N_{Rd} = 5639$ kN $> N_{Sd} = 5475,0$ kN

5. FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE MAYOR DE LA SECCIÓN

5.1 Cargas de Cálculo

N_{Sd} = 2750,0 + 760,0 + 1725,0 + 240,0 = 5475,0 kN

M_{Sd} = 240,0 × 0,3 = 72,0 kN

5.2 Rigidez Efectiva

$(EI)_e$ = 21000 × 1,064 + 2074 × 11,156 + 20000 × 0,285

= 51182 kNm^2

Ecuación (11)

5.3 Esbeltez Asociada

Ecuación (10)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 51182}{4{,}5^2} = 24945{,}5 \text{ kN}$$

Ecuación (9)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{9493{,}2}{24945{,}5}} = 0{,}617$$

Tabla 6

$\bar{\lambda} < 0{,}8 \Rightarrow$ no es necesario considerar la influencia de la fluencia y de la retracción sobre la carga de agotamiento para el eje y.

5.4 Resistencia del Elemento a Cargas Axiales

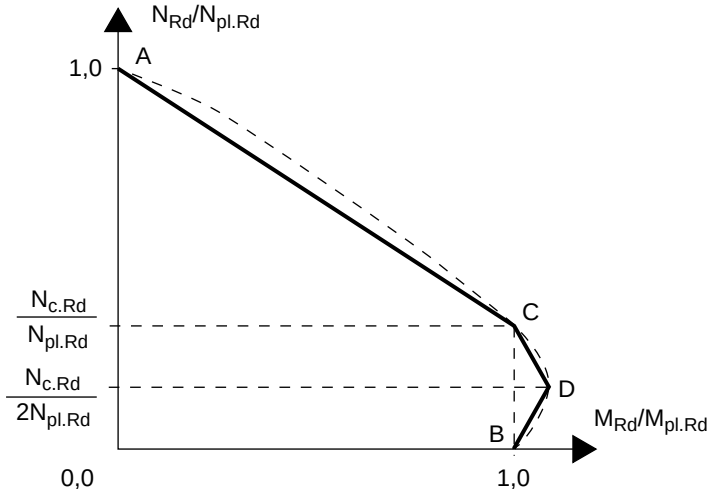
Ecuación 16 - curva b

χ = 0,828

N_{Rd} = 0,828 × 7703,4 = 6378,4 kN

5.5 Curva de Interacción de la Sección Transversal

5.5.1 Generalidades



Para la determinación de la curva de interacción se utiliza el método de Eurocódigo 4: Anexo C. Se sustituye la curva por un diagrama poligonal.

5.5.2 Determinación del Punto D del Trazado Poligonal

$N_D = N_{c.Rd} / 2 = N_{pm.Rd} / 2 = 2428,7 / 2 = 1214,3$ kN

Módulo de la sección plástica del acero estructural:

$$W_{pa} = b\, t_f\, (h - t_f) + t_w\, (h - 2\, t_f)^2 / 4$$

$$W_{pa} = 20,6 \times 2,5 \times (22,0 - 2,5) + 1,5\, (22,0 - 5,0)^2 / 4$$

$$= 1113 \text{ cm}^2 \text{ m} = 11,13 \text{ cm}^2 \text{ m}$$

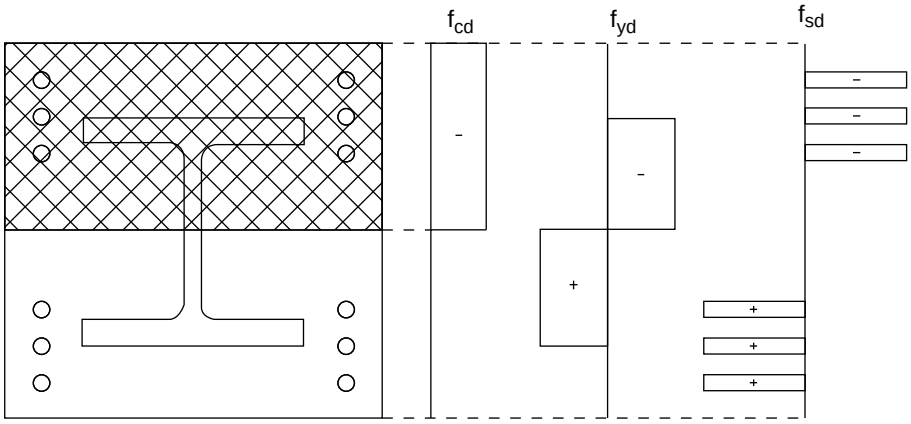


Figura 3 de la lección 12.8.2

Módulo de la sección plástica de la armadura:

$$W_{ps} = \sum_{i}^{n} A_{s.i}\, z_i$$

$$W_{ps} = 2 \times 4{,}0\ (0{,}14 + 0{,}105 + 0{,}07) = 2{,}52\ cm^2\ m$$

donde $A_{s.i} = 4{,}0\ cm^2$ es el área de una fila de armadura.

Para el hormigón:

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{pc} = \frac{0{,}35 \times 35^2}{4} - 11{,}13 - 2{,}52 = 93{,}54\ cm^2\ m$$

El momento máximo $M_D = M_{max.Rd}$ de la curva de interacción es, entonces:

$$M_D = W_{pa}\, f_{yd} + (1/2)\, W_{pc}\, f_{cd} + W_{ps}\, f_{sd}$$

$$M_D = 11{,}13 \times 32{,}27 + (1/2) \times 93{,}54 \times 2{,}27 +$$

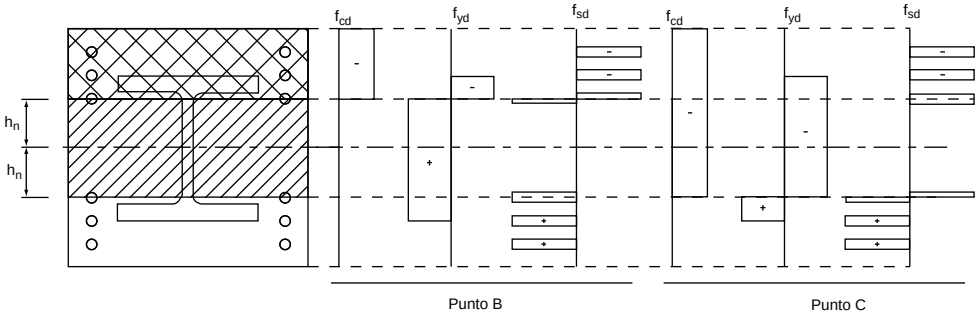
$$2{,}52 \times 43{,}48 = 574{,}9\ kNm$$

Ecuación 14 en la lección 12.8.2

5.5.3 Determinación de los Puntos B y C del Trazado Poligonal

$$N_B = 0{,}0$$

$N_C = N_{c.Rd} = 2428,7$ kN



Se asume que la fibra neutra de las tensiones está dentro del área del alma $h_n < (h - 2\,t_f) / 2 = 7,8$ cm:

Se asume asimismo que el volumen de armadura dentro de la altura $2\,h_n$ está determinado por:

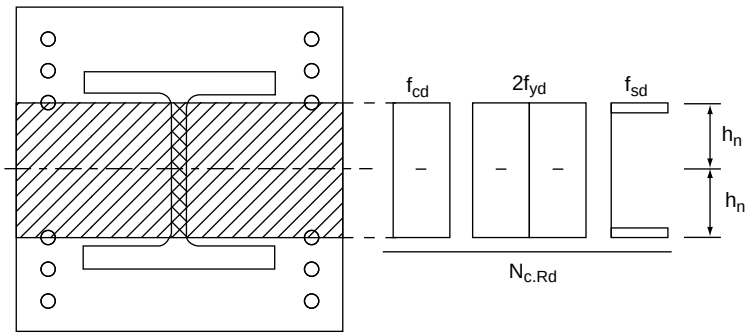
$n_n = 0,4$

Considerando que una fila tiene un área de acero $A_{s.1} = 4cm^2$

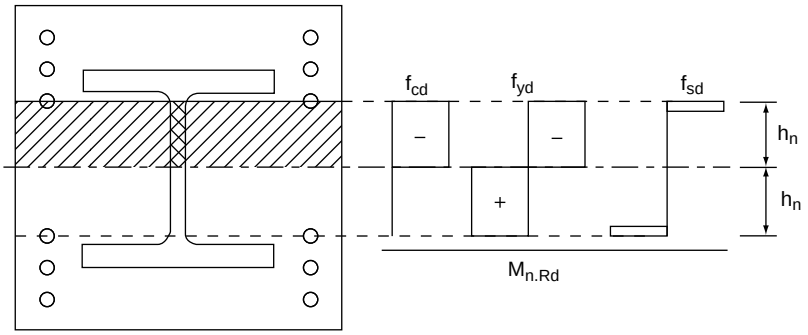
$$h_n = \frac{N_{c.Rd} - n_n \cdot A_{s.1}(2\,f_{sd} - f_{cd})}{2\,[(b_c \cdot f_{cd} + t_w\,(2\,f_{yd} - f_{cd})]}$$

$$h_n = \frac{2428,7 - 0,4 \times 4,0\,(2 \times 43,48 - 2,27)}{2\,(35,0 \times 2,27 + 1,5\,(2 \times 32,27 - 2,27))} = 6,6 \text{ cm}$$

$< 7,8$ cm



La resistencia plástica a la flexión $M_{n.Rd}$ de la sección con una altura de $2\,h_n$:



W_{pan} = $t_w h_n^2$ = $1,5 \times 6,6 \times 0,066$ = $0,65\ cm^2m$

Se asume que la distancia desde la línea media de la sección de la armadura ubicada en la zona de 2 h_n es $e_n \approx 6,4$ cm.

W_{psn} = $n_n A_{s.1} e_n$ = $0,4 \times 4,0 \times 0,064 = 0,1\ cm^2\ m$

W_{pcn} = $b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$

W_{pcn} = $35,0 \times 6,6 \times 0,066 - 0,65 - 0,10 = 14,50\ cm^2\ m$

$M_{n.Rd}$ = $W_{pan} f_{yd} + 1/2\ W_{pcn} f_{cd} + W_{psn} f_{sd}$

$M_{n.Rd}$ = $0,65 \times 32,27 + (1/2) \times 14,50 \times 2,27 + 0,10 \times 43,48$

= 41,8 kNm

$M_{pl.Rd}$ = $M_B = M_C = M_D - M_{n.Rd} = 574,9 - 41,8$

= 533,1 kNm

5.5.4 Trazado de la Curva de Interacción para la Flexión Alrededor del Eje Mayor

Valores del trazado

$$\frac{N_A}{N_{pl.Rd}} = 1,0;\ \frac{M_A}{M_{pl.Rd}} = 0,0;\qquad \frac{N_B}{N_{pl.Rd}} = 0,0;\ \frac{M_B}{M_{pl.Rd}} = 1,0$$

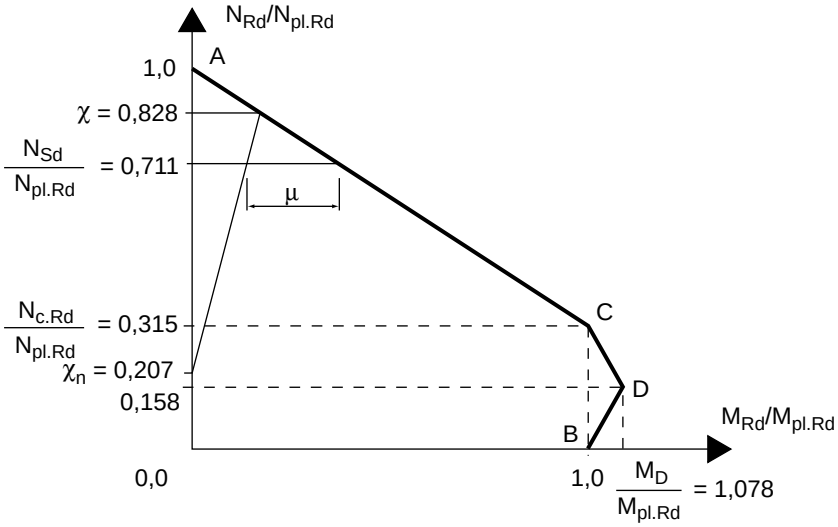
$$\frac{N_C}{N_{pl.Rd}} = \frac{2428,7}{7703,4} = 0,315;\qquad \frac{M_C}{M_{pl.Rd}} = 1,0$$

$$\frac{N_D}{N_{pl.Rd}} = \frac{1214,3}{7703,4} = 0,158;\qquad \frac{M_D}{M_{pl.Rd}} = \frac{574,9}{533,1} = 1,078$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{5475,0}{7703,4} = 0,711$$

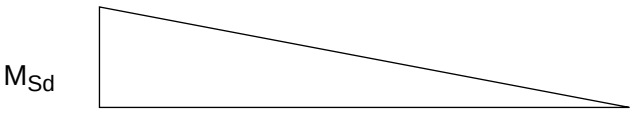
$$\chi_n = \chi \frac{1-r}{4} = 0,828 \frac{1-0}{4} = 0,207$$

donde r es la relación entre los momentos menor y mayor de los extremos



5.6 Momento Interno

5.6.1 Distribución de Momentos sin Considerar Efectos de Segundo Orden



$M_{Sd} = 72,0$ kNm

5.6.2 Valor de Cálculo del Momento Flector

Factor k, considerando efectos del segundo orden:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}}$$

con

$\beta = 0{,}66 + 0{,}44\ r$ pero $\beta \geq 0{,}44$ y $k \geq 1{,}0$

donde r = 0, y $\beta = 0{,}66$

$$k = \frac{0{,}66}{1 - \frac{5475{,}0}{24945{,}0}} = 0{,}845 < 1{,}0 \Rightarrow k = 1{,}0$$

sin influencia del momento flector de segundo orden

M_{Sd} = 72,0 kNm

5.7 Resistencia a la compresión y flexión uniaxial

De la curva de interacción puede obtenerse:

μ = 0,157

M_{Sd} = 72,0 kNm < $0{,}9 \times 0{,}157 \times 533{,}1$ = 75,3 kNm

6. VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN Y DEL ESFUERZO RASANTE

6.1 Rasante Longitudinal

Esfuerzo rasante de cálculo:

$$V_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{I_e} = \frac{72,0}{4,5} = 16,0 \text{ kN}$$

La componente del rasante del acero estructural y de la parte de hormigón armado de la sección se determina por medio de la relación del momento resistente:

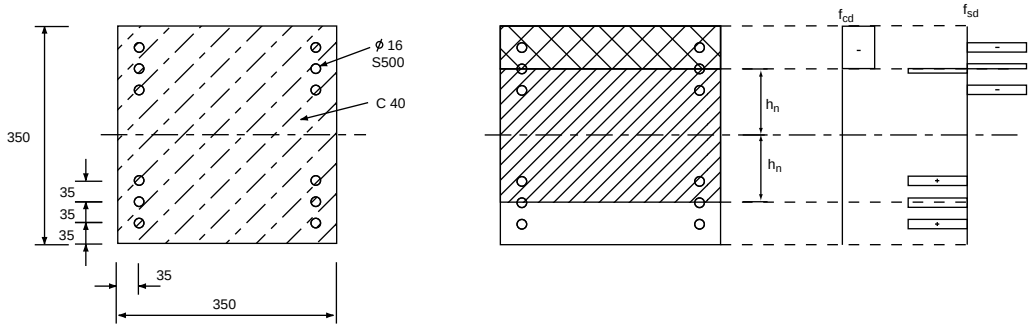
$$V_{cs.Sd} = V_{Sd} \frac{M_{cs.Rd}}{M_{pl.Rd}}$$

y

$$V_{a.Sd} = V_{Sd} - V_{cs.Sd}$$

Determinación de la resistencia al momento plástico de la sección de hormigón armado.

El cálculo se lleva a cabo de la misma forma que en el apartado 5.5 de este ejercicio para la sección mixta. Ahora se omite el acero estructural.



$$N_{c.Rd} = A_c f_{cd}$$

$N_{c.Rd}$ = $(35{,}0 \times 35{,}0 - 24{,}1)\ 2{,}27$ = 2726,0 kN

$$h_n = \frac{N_{c.Rd} - n_n A_{s.1} (2 f_{sd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd}}$$

Se asume que la cantidad de filas de armadura $A_{s.1}$ en la zona de 2 h_n es n_n = 3,0.

$$h_n = \frac{2726{,}0 - 3{,}0 \times 4{,}0\,(2 \times 43{,}48 - 2{,}27)}{2 \times 35{,}0 \times 2{,}27} = 10{,}76 \text{ cm}$$

W_{ps} = 2,52 cm^2 m

W_{pc} = $(0{,}35 \times 35^2) / 4 - W_{ps}$ = 104,67 cm^2 m

Se ha asumido que la distancia desde la línea media de la armadura dentro de la zona de h_n era 10,3 cm.

W_{psn} = $2 \times 4{,}0 \times 0{,}07 + 1 \times 4{,}0 \times 0{,}103$ = 0,97 cm^2 m

W_{pcn} = $35{,}0 \times 10{,}76 \times 0{,}1076$ = 40,52 cm^2 m

$M_{cs.Rd}$ = $1/2\ (W_{pc} - W_{pcn})\ f_{cd} + (W_{ps} - W_{psn})\ f_{sd}$

$M_{cs.Rd}$ = $1/2 \times (104{,}67 - 40{,}52)\ 2{,}27 + (2{,}52 - 0{,}97)\ 43{,}48$

= 140,2 kNm

$$\frac{M_{cs.Rd}}{M_{pl.Rd}} = \frac{140{,}2}{533{,}1} = 0{,}263$$

$V_{cs.Sd}$ = $16{,}0 \times 0{,}263$ = 4,2 kN

$V_{a.Sd}$ = 16,0 - 4,2 = 11,8 kN

6.2 Resistencia a Rasante del Perfil Metálico

$$V_{a.Rd} = A_V \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1{,}5\ (22{,}0 - 2{,}5) \frac{32{,}27}{\sqrt{3}} = 545{,}0 \text{ kN}$$

con A_V = $t_w\ (h - t_f)$

$V_{a.Sd}$ = 11,8 kN « $V_{a.Rd} / 2$ (= 272,5 kN)

No es necesario considerar la influencia del rasante sobre las tensiones longitudinales.

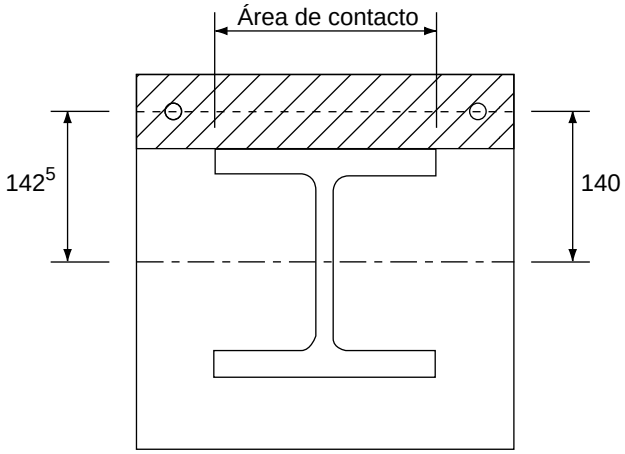
6.3 Resistencia al Esfuerzo Rasante de la Parte de Hormigón

El cálculo del esfuerzo rasante $V_{cs.Sd}$ de la parte de hormigón debería realizarse con la sección de hormigón armado siguiendo los principios y normas de Eurocódigo 2. Debe observarse que la dimensión más pequeña de hormigón se encuentra en el espacio al lado de las alas 2 c_y.

6.3.1 Tensiones en el Área de contacto

La parte del esfuerzo rasante del perfil de acero debe transferirse al área de contacto.

La determinación de las tensiones en este área de contacto se realiza asumiendo un comportamiento elástico completo de los elementos de la sección transversal de acuerdo con la siguiente ecuación:



$$\tau = \frac{V_{a\,Sd} S_y}{I_y . 2 c_y}$$

donde 2 c_y es la dimensión más pequeña de la sección de hormigón. Las relaciones entre los módulos de rigidez son:

$n_{a0} = E_a / E_{cm} = 21000/3500 = 6,00$

$n_{s0} = E_s / E_{cm} = 20000/3500 = 5,71$

con E_{cm} de acuerdo con Eurocódigo 2 o la tabla 1.2 respectivamente.

El momento estático S_y queda determinado por el área rayada:

$S_y = 35,0 \times 6,5 \times 14,3 + 4,0\ (5,71 - 1)\ 14,0$

$= 3517\ cm^3$

El momento de inercia I_y del área mixta total queda determinado por:

$I_y = 11,156 + 6,0 \times 1,064 + 5,71 \times 0,285$

$= 19,17\ cm^2\ m^2 = 191700\ cm^4$

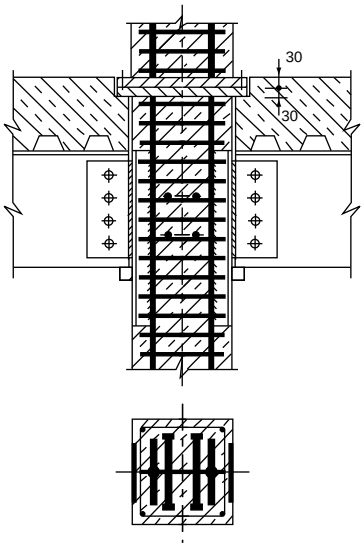
$$\tau = \frac{11,8 \times 3517}{191700 \times 20,6} = 0,0105\ kN/cm^2 = 0,105\ N/mm^2$$

$< 0,6\ N/mm^2$

donde 0,6 N/mm^2 es el valor límite del esfuerzo rasante de la conexión según el apartado 7 de la lección 12.8.2: Pilares Mixtos II. Se observa el valor límite, por lo que no se requiere conexión adicional al esfuerzo cortante en toda la longitud del pilar.

6.4 Introducción de la Carga en el Pilar

6.4.1 Descripción de la Construcción



Las secciones de acero en forma de T están soldadas a la sección de acero en forma de I, por lo que el acero se encuentra en la superficie del pilar revestido después del hormigonado. Entonces se sueldan cartelas a estas alas en la superficie del pilar, donde las vigas pueden conectarse por medio de tornillos. De esta forma se introduce la carga de la viga en la sección de acero. La parte de la carga que absorberá el hormigón armado se transfiere por medio de conectores de espiga. En el extremo inferior del pilar la carga es transferida por una placa de 30 mm de grosor. Esta placa asegura la inmediata puesta en carga de todas las partes de la sección transversal.

6.4.2 Cálculo de los Conectores

Las cargas a introducir en el hormigón están determinadas por la relación entre las resistencias plásticas de la sección:

N_{sd} = 760,0 + 240,0 =1000,0 kN (cargas en la primera planta)

M_{Sd} = 72,0 kNm

$N_{cs.Sd} = N_{Sd}\,(1 - \delta) = 1000,0\,(1 - 0,55) = 450,0$ kN

$M_{cs.Sd} = M_{Sd}\,\frac{M_{cs.Rd}}{M_{pl.Rd}} = 72,0 \times 0,262 = 18,9$ kNm

Los conectores se sueldan al alma del perfil con un espaciado de 90 mm. Por lo tanto las fuerzas de cálculo de una fila de los conectores son:

$$N_d = \frac{450,0}{2} + \frac{18,9}{0,09} = 435,0 \text{ kN}$$

La carga es transferida por los conectores de espiga de diámetro 22 mm y longitud 125 mm y resistencia a la rotura por tracción de $f_u = 450$ N/mm^2.

La resistencia al esfuerzo rasante de estos conectores es, según Eurocódigo 4: 6.3.2.1, la menor de:

$$P_{Rd} = 0,8\, f_u \frac{\pi\, d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \times 45,0 \frac{\pi\, 2,2^2}{4} \frac{1}{1,25} = 109,5 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0,29\, \alpha\, d^2 \sqrt{f_{ck}\, E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} = 0,29 \times 1,0 \times 2,2^2$$

$$\times \sqrt{4,0 \times 3500} \frac{1}{1,25} = 132,9 \text{ kN}$$

donde

d = diámetro del vástago del conector de espiga

α = 1,0 para h/d > 4 (h = longitud del conector de espiga)

γ_v = 1,25

Resistencia de cálculo a esfuerzo rasante aplicable:

P_{Rd} = 109,5 kN

Fuerza adicional de rozamiento en cada ala y en cada lado del perfil:

$\mu P_{Rd} / 2 = 0,5 \times 109,5 / 2 = 27,4$ kN

Número de conectores de espiga:

$$n = \frac{435,0}{109,5 + 27,4} = 3,2 < 4$$

Estos 4 conectores de espiga están distribuidos de forma que haya 2 conectores en cada lado del perfil.

Número total de conectores de espiga: $n_{tot} = 2 \times 2 \times 2 = 8$.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.9: Edificios

OBJETIVOS/CONTENIDO

Introducir las estructuras mixtas de edificios; describir los elementos, uniones, fabricación e interacción de los elementos y comentar los sistemas estructurales utilizados.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.1:	Generalidades sobre Construcción Mixta

LECCIONES AFINES

Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de Un Solo Vano
Lección 12.4:	Vigas Continuas
Lección 12.6:	Conexiones por Esfuerzo Rasante
Lección 12.8:	Pilares Mixtos

RESUMEN

Esta lección se centra, principalmente, en los tipos de estructuras mixtas de edificios utilizadas comúnmente, así como sus métodos de montaje. También se proporciona la disposición óptima (de acuerdo con la práctica actual) de vigas y pilares. Asimismo, se comentan las diferentes formas de vigas y las uniones entre losas y vigas y entre vigas, pilares y tabiquería.

Se proporciona la forma de los elementos estructurales. Se comenta el comportamiento de los elementos mixtos bajo condiciones sísmicas o sometidos a vibraciones y se destaca el potencial para la realización de más investigaciones en este campo.

1. INTRODUCCIÓN

El sistema estructural de un edificio es un conjunto complejo tridimensional de elementos estructurales, individuales o continuos, interconectados entre sí. La función principal del sistema estructural consiste en transportar todas las cargas que actúan sobre el edificio a los cimientos de forma efectiva y segura. Es de esperar, por lo tanto, que el sistema estructural:

- Soporte cargas verticales dinámicas y estáticas.
- Soporte cargas horizontales causadas por el viento o por un movimiento sísmico.
- Resista tensiones causadas por los efectos de la temperatura y de las contracciones.
- Resista cargas explosivas y de impactos, externas o internas.
- Resista y ayude a amortiguar los efectos de vibraciones y de fatiga.

Además de esto, todo sistema estructural se encuentra sujeto normalmente a limitaciones. Dicho sistema debería:

- satisfacer los requisitos arquitectónicos y los del usuario o el propietario, o los de ambos.
- facilitar, según resulte conveniente, los sistemas de instalaciones como, por ejemplo, la calefacción, ventilación y aire acondicionado, cableado horizontal y vertical y otros sistemas eléctricos y mecánicos.
- facilitar la sencilla y rápida construcción del edificio.
- poseer un grado adecuado de resistencia al incendio.
- permitir que el edificio, cimentación y terreno interactúen correctamente.
- ser económico.

Los sistemas mixtos de acero-hormigón para edificios están compuestos por componentes de hormigón que interactúan con componentes estructurales de acero dentro del mismo sistema. Por su comportamiento integral, estos componentes proporcionan los atributos requeridos de resistencia, rigidez y estabilidad al sistema general. Los componentes mixtos, como elementos individuales de un sistema, han estado en uso durante un número considerable de años. Estos consisten en vigas o cerchas mixtas, pilares mixtos recubiertos o rellenos y losas mixtas reforzadas con chapas de acero. Estos elementos se utilizan de forma generalizada en estructuras de acero y su desarrollo como elementos mixtos está basado en la utilización del hormigón que se requeriría normalmente para losas de forjado con vigas de acero o el que se requeriría para la fabricación de recubrimientos de protección contra incendios para pilares de acero.

En la mayor parte de los casos, la contribución de un elemento mixto, que se ha desarrollado para soportar sólo cargas de gravedad, ha sido ignorada dentro del sistema general de resistencias en lo que atañe a cargas laterales ocasionadas por el viento o por esfuerzos sísmicos. El desarrollo de un enfoque sistemático generalizado, en el que pueden utilizarse los componentes estructurales de acero y de hormigón armado como partes efectivamente contribuyentes del sistema en conjunto, es relativamente reciente. Existe un potencial considerable para el desarrollo de una amplia variedad de nuevos sistemas estructurales de esta forma.

Para los sistemas estructurales comúnmente utilizados en la construcción de edificios, sean de acero, hormigón o mixtos, existen varios subsistemas, o componentes, que son comunes a todos ellos. Estos subsistemas pueden agruparse como sigue:

1. Sistemas de forjados.
2. Sistemas resistentes a cargas verticales.
3. Sistemas resistentes a cargas horizontales.
4. Conexiones o uniones Estructurales.

El apartado 3 comenta estos sistemas con detalle, concentrándose en sistemas resistentes a cargas horizontales y en las conexiones estructurales. Estos temas no han sido desarrollados en lecciones anteriores.

La elección de un sistema de acero, hormigón o mixto para cualquier proyecto determinado depende no sólo de la eficiencia del sistema, la disponibilidad de materiales, su coste, los métodos de construcción y la disponibilidad de mano de obra, sino también de los criterios arquitectónicos, estéticos y de planificación. Resulta por lo tanto imposible alcanzar conclusiones definitivas basándose exclusivamente en la evaluación del sistema estructural. El apartado 2 describe varios sistemas estructurales mixtos que han sido utilizados con éxito en proyectos de edificios comerciales.

2. ACCIÓN CONJUNTA ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS

Siempre existe una acción conjunta entre los diversos elementos estructurales de una estructura cuando dichos elementos son continuos (monolíticos o conectados por conectores). Dependiendo del tamaño del edificio, pueden establecerse ciertas simplificaciones para aproximar su interacción de forma conservadora, considerándolas como componentes estructurales aislados. La utilización de materiales de un alto nivel de resistencia y de acción conjunta constituye un factor importante para lograr que sistemas completos funcionen de forma económica. Los edificios de gran altura requieren otras consideraciones como, por ejemplo, esbeltez, flexibilidad y sensibilidad con respecto a los efectos diferenciales (la altura no es el único criterio relativo al "tamaño").

El acero y el hormigón son los materiales principalmente utilizados en sistemas mixtos. Aunque estos materiales poseen varias características físicas diferenciadoras, es posible utilizarlos en conjunto, obteniendo ventajas de diferentes formas.

Durante las últimas décadas, se ha desarrollado con éxito un número de sistemas que combina el acero y el hormigón. Los sistemas mixtos que se enumeran a continuación han sido utilizados en una amplia gama de edificios:

1. **Estructura aporticada:** Las estructuras aporticadas pueden ser rígidas o flexibles, dependiendo de la rigidez relativa de las vigas con respecto a los pilares. En el caso de un sistema rígido, estos dos elementos están conectados entre sí rígidamente para transmitir las cargas laterales a los cimientos. Además, las losas proporcionan rigidez transversal a todo el sistema a nivel de los forjados.

2. **Estructura de pantallas a cortante:** Dentro de la estructura porticada anteriormente descrita puede proveerse un sistema de pantallas rigidizadoras en la dirección de los esfuerzos transversales para ayudar a transmitirlos a los cimientos. Estas pantallas a cortante normalmente rodean ciertos servicios como, por ejemplo, ascensores o escaleras, por lo que cumplen un objetivo doblemente útil. Una combinación adecuada de pantalla cortante y sistema aporticado puede servir como un sistema muy útil de transmisión de cargas para esfuerzos verticales y horizontales. Sin embargo, en ciertos casos es necesario investigar la necesidad de una ductilidad adecuada.

3. **Sistema de pantallas a cortante en diferentes planos verticales:** En este sistema, las pantallas a cortante se alternan de piso a piso. Las pantallas soportan forjados por encima y por debajo y gracias a su no alineación pueden ayudar a crear las grandes áreas abiertas que son necesarias en un edificio comercial.

4. **Sistema tubular:** El sistema tubular combina características de los tres sistemas anteriores. Actúa como un tubo rígido pero perforado que transmite los esfuerzos transversales y verticales a los cimientos por medio de su rigidez y acción monolítica. Dependiendo de la altura del edificio, la pantalla a cortante (actuando como núcleo) puede combinarse con la estructura externa tubular. Esto recibe el nombre de estructura "pórtico-tubo".

3. COMPONENTES DE EDIFICIOS

Cada edificio, tanto si es grande como pequeño, debe tener un sistema estructural capaz de transportar todo tipo de cargas - verticales, horizontales, térmicas, etc. En principio, todo el sistema de resistencia del edificio debe ser igualmente activo bajo todos los tipos de cargas. En otras palabras, la estructura que resiste cargas horizontales debería resistir también cargas verticales y muchos elementos individuales deberían ser comunes a ambos sistemas.

3.1 Estructuras de Forjado

Las estructuras de forjado son responsables de un alto porcentaje del coste de los edificios.

Pueden construirse utilizando elementos de acero y hormigón armado formando varias combinaciones.

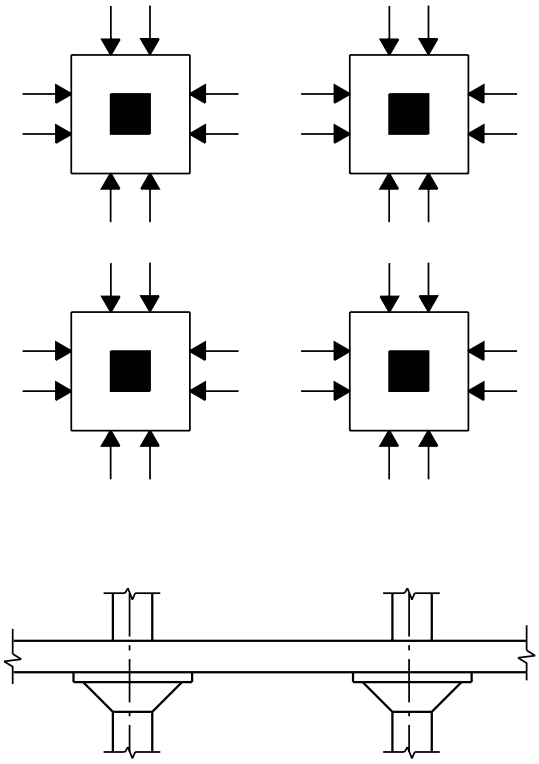


Figura 1 Losas planas sobre apoyos puntuales (pilares)

Los sistemas estructurales de forjado se ven, como es natural, influenciados por el material utilizado, pero en todos los casos constituyen una combinación de losas y viguetas o vigas secundarias (vigas maestras en el caso de espacios mayores). El elemento característico, para toda la estructura del forjado, es la losa, cuyo espesor y armadura dependen de la luz, la carga y las condiciones de apoyo.

Al clasificar los tipos de losas de forjado se puede distinguir entre los siguientes sistemas estructurales: sistemas bidireccionales; sistemas unidireccionales y sistemas de viga y losa (figuras 1, 2 y 3).

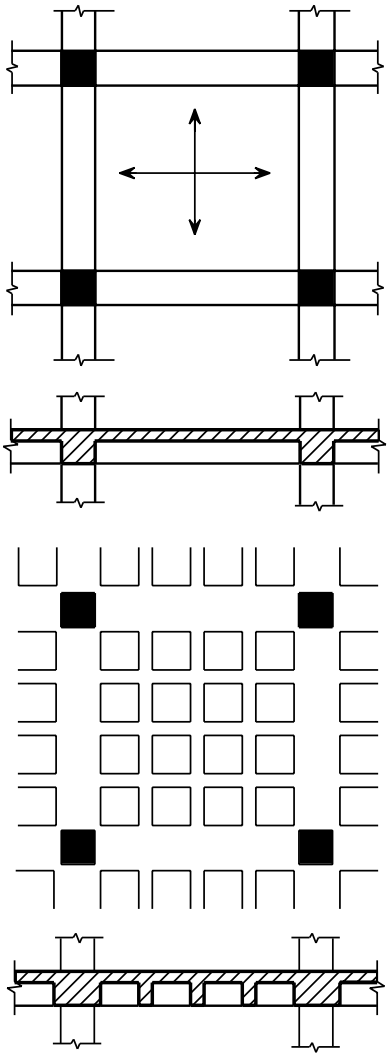


Figura 2 Sistemas bidireccionales

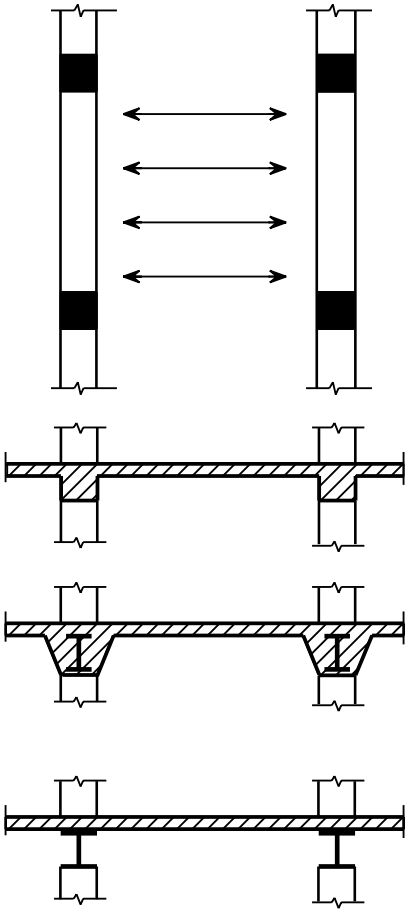


Figura 3 Sistemas unidireccionales

3.1.1 Forjados

Los forjados adoptan la forma de losas de hormigón de varios tipos, cubriendo espacios entre viguetas. Los tipos utilizados generalmente son (figura 4):

a. Losas prefabricadas de hormigón sin acción conjunta con las vigas.

b. Losas de hormigón fabricadas in situ sobre encofrado recuperable convencional, actuando de forma mixta con las viguetas.

c. Losas de hormigón forjado in situ sobre delgados elementos de encofrado perdido/losas prefabricadas de hormigón, para formar una losa mixta que a su vez actúa de forma mixta con las viguetas.

d. Losas de hormigón forjadas in situ sobre chapas metálicas como encofrado perdido, actuando de forma mixta con las viguetas.

A nivel internacional, el tipo más comúnmente utilizado incluye chapas metálicas, en las que la acción conjunta con la viga está proporcionada por los conectores soldados al ala de la viga a través de la chapa metálica. Las principales ventajas de esta forma de construcción de forjados son el poco peso de la chapa metálica, que permite su sencilla manipulación in situ y su alto nivel de rigidez y resistencia, que facilita soportar el peso del hormigón fresco sin necesidad de apuntalamiento.

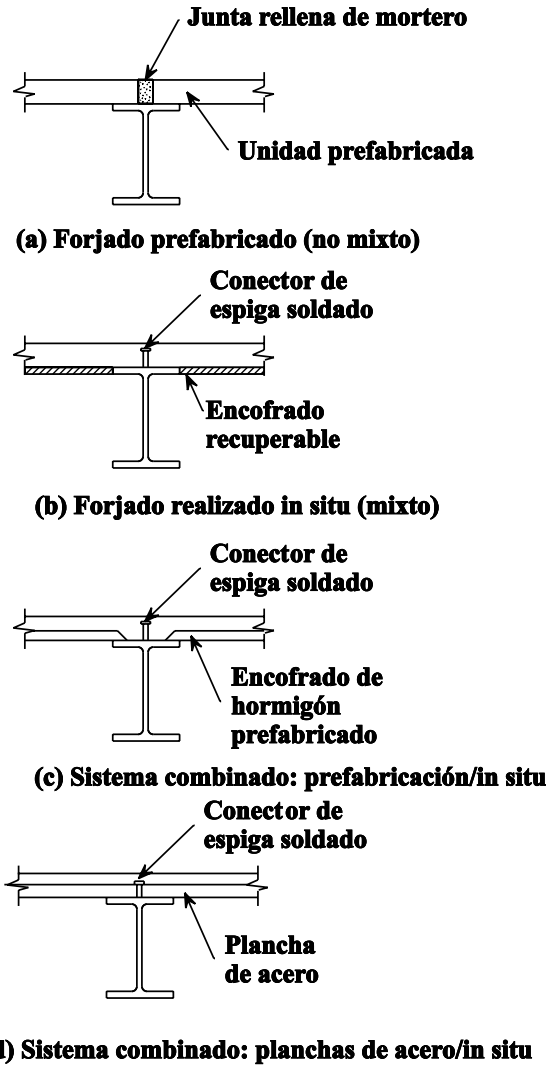


Figura 4 Sistemas de forjado

Puede ampliarse el espaciado de la construcción aumentando el canto de la losa, aunque esto aumenta el peso de la construcción y también el canto de las viguetas. El canto global de la estructura del forjado viene determinado, por lo tanto, por un equilibrio de factores. La experiencia ha demostrado que las disposiciones más eficaces para el forjado son las que utilizan chapa metálica como encofrado permanente cubriendo distancias de 2,5-3,5 m entre viguetas. Para estos tramos, la chapa metálica normalmente no requiere apuntalamiento durante el hormigonado y los espesores del hormigón están cerca del mínimo práctico de 120 a 150 mm (figura 5).

3.1.2 Disposición de las Viguetas

La disposición más eficaz de los forjados es rectangular en lugar de cuadrada, en la que las vigas principales cubren la distancia más corta entre pilares, y viguetas poco espaciadas cubren las distancias mayores entre las vigas principales. El espaciado de las viguetas está controlado por la capacidad constructiva del forjado de hormigón (figura 5).

3.1.3 Vigas Mixtas

Normalmente las vigas mixtas se calculan como vigas sobre dos apoyos, es decir, no se tiene en cuenta la continuidad de momentos que proporcionan las uniones de la viga al pilar o entre viga y viga. Este enfoque se utiliza principalmente porque facilita el cálculo y la construcción. También se adopta, en parte, porque se puede conseguir fácilmente un rendimiento estructural adecuado desarrollando sólo acción conjunta. Este resultado ciertamente se mantiene para luces de viga de 6 a 10 m, que conforman la mayor parte de los que se diseñan en la actualidad.

Sin embargo, en la actualidad existe una fuerte demanda de luces más largas libres de pilares, para una distribución abierta o para ofre-

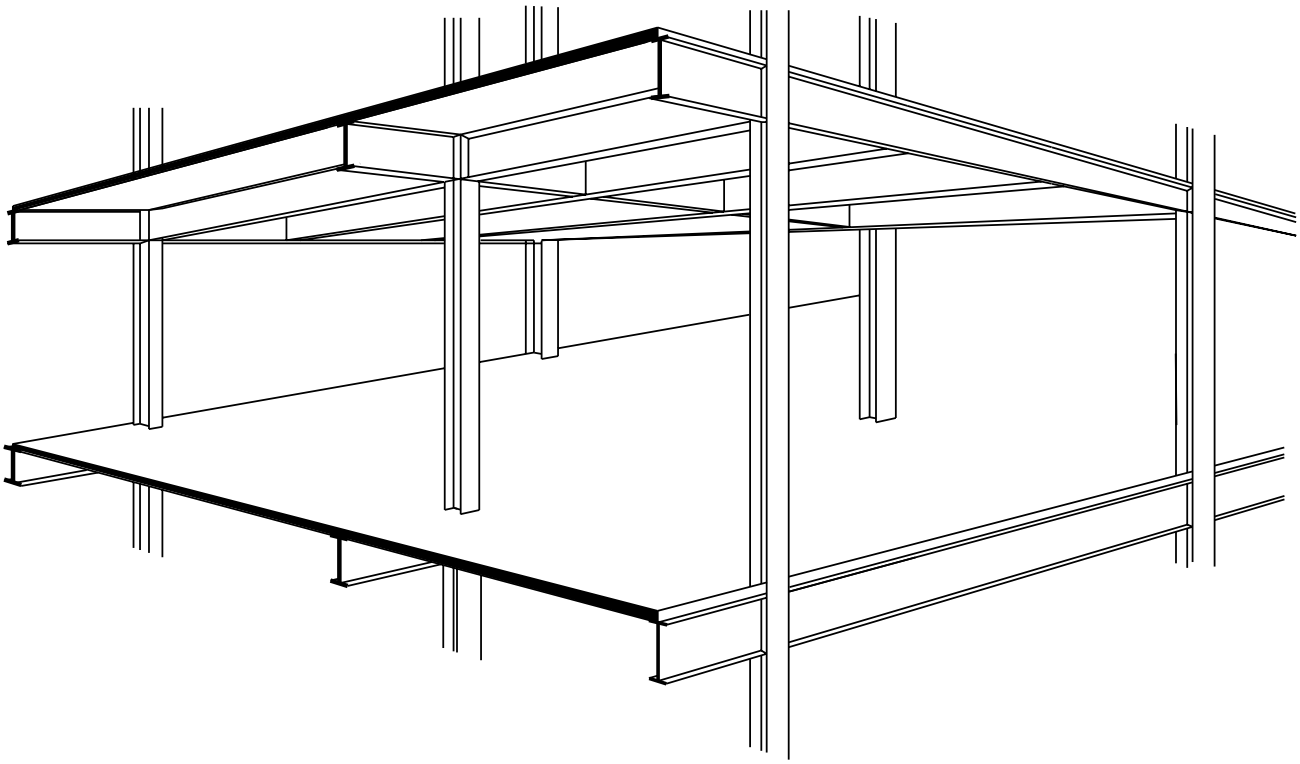


Figura 5 Sistema de forjado

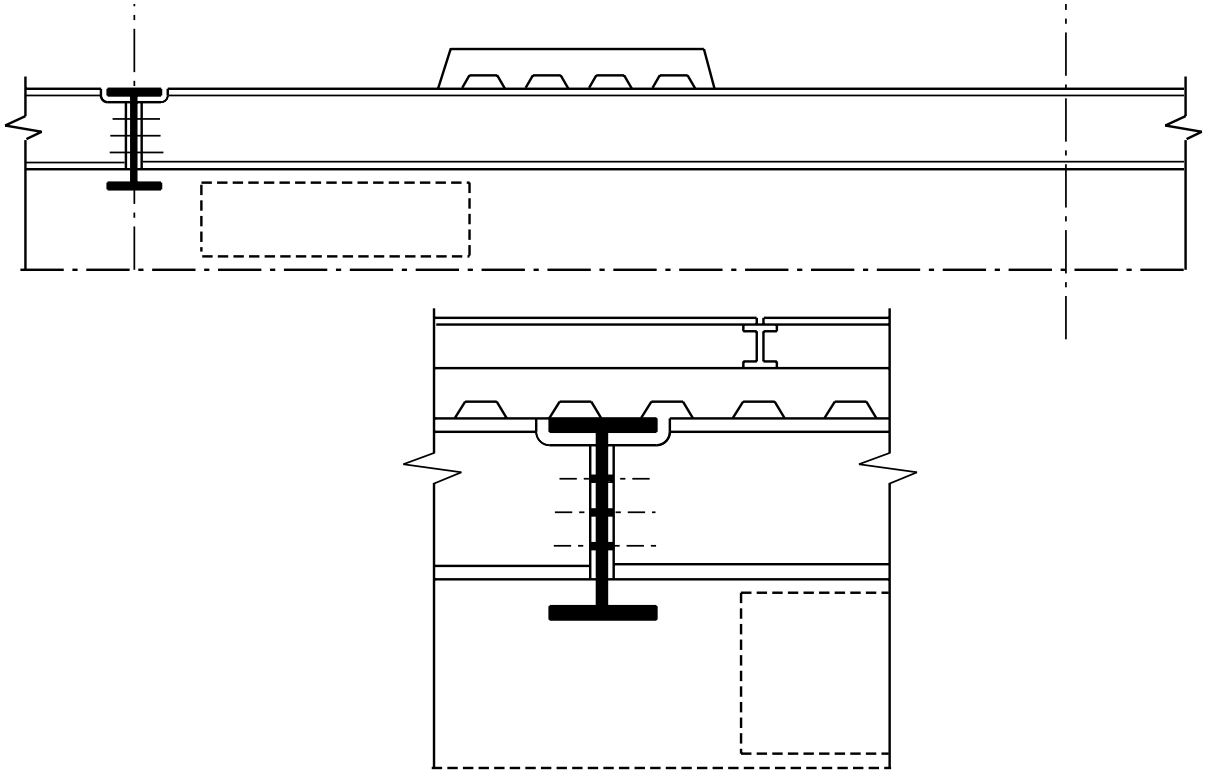


Figura 6 Estructura simple habitual de secciones laminadas: ejemplo de luz media

cer una mayor flexibilidad en la disposición de oficinas. En luces más largas, la selección de la forma estructural correcta es más difícil. Todavía podría utilizarse la construcción simple conven-

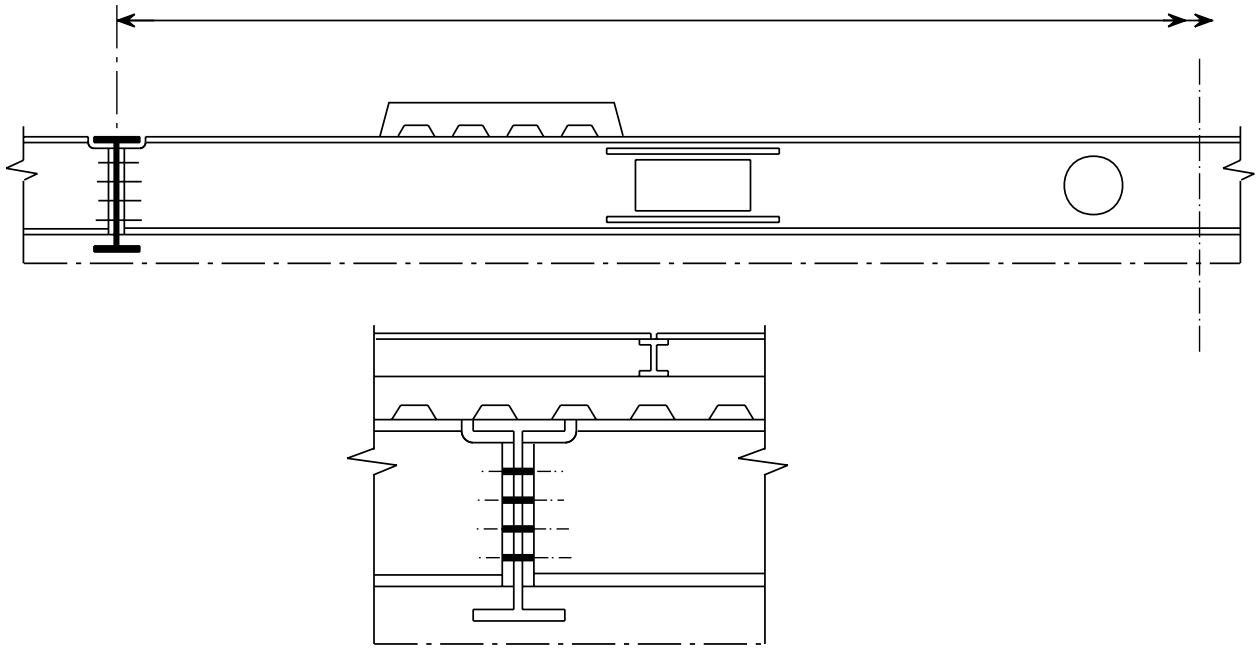


Figura 7 Estructura simple habitual de secciones laminadas: ejemplo de luz grande

cional, pero a menudo el tamaño de las vigas conlleva un espesor exagerado del forjado. Este problema se ve agravado por la necesidad de incorporar un alto número de servicios en los edificios modernos, la mayor parte de los cuales se encuentran localizados debajo de la zona estructural del forjado.

Existen varias soluciones de diseño viables, dentro de dos opciones básicas: la estructura y los servicios se integran dentro de la misma zona horizontal o se minimiza la zona estructural para que los servicios puedan pasar por debajo de ella. Estas soluciones se describen como sigue:

a) Secciones Laminadas

Para tramos en el rango de 6 a 10 m, la forma de construcción más popular y en muchos casos la más apropiada, es la utilización de secciones laminadas y conexiones sencillas únicamente solicitadas por el esfuerzo cortante. Vigas secundarias a distancias de 2,4 o 3,0 m soportan losas ligeras de forjado mixto con un espesor de 115 a 130 mm y cubren vigas primarias que a su vez se conectan directamente a los pilares.

Puede utilizarse la misma forma de construcción para forjados con chapas más largas, pero el peso de las vigas y los costes aumentan hasta el punto en que otras formas de construcción podrían ser más atractivas.

En las figuras 6 y 7 se proporcionan dos ejemplos de luz media y grande.

En el esquema de gran luz, las vigas tienen un canto suficiente para permitir que los servicios transcurran por su interior tal como se muestra. Aunque su diseño no presenta dificultad alguna, estas aperturas aumentan el coste de construcción de forma significativa. Algo cada vez más preocupante para los promotores es el hecho de que las aperturas en el alma constituyen una forma inflexible de acomodar servicios que podría llegar a crear dificultades en lo que atañe a distribuciones para inquilinos determinados o a distribuciones posteriores de los servicios durante la vida útil de la estructura.

b) Vigas Armadas

El potencial de ahorro de peso surge de la libertad, dentro de ciertos límites prácticos, de adaptar la sección a sus diagramas de momento flectores y esfuerzos cortantes. El proyectista puede seleccionar independientemente canto, achaflanamiento y forma, tamaño de alas y espesor de alma.

Es más probable que las vigas armadas sean económicas para luces superiores a los 12 m; por encima de esta cifra, las secciones laminadas aumentan en peso, por lo que una viga armada, minuciosamente proyectada, probablemente genere economías en lo que atañe al tamaño del ala y al espesor del alma.

Cuando se utilicen viguetas de canto constante, los servicios principales podrían tener que pasar a través de huecos practicados en el alma.

Las distintas opciones estructurales para conseguir el doble objetivo de cubrir grandes luces e incorporar los servicios dentro del espesor del forjado incluyen:

- Vigas con huecos practicados en el alma

  En este método de construcción se selecciona el canto de la viga de acero de forma que se puedan practicar en su alma huecos suficientemente grandes y normalmente rectangulares (figura 8). Como norma general, se sugiere que estos huecos no sobrepasen el 70% de la altura del alma, con rigidizadores horizontales soldados por encima y por debajo de los huecos. Normalmente, la longitud de los huecos no debería ser superior a dos veces el canto de la viga. La mejor localización de los huecos es en zonas de menor esfuerzo cortante de la viga. Se ha desarrollado un método de cálculo paso a paso para resolver los problemas locales que pudieran surgir.

- Vigas armadas de sección variable

  La viga armada de sección variable ha sido proyectada para proporcionar la resistencia

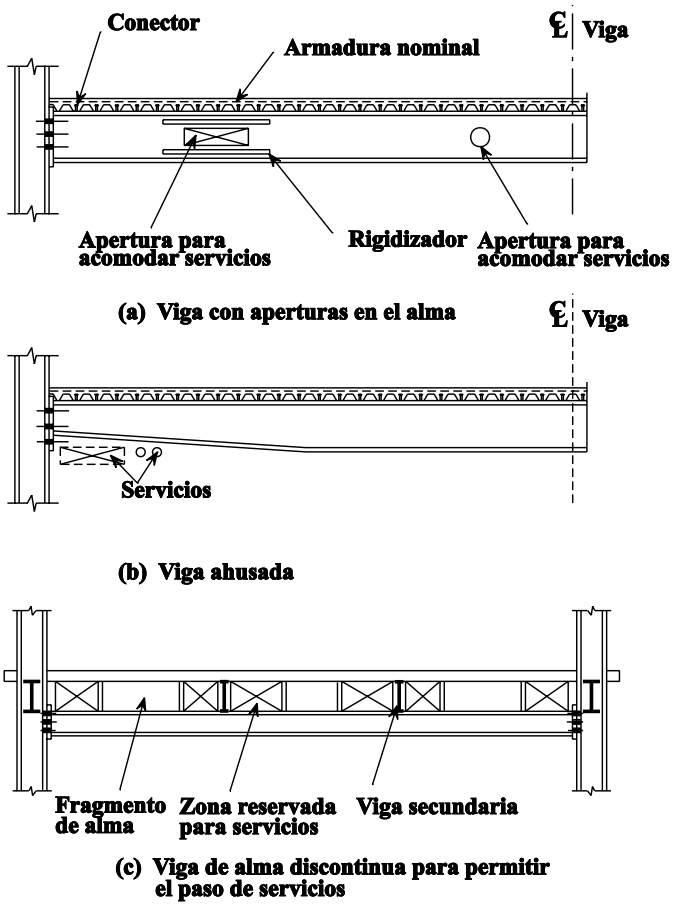


Figura 8a Incorporación de servicios en la altura estructural

al momento y esfuerzo cortante necesarios en todos los puntos a lo largo de su tramo. Los huecos creados adyacentes a los pilares pueden utilizarse como tramos de menores dimensiones para la conducción de servicios. Normalmente, estas vigas son más económicas para luces de 13 a 20 m. Pueden seleccionarse los tamaños de las chapas de forma que se obtenga un rendimiento estructural óptimo. Las chapas se sueldan en un proceso a un sólo lado de arco sumergido; las almas de mayores espesores se sueldan mediante soldaduras en ángulo en sus dos lados. A menudo se requieren rigidizadores del alma en el cambio de sección en el que los ángulos de transición sobrepasan aproximadamente 6º. La figura 8b muestra vigas armadas típicas de sección variable.

- Vigas con alma discontinua (para permitir el peso de servicios)

  La demanda arquitectónica de retículas cuadradas de pilares con espacios de 10 a 12 m ha conducido al desarrollo de la construcción con vigas compuestas con alma discontinua. Esta viga comprende un cordón inferior, que actúa a tracción y una serie de segmentos cortos de viga, que conectan el cordón inferior a la losa de hormigón creando huecos a intervalos para los servicios. Las vigas secundarias se colocan sobre el cordón inferior y pueden calcularse como elementos continuos. Esta forma de construcción se muestra en la figura 8c.

  La principal desventaja de la viga con alma discontinua es que requiere apuntalamiento temporal hasta que el hormigón ha alcanzado un nivel de resistencia adecuado para la acción conjunta. Sin embargo, es posible introducir un cordón superior ligero de acero, como, por ejemplo, una sección de perfil en T, que actúa a compresión, para desarrollar la necesaria resistencia a la flexión de la viga durante la ejecución.

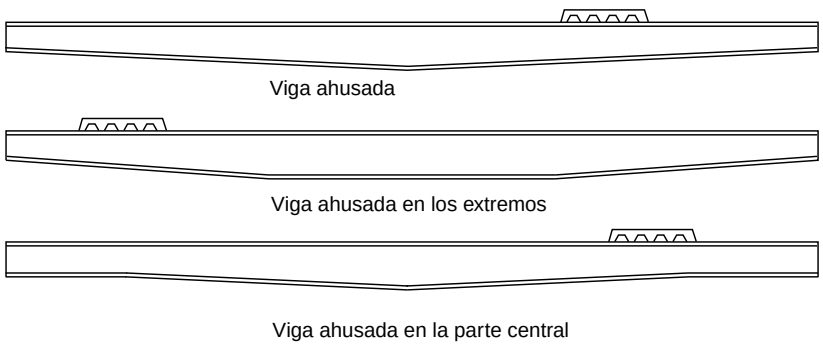


Figura 8b Formas de secciones compuestas ahusadas

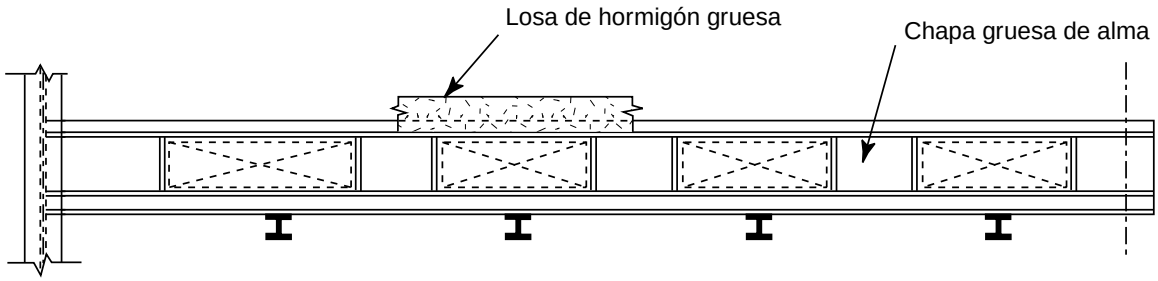


Figura 8c Emparrillado de una viga de alma discontinua de gran luz

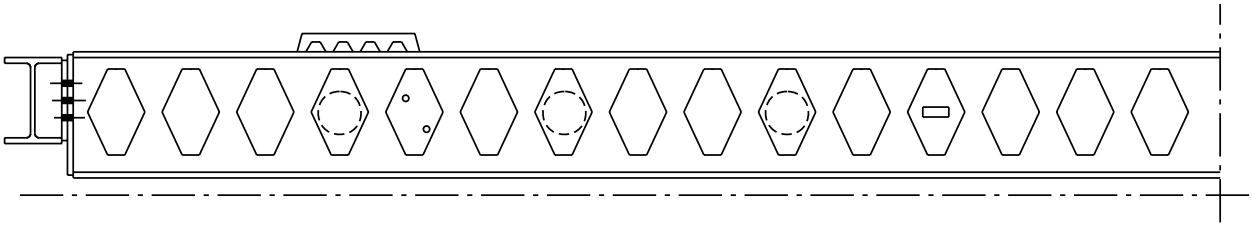


Figura 9 Viga alveolada

- Vigas alveoladas

  Las vigas alveoladas pueden utilizarse con eficacia en edificios con un bajo nivel de servicios o por razones estéticas, cuando la estructura quede vista. La acción conjunta no aumenta de forma significativa la resistencia de las vigas, pero sí aumenta su rigidez (figura 9).

  Las vigas alveoladas tienen una resistencia limitada a cortante y trabajan mejor como vigas secundarias de tramos largos o cuando las cargas son relativamente bajas.

  Su principal uso ha sido como vigas de cubierta de gran luz, siendo por su atractiva estética a menudo utilizada arquitectónicamente. Su combinación de alta rigidez a la flexión y gran resistencia por peso unitario, junto con un índice de resistencia a cortante relativamente bajo, es ideal para transportar cargas ligeras en grandes luces. Su utilización como viguetas mixtas queda limitada por su bajo nivel de resistencia a cortante. Es muy improbable que pudieran utilizarse, por ejemplo, como las vigas primarias de una retícula, ya que los esfuerzos cortantes asociados exigirían la rigidización o relleno de los alveolos en los extremos. Los dos tipos de refuerzo aumentan los costes hasta llegar al punto en que otros tipos de viga serían más económicas.

- Celosías mixtas

  Las cerchas o celosías mixtas, una forma de construcción ya establecida en Norteamérica, están empezando a ser muy utili-

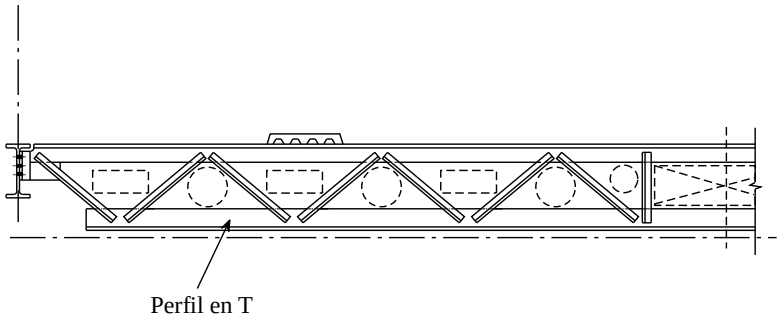


Figura 10 Viga de celosía tipo

zadas en otros lugares. Aunque los costes de fabricación son significativamente mayores que en muchas otras formas de construcción, estos elementos ofrecen las ventajas que se relacionan a continuación.

- no requieren ningún equipo de fabricación especial. Se podrían pedir precios, por lo tanto, a cualquier fabricante de buena reputación, lo que contribuiría a mejorar la competencia y reducir los costes.
- ofrecen mucho espacio para acomodar servicios, especialmente si se adopta la distribución Warren o Warren modificada (figura 10).
- pueden proyectarse con un panel Vierendeel en el punto central del vano (donde los esfuerzos cortantes son bajos incluso bajo cargas asimétricas); este panel puede acomodar conductos de aire acondicionado.

Su desventaja principal, aparte de sus mayores costes de fabricación, es que es difícil protegerlas contra incendios. Los sistemas de protección por proyección son complejos, mientras que la alternativa de envoltura requiere mucha mano de obra.

Es probable que las celosías mixtas sean la solución preferida sólo para luces superiores a los 12 m. Pueden proyectarse fácilmente para su construcción sin apuntalar. Cuando la celosía soporta vigas secundarias, no existe flexión local en el cordón superior, por lo que éste puede dimensionarse justamente para que se adecue a las condiciones de construcción, haciéndolo considerablemente más ligero que el cordón inferior. Cuando la celosía soporta directamente la losa del forjado mixto, el cordón superior también debe calcularse para flexión bajo cargas locales. Para una mayor economía de fabricación es esencial que se seleccionen las secciones del cordón de forma que se puedan evitar los refuerzos. Normalmente se usan secciones tipo T o rectangulares huecas con angulares simples o dobles como barras diagonales.

c) Sistema de vigas continuas

A diferencia de lo que ocurre en muchas de las otras soluciones, es la viga secundaria la que cubre la distancia mayor en el sistema de vigas continuas. Resulta una forma muy sencilla de construcción al transcurrir las vigas secundarias sobre las primarias para así asegurar continuidad sin necesidad de realizar uniones complejas. Las vigas principales o maestras también consiguen continuidad sencillamente por su utilización a pares, cada una de ellas pasando por uno de los lados de los pilares; el esfuerzo cortante se transmite a los pilares por medio de cartelas. Esta construcción con ejes desplazados, que se muestra en forma de diagrama en la figura 11, en la que los elementos se disponen deliberadamente en las tres direcciones ortogonales para no encontrarse entre sí, permite conseguir la continuidad de las vigas sin el alto coste de uniones resistentes a momentos. Esta

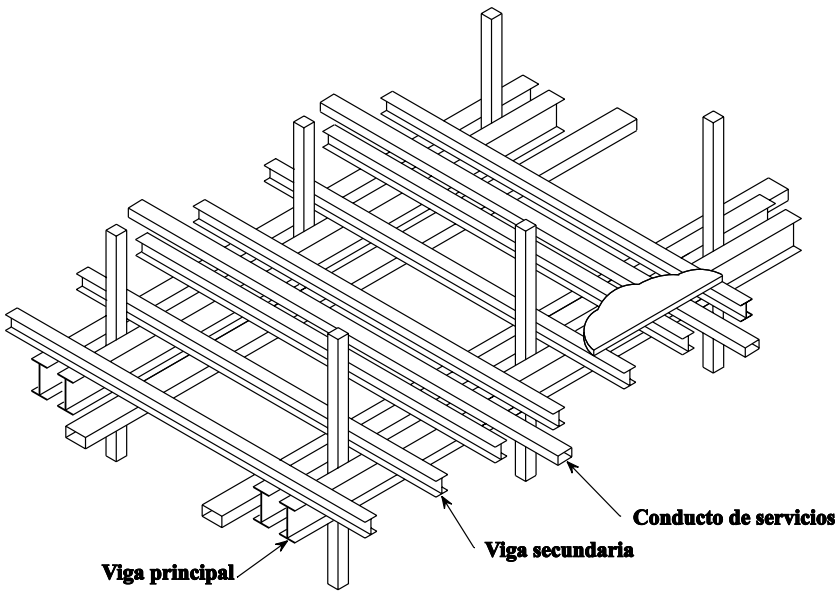


Figura 11 Sistema de vigas continuas con zonas para servicios

disposición mejora la eficiencia estructural así como, algo particularmente importante para la construcción de grandes luces, la rigidez. Las longitudes de las vigas quedan limitadas sólo por sus requisitos de manipulación y transporte. El número de componentes es significativamente inferior al utilizado en la construcción convencional. Esto conlleva un ahorro de costes y tiempo de montaje. Dado que la continuidad es una parte integral del sistema, se aplica principalmente a distribuciones de vanos múltiples.

Aparentemente, este sistema parece conducir a una construcción de elevados espesores. Sin embargo, por su continuidad, los cantos de las vigas principales y secundarias pueden llegar a ser muy reducidos, en relación a las luces y los espesores generales son comparables a las de la construcción convencional. Más importante aún, la separación de las dos direcciones de viga en planos diferentes crea una disposición ideal para la ubicación de servicios. Los servicios principales y secundarios pueden compartir la misma zona del forjado que las vigas con respecto a las cuales transcurren paralelamente, con cruces verticales entre las dos direcciones. Se obtienen espacios bastante amplios, que pueden incluso acomodar el aire acondicionado integral, con un ajuste cómodo entre estructura y servicios.

d) Vigas con refuerzo en la unión

En las estructuras tradicionales de varias plantas, la forma convencional de economizar es mediante el uso de un “proyecto sencillo”. Las vigas son aproximadamente un 20% más pesadas en comparación con un pórtico de nudos rígidos, pero los pilares normalmente son un 40% más ligeros y los costes de conexión se reducen de forma significativa. Esta estructura “viga pesada/pilar ligero” tiene sentido, desde el punto de vista económico, cuando el peso de las vigas es similar al de los pilares.

Las vigas reforzadas se calculan generalmente formando una conexión de momento rígido con los pilares. La altura del refuerzo se calcula principalmente para proporcionar un método económico para transferir los momentos al pilar. Su longitud se define para reducir el canto de la viga al mínimo práctico. La zona creada por debajo de la viga entre los refuerzos ofrece flexibilidad para la distribución de servicios.

En los pilares de borde no es una práctica habitual desarrollar continuidad utilizando la armadura de la losa; sin embargo, esto constituye una opción aceptable para los pilares intermedios. Esta forma de construcción puede utilizarse en pórticos sin arriostramiento vertical y sin muros o núcleos de hormigón a cortante y resulta práctica para edificios de hasta 5 plantas

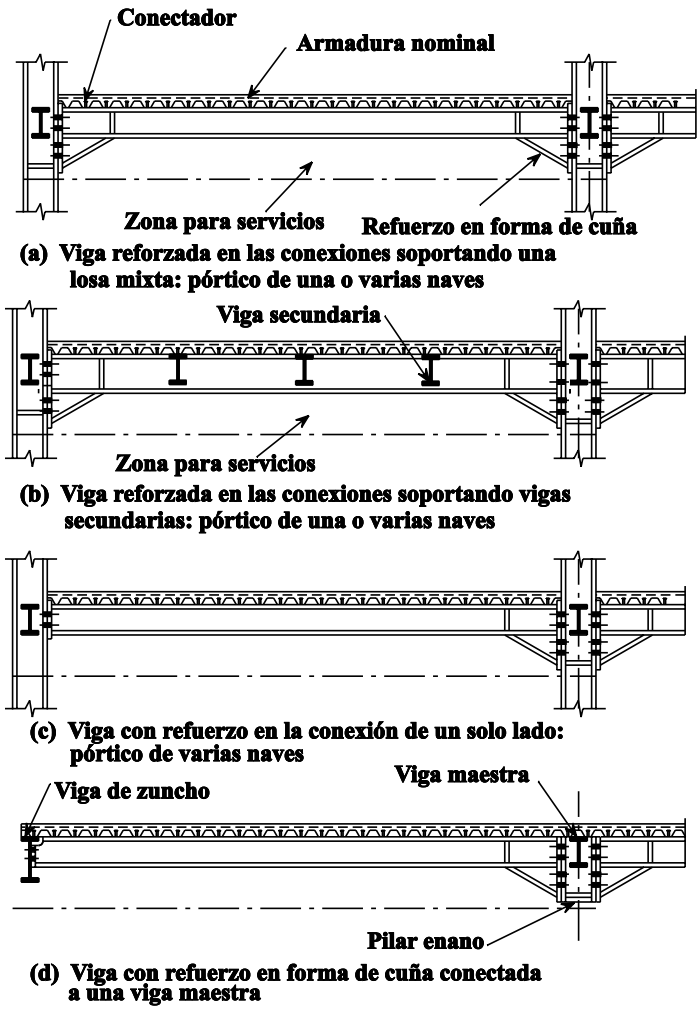


Figura 12 Diversas configuraciones de vigas mixtas reforzadas en las conexiones

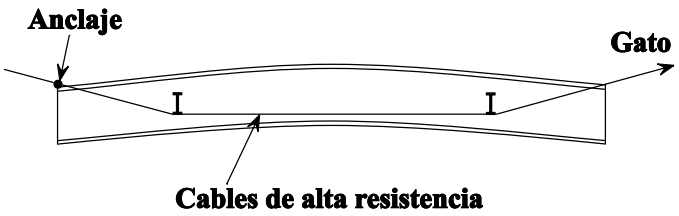


Figura 13 Viga pretensada con cable

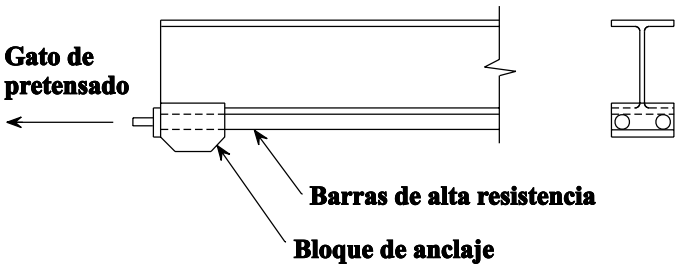


Figura 14 Detalles de una viga pretensada con barras rectas

de altura. En la figura 12 se muestran ejemplos de vigas mixtas reforzadas en la unión.

Cuando la estructura está arriostrada contra las deformaciones horizontales y se utilizan secciones "plásticas", puede analizarse según el método plástico para determinar su estado límite último. Las vigas pueden dimensionarse suponiendo sus rótulas plásticas en los puntos de momento negativo en los extremos intermedios de los refuerzos, cuya longitud debe minimizarse para reducir la flexión del pilar. Debería utilizarse el análisis elástico global cuando se usan vigas reforzadas como parte de un pórtico sin arriostramiento (una forma de construcción para la que son ideales). El arte de proyectar dichos pórticos, elásticos o plásticos, no ha avanzado aún hasta tal punto que se pueda llevar a cabo en la oficina de proyectos. La utilización del análisis elástico aumentará los pesos de forma sustancial en comparación con el análisis plástico. La mayor rigidez resultante colaborará contra las deformaciones horizontales y el factor crítico de carga así como a la rigidez vertical, y la flecha y respuesta vibratoria del forjado.

e) Vigas metálicas pretensadas

Esencialmente estas vigas funcionan, en la construcción mixta, sobre el principio de inducir una condición inicial de pretensado que más tarde contrarresta la causada por la carga de servicio.

El pretensado puede realizarse de tres formas: componentes de pretensado con tensores de alto nivel de resistencia, vigas "preflex" y vigas híbridas pretensadas internamente.

El pretensado de las vigas de acero se realiza mediante tensores de alto nivel de resistencia o cables de dos formas: (1) colocándolos por debajo del centro de gravedad de la viga y conectándolos a la viga en su extremo, lo que proporciona un pretensado constante; o (2) envolviendo los tensores a lo largo de la longitud de la viga (figuras 13 y 14).

Las figuras 15 y 16 muestran un método de pretensado en el que una viga de acero se flexiona primero y después se forja una losa de hormigón contra la viga. En la imagen superior las fuerzas de pretensado se aplican hacia abajo en los extremos de la viga de acero que se ha curvado hacia arriba. En la imagen inferior se forja una losa de hormigón conjuntamente con la porción inferior de la viga y las fuerzas de pre-

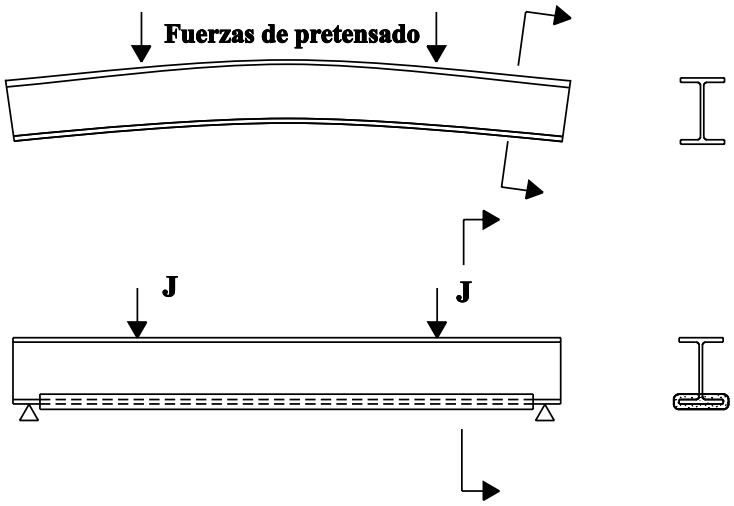


Figura 15 Fases principales de la técnica "Preflex"

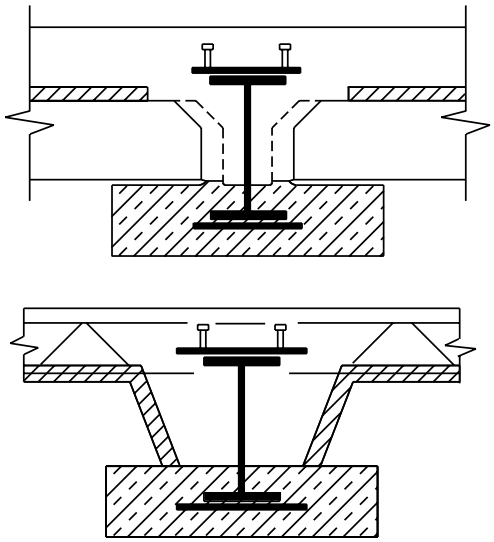


Figura 16 Secciones de vigas “Preflex”

tensado se retiran una vez el hormigón se ha curado. Esta acción induce esfuerzos compresores en el hormigón. Este método ha sido patentado (sistema preflex).

En el caso de vigas híbridas pretensadas, la tensión se aplica a una placa cobertora de alto nivel de resistencia para inducir la pretensión deseada en la porción restante de una viga de acero de calidad media. La pretensión se aplica soldando la chapa después de pretensarla directamente o curvando la viga restante. Las dos técnicas ocasionan un pretensado de la viga después de liberar la carga externa. La ventaja principal de dicho pretensado es que permite una utilización más eficaz de secciones híbridas, dentro de las limitaciones impuestas por el Código y por las especificaciones de cálculo elástico de elementos homogéneos (figuras 17 y 18).

No existe Código práctico alguno para estos tipos de vigas pretensadas.

3.1.4 Canto de los Elementos Estructurales

Mantener constante el canto de los elementos estructurales en todo el forjado de un edificio es un importante objetivo para la simplificación de la coordinación de los servicios mecánicos y eléctricos y de los acabados del edificio. Para el rango de emparrillados estructurales utilizados en los edificios convencionales, la construcción tradicional de forjado de

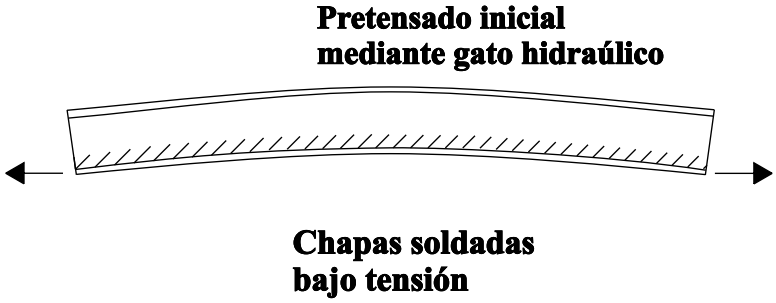


Figura 17 Pretensado directo de la chapa de alta resistencia

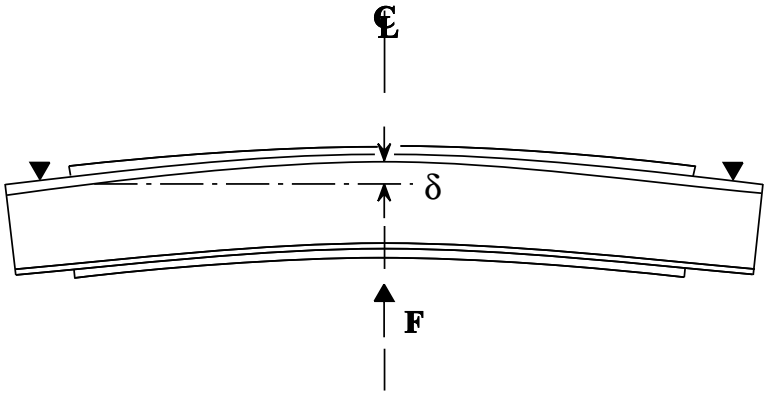


Figura 18 Pretensado mediante flexión de la viga y fijación de platabandas

acero es, en general, de mayor canto que la losa plana equivalente de hormigón armado. Generalmente, la diferencia es de 100-200 mm para las estructuras de forjado que utilizan acción conjunta y mayor aún para los forjados que no son mixtos. El mayor canto se da sólo en la posición de la viga: en otros lugares, entre las vigas, el canto es muy inferior y el espacio entre las vigas puede utilizarse para servicios, especialmente si pueden atravesarse las vigas. El mayor canto de la construcción metá-

lica no produce necesariamente un aumento en la altura del edificio siempre que los servicios se integren dentro de la zona ocupada por la estructura. Sin embargo, la fabricación de servicios integrados que requieren la realización de numerosos pasos irregulares a través de las vigas puede ser más cara. La figura 19 muestra posibles soluciones para sistemas integrados que vencen esta dificultad.

Sin embargo, la altura puede reducirse utilizando uniones rígidas o semirrígidas, en lugar de simples, en los extremos de las vigas. Estas uniones permiten una distribución más uniforme de los momentos flectores de las vigas y una reducción de la flecha de las vigas.

El canto también puede reducirse utilizando acero de mayor de resistencia, pero esto supone una ventaja sólo cuando el cálculo del elemento está definido por su resistencia. Las características de rigidez de los dos aceros son idénticas. Por lo tanto, cuando la flecha o la vibración constituyen el criterio principal, no se derivará ventaja alguna de la utilización del materiales de calidad superior.

3.1.5 Criterios de Estimación

La tabla 1 proporciona criterios de estimación para los esquemas principales estructurales que utilizan vigas mixtas. La mayor parte de estos criterios están basados en experiencia directa o constituyen el resultado de estudios de cálculo. Por esta razón no son exclusivos y es posible trabajar fuera de estos rangos.

3.2 Sistemas de Pórtico para Resistir Cargas Horizontales

Una característica importante de un edificio es la importancia de sistemas de estabilización y de resistencia a las cargas laterales, como las causadas por el viento y por efectos sísmicos. Los pilares de un edificio alto deben estar estabilizados, o lateralmente soportados, por un

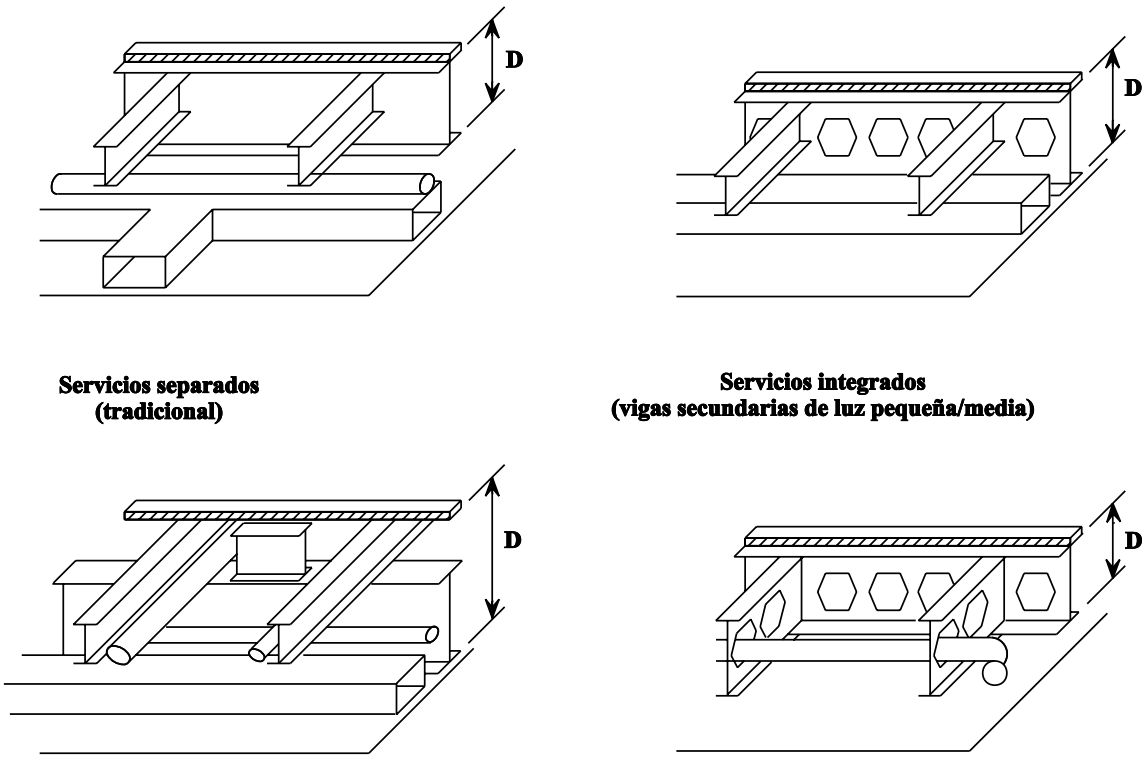


Figura 19 Altura estructural

Esquema	Rango de vano recomendable		Máximas relaciones económicas y prácticas de: Vano / Canto estruct.	Capacidad para contribuir a la resistencia a las flechas horizontales	Disposición de los principales servicios			Densidad indicativa del acero del forjado para emparrillados de pilares		Índice del coste unitario estimado para acero fabricado y montado
	Como vigas primarias	Como vigas secundarias			Área máxima de la sección transversal con vano 15 m m^2	Flexibilidad de la disposición a lo largo del vano	Soltura del ajuste	6 m x 12 m	9 m x 15 m	
Construcción simple con secciones laminadas	6-10,5	8-18	20 28	Posible	1,7	Bueno	Mala si se utilizan huecos en el alma	26	40	1,0 1,3 con huecos reforzadas
Secciones fabricadas	Superior a 12	Superior a 12	15 25	Posible si no son de sección variable	(Sección variable) 1,9 0,9	(Sección variable) Sólo cerca de los ejes de pilares	Aceptable	20	29	1,2
Vigas reforzadas en la unión	Superior a 12	Superior a 12	25 32	Bueno	5,3 3,6	En cualquier lugar alejado de los ejes de los pilares	Bueno	23**	28**	1,3
Sistemas de vigas paralelas	Dorsos hasta 10,5	Nervios hasta 15	21* 30 / 14* 18	Sin desarrollar	5,0 2,8	Bueno	Bueno	25	38	0,9
Secciones alveoladas	No recomen-dadas	Hasta 16	17 20	Posible	1,5 1,3	Cerca del centro del vano si se retiran los postes	Aceptable	27	38	1,3
Vigas de alma discontinua	10-15	No recomen-dadas	13 16	Posible	3,0 2,5	Bueno	Bueno	No recomen-dable	41	1,4
Cerchas mixtas	Superior a 12	Superior a 12	12 16	Posible	1,5 1,0	Cerca del centro del vano sólo para paneles Vierendeel	Aceptable	22	30	1,5

* Sólo vigas secundarias. + Incluye las vigas principales. ** Pesos de los pilares aumentados también por los momentos adicionales.

sistema de arriostramiento, que deberá resistir las deformaciones asociadas con las deficiencias de alineación y verticalidad de los elementos estructurales y la deformación asociada con los esfuerzos laterales (efecto P-Δ).

En las estructuras de media y baja altura, el análisis y el cálculo generalmente implican la comprobación de la capacidad que posee el sistema resistente a cargas verticales para resistir los esfuerzos laterales.

A grandes rasgos hay tres tipos fundamentales de elementos de resistencia lateral:

1. Pórticos resistentes al momento
2. Pórticos arriostrados
3. Muros a cortante

Los tres elementos fundamentales se encuentran generalmente en planos verticales y pueden localizarse en una o más de tres ubicaciones: (1) Exterior (perímetro); (2) interior y (3) núcleo. Casi todas las estructuras de edificios incluyen varios de estos elementos. Los primeros dos tipos son relevantes en la construcción mixta y se comentan a continuación:

- Pórticos mixtos resistentes al momento

  Los pórticos mixtos pueden consistir en vigas de acero unidas rígidamente a pilares de hormigón o en vigas de hormigón unidas rígidamente a pilares de acero. Sin embargo, el término “mixto” se ha aplicado normalmente a pórticos en los que las vigas o los pilares, o ambos, como elementos individuales, son de construcción mixta de hormigón y acero.

  En un sistema de pórtico de acero, las vigas a lo largo de las líneas de los pilares funcionan como parte de un pórtico continuo, de forma que se incluyen los momentos negativos causados por la gravedad y por cargas laterales.

  Una forma más viable de pórtico mixto no arriostrado utiliza la construcción normal de un pórtico rígido, con vigas mixtas sin recubrir y armadura en las áreas de momento negativo. Se proporcionan conectadores a lo largo de toda la longitud de la viga para desarrollar resistencia al momento en las zonas de momento positivo y negativo de la viga.

- Pórticos mixtos arriostrados

  Los pórticos mixtos arriostrados pueden ser de dos tipos: (1) Pueden añadirse arriostramientos en cruz de San Andrés de acero a un pórtico de hormigón o, con mucha menos frecuencia, puede añadirse arriostramiento en cruz de San Andrés de hormigón a un pórtico metálico y (2) pueden utilizarse elementos lineales mixto de hormigón y acero como elementos del pórtico. La flexibilidad de un pórtico arriostrado incluye la deformación de los pilares y de las vigas, así como las riostras diagonales que forman parte del pórtico. Puede conseguirse una reducción de la flecha del pórtico arriostrado si un pilar de acero está recubierto de hormigón. Si se dispone hormigón alrededor de la viga o si ésta se fabrica de forma mixta con la losa del forjado, la menor deformación de la viga disminuirá la flecha del pórtico arriostrado. El recubrimiento de los pilares y de las vigas mixtas con hormigón se ha utilizado con frecuencia.

- Pilares mixtos

  Los pilares mixtos pueden consistir en: (1) perfiles de acero de construcción recubiertos de hormigón; o (2) secciones tubulares de acero rellenas de hormigón.

  Los pilares de acero recubiertos de hormigón son muy comunes. El recubrimiento de hormigón a menudo se ha considerado sólo una protección del acero contra incendios y la corrosión. Sin embargo, recientemente se han añadido armaduras laterales y algunas veces longitudinales al recubrimiento de hormigón y la resistencia resultante de la interacción entre el acero y el hormigón se ha utilizado a efectos estructurales. Un perfil de acero, recubier-

to de hormigón, puede considerarse como una armadura para el hormigón.

La utilización de pilares de acero tubulares rellenos de hormigón como elementos individuales es muy popular. El relleno de hormigón aumenta la resistencia a la carga axial, pero tiene muy poco efecto sobre la resistencia a la flexión. Por esta razón resulta poco probable que estos pilares lleguen a constituir una buena elección para un pórtico resistente a momentos flectores.

3.3 Uniones

Las uniones entre las vigas y los pilares juegan un papel importante en la estabilidad general de cualquier pórtico. Deberían diseñarse sencillas, con la mayor cantidad posible de trabajo realizado en taller, minimizando así el volumen de trabajo a realizar a pie de obra. Por razones de economía estas uniones se realizan generalmente con tornillos. En los pórticos rígidos las uniones entre vigas y pilares se efectúan utilizando tornillos pretensados de alta resistencia o, alternativamente, se sueldan.

En general, estas uniones han evolucionado a partir de uniones desarrolladas para estructuras de pórticos de acero y se han proyectado utilizando procedimientos similares.

- Unión entre viga mixta y pilar de acero

El problema principal en el diseño de una unión entre una viga mixta y un pilar de acero reside en establecer el comportamiento adecuado y la contribución de la losa a una unión que se encuentra principalmente bajo carga horizontal. Cuando se aplica sólo carga de gravedad a un pórtico, el momento flector positivo normalmente se desarrolla en el punto central del vano, mientras que el momento negativo se desarrolla en los extremos de las vigas. Por lo tanto, es normal asumir que la acción mixta tiene lugar sólo en la zona de momento positivo de la viga. Sin embargo, cuando se aplican cargas laterales, el momento flector total en el extremo de barlovento de una viga podría invertir su signo y el comportamiento estructural de la viga podría cambiar repentinamente sobre la línea de pilar. Cuando se desarrolla momento positivo cerca de un pilar, la compresión en el hormigón de la viga mixta se transmite principalmente a través del apoyo en el lado del pilar y parcialmente por la torsión de las vigas transversales.

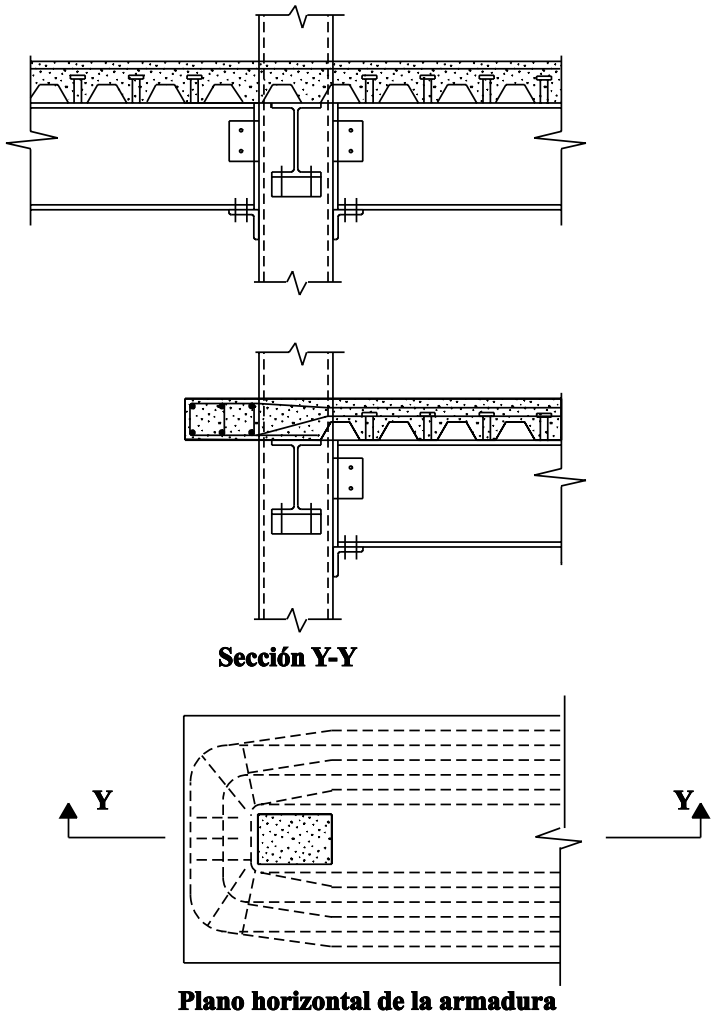


Figura 20 Conexiones semirrígidas interna y externa entre viga y pilar

Johnson y sus colegas reportaron los resultados de ensayos realizados sobre ciertos tipos de uniones semirrígidas (figura 20). Esta unión difiere de varias formas de uniones semirrígidas convencionales. La armadura continua longitudinal de la losa se coloca cerca del pilar. Se utilizan tornillos de alta resistencia en el punto G de la unión para resistir un esfuerzo F de compresión longitudinal. La unión debe proyectarse de forma que no se deslice en el punto G cuando se vea sometida a cargas de servicio, por lo que se podría requerir refuerzo en H si no se utilizaran tornillos de alta resistencia. Los tornillos que conectan el angular al ala del pilar han sido calculados para soportar todo el esfuerzo cortante vertical. La viga mixta ha sido calculada como continua, utilizando la simple teoría plástica. Se proporcionan conectores para transferir el esfuerzo F desde el forjado a la viga de acero. Las pruebas demostraron que este tipo de unión semirrígida tiene una resistencia a la flexión bien definida y una capacidad de rotación mucho mayor que la de una unión rígida.

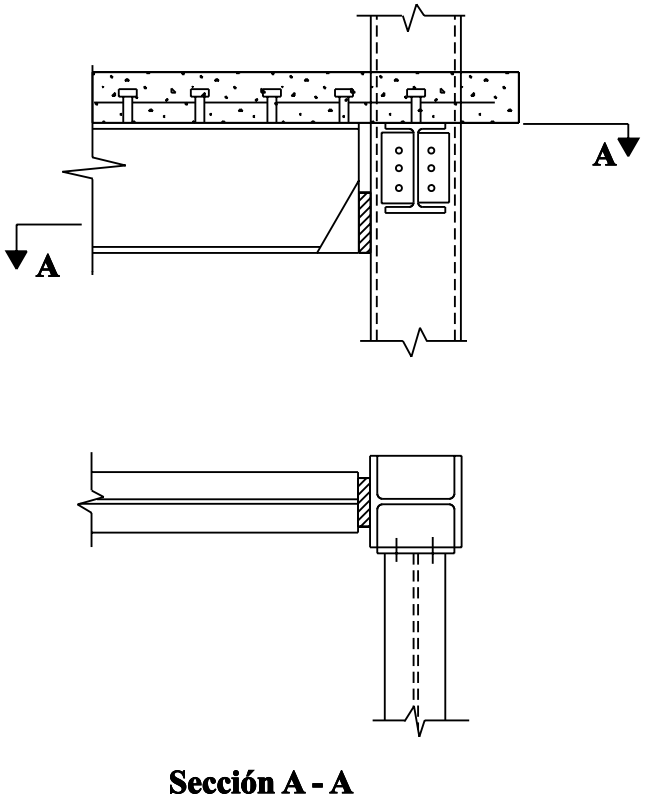


Figura 21 Conexión de una viga principal a un pilar

Las características de esta unión satisfacen los requisitos generales de construcción económica y se resumen como sigue:

a) De fabricación económica y fácil de montar in situ.

b) Capaz de comportarse como una rótula durante la unión de los forjados.

c) Rígido hasta un cierto momento previamente determinado.

d) Capaz de girar al alcanzar el momento previamente determinado.

e) Capaz de transmitir el cortante al pilar al realizar este giro.

La figura 21 muestra otro tipo de unión semirrígida. A continuación se describen otros casos.

- Unión entre viga mixta y pilar recubierto.

El comportamiento de la unión entre una viga mixta y un pilar recubierto parece ser igual que el de una viga mixta y un pilar de acero. Sin embargo, la concentración de la tensión de la losa cerca del ala del pilar podría ser inferior.

Se investigaron las uniones a los pilares exteriores e interiores de los pórticos de edificios. Las vigas laminadas se unieron al núcleo del pilar de acero por medio de uniones revestidas y soldadas (figura 22). Se obtiene una unión satisfactoria cuando la viga de acero está completamente soldada al ala del pilar. Dado que las vigas están sometidas a momentos negativos, la losa de hormigón se encuentra a tracción y se fisura en una fecha temprana respecto a la aplicación de carga. Por encima de la carga de fisuración, la armadura de la losa longitudinal contribuye al comportamiento mixto.

En los pilares interiores, se logra un comportamiento mixto satisfactorio en

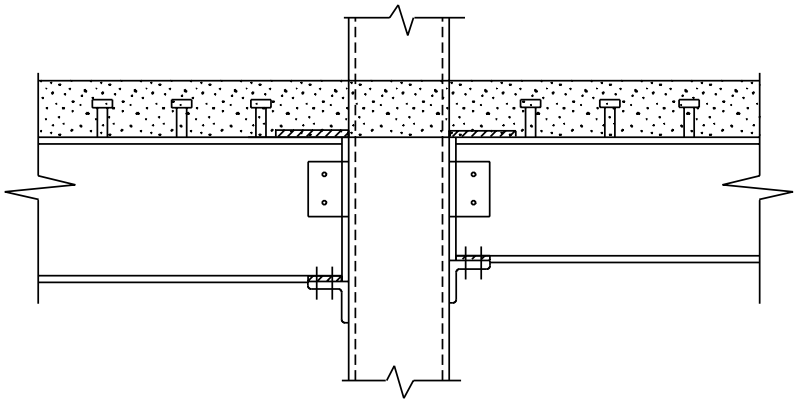


Figura 22 Detalle de una conexión

las vigas cuando la armadura longitudinal consiste sencillamente en barras continuas rectas. En los pilares exteriores surge agotamiento de la losa cuando se recortan las barras rectas en su extremo. Se obtiene un comportamiento satisfactorio cuando las barras se anclan externamente a una barra cruzada de gran peso o cuando se adopta la disposición de armaduras que se muestra en la figura 23.

- Unión entre vigas recubiertas y pilares recubiertos

Las uniones entre vigas y pilares en edificios se ejecutan normalmente mediante soldadura ya que estas uniones rígidas son fáciles de calcular.

Normalmente se requiere la utilización de rigidizadores para impedir deformaciones locales cerca de las uniones del ala, ya que el recubrimiento de hormigón no puede impedirlo completamente. Se han utilizado varios tipos de rigidizadores, mostrados en la figura 24, dado que un rigidizador tan grande a menudo dificulta el vertido del hormigón dentro de los pilares.

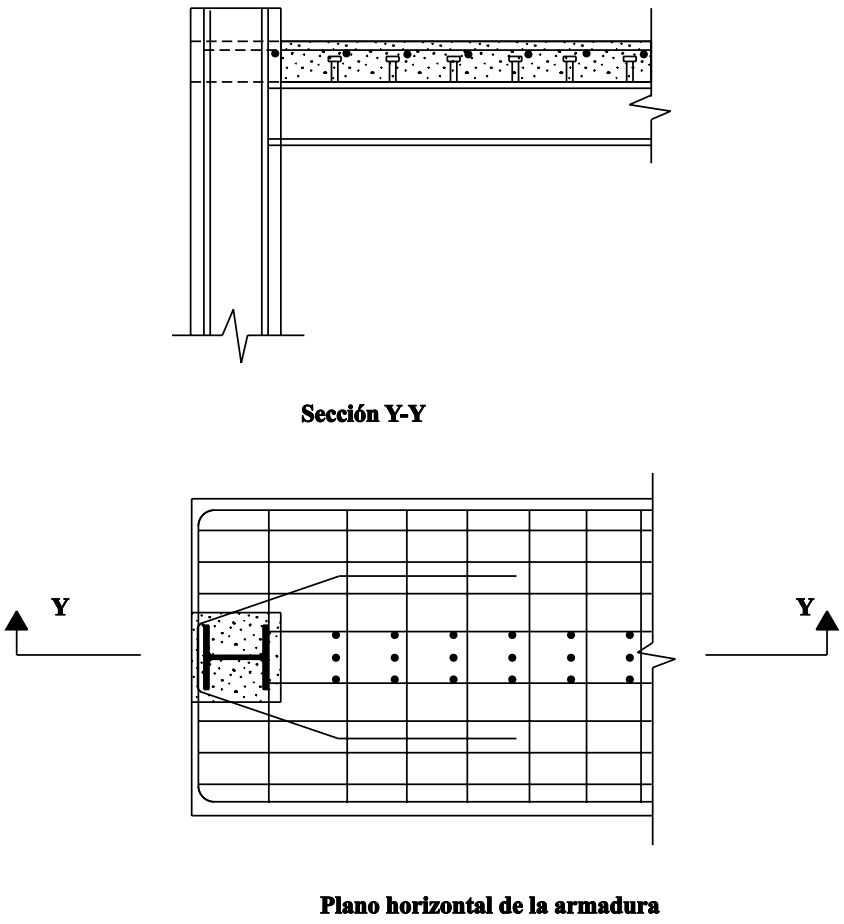


Figura 23 Conexión viga-pilar (armadura con tirante)

En los diseños típicos, la mayor parte del momento flector de las vigas es soportado por la sección de acero y el resto por el hormigón armado. En un pilar, sin embargo, la proporción de momento en la sección de acero es menor que en una viga. Esta distribución conlleva una sección mayor de acero para la viga que para el pilar en la unión. En este caso, surge la cuestión de si se pueden transferir las tensiones de la sección de la viga de acero al pilar de una forma segura. Según los ensayos realizados, la sección de acero debe resistir al menos entre un 40% y un 50% del momento flector de un pilar. Sería necesario adoptar una disposición especial si la sección de acero del pilar fuera demasiado pequeña para soportar este

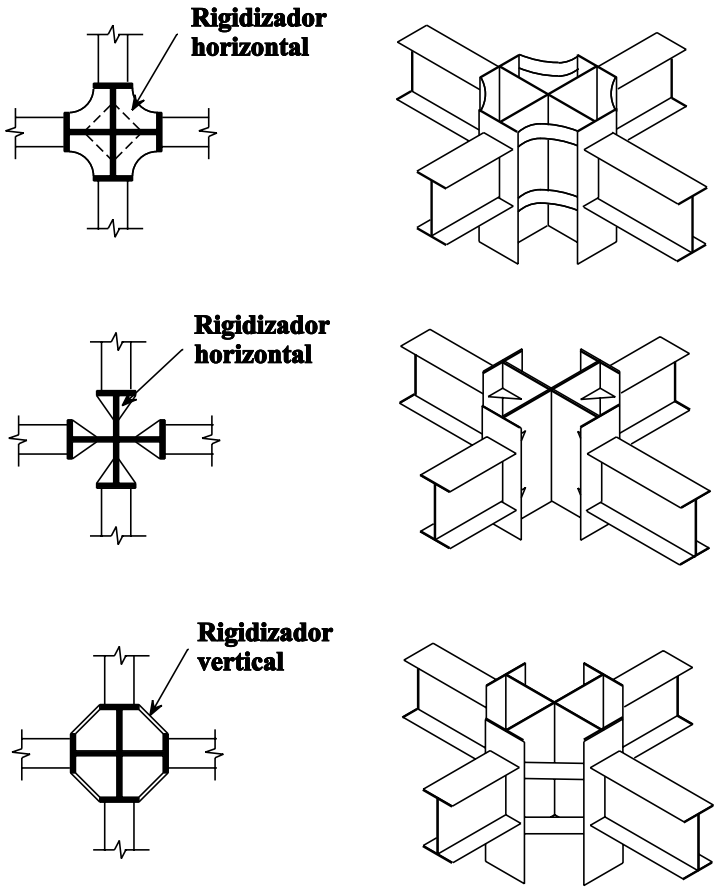


Figura 24 Varios tipos de rigidizadores

porcentaje del momento.

- Unión entre viga mixta y pilar de hormigón armado

El mayor problema de una unión entre una viga mixta y un pilar de hormigón armado consiste en encontrar un dispositivo efectivo para anclar la viga de acero al pilar de hormigón armado.

Se han realizado una serie de ensayos sobre la unión de vigas mixtas a pilares exteriores de hormigón armado. Estos ensayos han demostrado que puede obtenerse una unión efectiva siempre que se tenga en cuenta la posibilidad de grandes tensiones de anclaje. Los esfuerzos horizontales de la viga se transmitieron al pilar con diferentes niveles de éxito: mediante una unión natural entre las alas de la viga de acero y el hormigón con o sin conectores; por medio de barras de anclaje y mediante una “cabeza de martillo” o segmento corto de viga encastrada en el pilar. El esfuerzo cortante vertical, que se transmite al pilar

a través del alma de la viga como esfuerzo vertical, no pareció contribuir a ninguno de los agotamientos.

Los conectadores dentro de la unión deberían utilizarse sólo cuando haya carga axial suficiente para contrarrestar las separaciones que inducen. Las barras horizontales de anclaje, inicialmente exentas de tensiones, deberían utilizarse principalmente en uniones a un pilar continuo o cuando el momento de inercia del pilar sea grande en comparación con el de la viga; este requisito es de aplica-

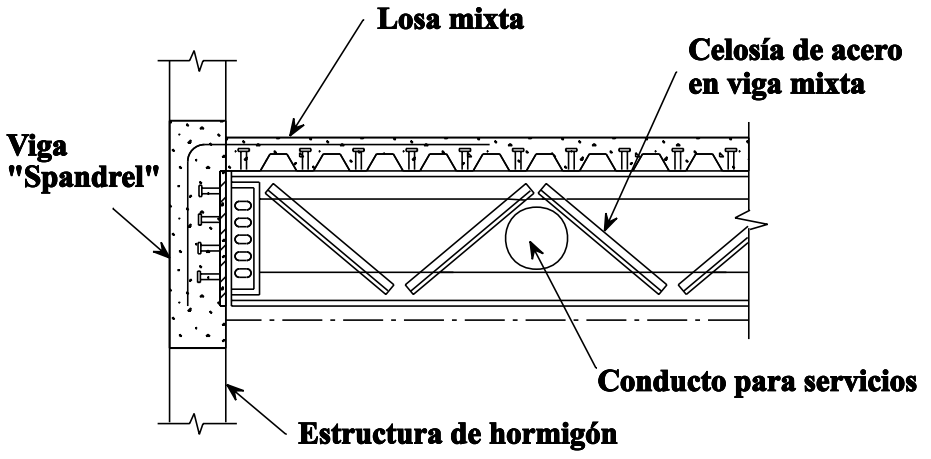


Figura 25 Conexión mixta entre una viga de acero y un elemento de hormigón

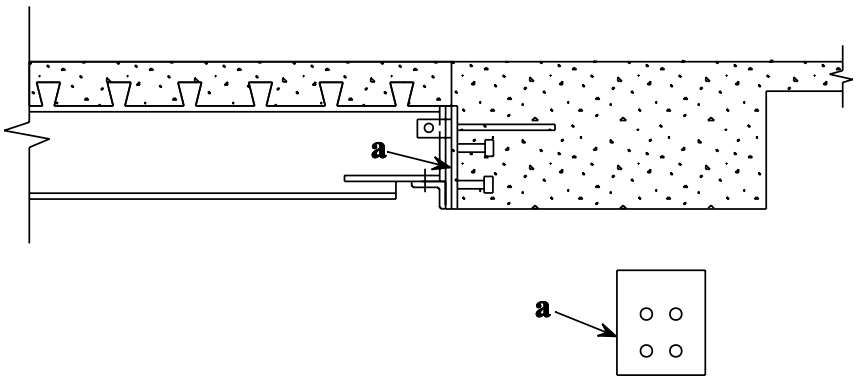


Figura 26 Conexión de una viga mixta a un elemento de hormigón

ción también a las barras verticales de anclaje. Los detalles se muestran en las figuras 25 y 26.

Además, pueden establecerse uniones mediante la formación de ménsulas en los muros o pilares de hormigón (véase la figura 27).

Debe prestarse particular atención a las uniones entre el acero y el hormigón. Al proyectar estas uniones, deben tenerse en cuenta las tolerancias permitidas del acero y del hormigón. El ajuste debe establecerse con sumo cuidado, de forma que puedan prevenirse los problemas de obra sin que ello suponga un coste excesivo. La utilización de placas soldadas en el hormigón, con angulares de unión soldados in situ, ha demostrado ser ventajosa en muchos casos. Las cavidades se utilizan a menudo cuando las tensiones son verticales casi en su totalidad, pero tienden a alterar la armadura de los muros y normalmente requieren relleno de hormigón. Al conectar el acero al hormigón, es a menudo deseable utilizar durmientes, tendidos en paralelo y próximos a la pared, para reducir el número de uniones entre el hormigón y el acero. Deberán evitarse las uniones de momento y las que no sean absolutamente necesarias.

- Unión de viga de acero y pilar recubierto

Podría llegarse a las mismas conclusiones para las uniones entre vigas de acero y pilares recubiertos que para las existentes entre vigas mixtas y pilares recubiertos. Sin embargo, en este caso, el momento transmitido es el momento plástico de la sección de acero. La rotación queda limitada al pandeo del ala a compresión.

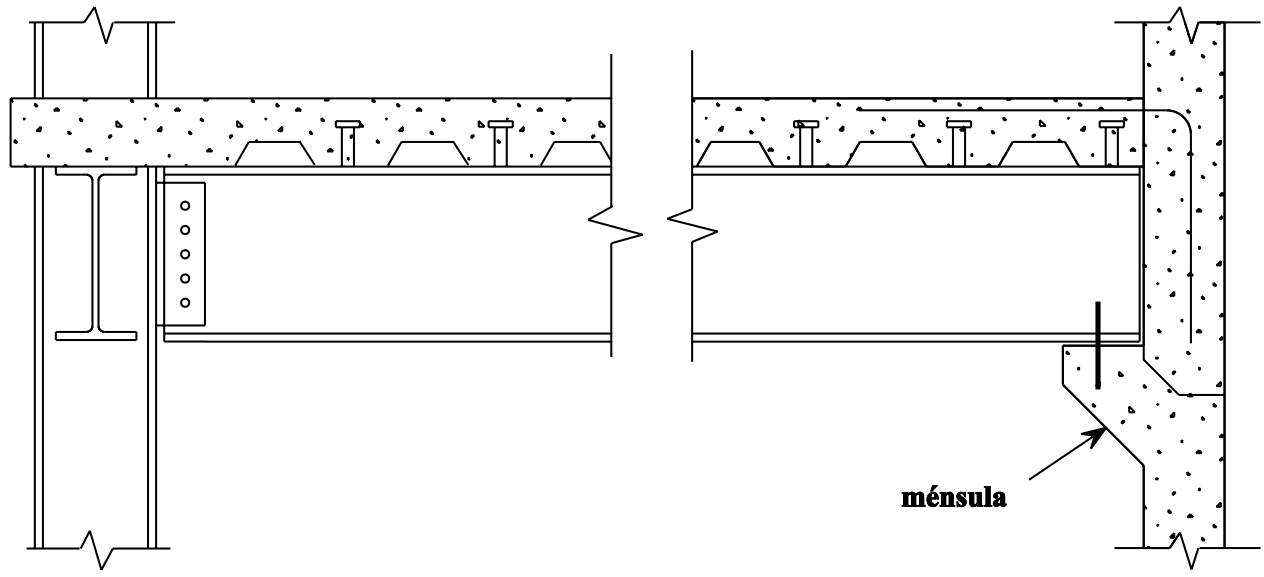


Figura 27 Conexiones de una viga mixta a un pilar de acero y a una pared de hormigón con ménsula

- Unión entre viga de acero y pilar tubular relleno de hormigón

  En las uniones entre vigas de acero y pilares tubulares rellenos de hormigón es importante impedir las roturas frágiles causadas por la deformación local. Se ha encontrado que el relleno de hormigón proporciona un efecto muy beneficioso al reducir la deformación local de los tubos de acero. No se pueden colocar rigidizadores dentro del tubo debido a que interferirían con el vertido del hormigón. Por lo tanto, normalmente se colocan rigidizadores alrededor de la superficie externa del tubo. Se asume que el rigidizador efectivo es un anillo compuesto por el propio rigidizador y por una porción del tubo.

- Resistencia a esfuerzo cortante

  Las uniones entre vigas y pilares están sometidas a altos niveles de esfuerzo cortante cuando un pórtico estructural de múltiples plantas sufre fuertes traslaciones laterales como, por ejemplo, las impuestas por fuertes movimientos sísmicos. En los pórticos estructurales de acero es normal tener que reforzar las zonas de la pieza de unión para que puedan resistir el esfuerzo cortante. Sin embargo, en el caso del acero recubierto de hormigón, normalmente no resulta necesario proporcionar ninguna armadura especial contra la el cortante en la zona de la pieza de unión. No se requiere esta armadura debido a que la resistencia a cortante del hormigón en dicha zona es comparativamente grande, aunque se forman fisuras causadas por la tracción diagonal a cargas relativamente bajas.

- Unión de elementos mixtos prefabricados

  Es muy importante proyectar las uniones correctamente para garantizar la economía y seguridad de estructuras prefabricadas de acero recubiertas de hormigón.

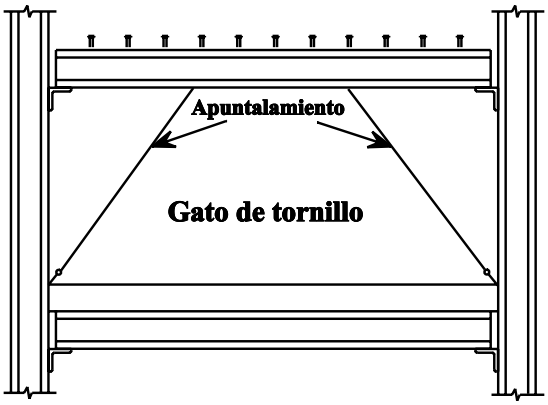
  Los esfuerzos y deformaciones que deben ser resistidas por las uniones surgen de las cargas debidas a la gravedad y las cargas laterales ocasionadas por el viento y por esfuerzos sísmicos. Las uniones deben tener un nivel suficiente de ductilidad que les permita soportar las deformaciones previstas. También es necesario considerar los efectos de los cambios en el volumen del elemento causados por la fluencia, retracción y temperatura; los efectos de acortamientos y asentamientos diferenciales del pilar y los efectos de errores en las tolerancias de fabricación y de construcción.

  Las cargas para el cálculo de las uniones requieren una cuidadosa consideración. Además, se recomienda que las uniones de importancia posean un nivel de resistencia suficiente que les permita transmitir la totalidad de las resistencias de los elementos adyacentes. Los esfuerzos de cálculo de las uniones entre los elementos prefabricados del pórtico se pueden establecer con el mismo nivel de exactitud que los esfuerzos de cálculo de las uniones de los pórticos de hormigón armado vertido en obra. Sin embargo, los esfuerzos de cálculo entre losas no se establecen igual de bien, por lo que el coeficiente de carga lateral para calcularlas deberá ser superior al coeficiente correspondiente a elementos de pórticos.

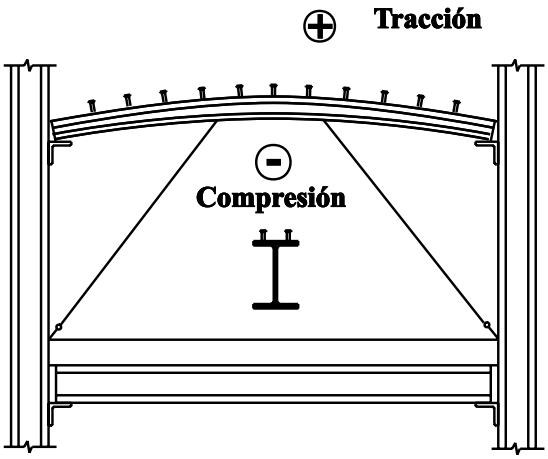
4. MÉTODOS DE MONTAJE

Los métodos de construcción normalmente utilizados para las estructuras mixtas presentan muchas ventajas, tanto económicos como de rendimiento, como sigue:

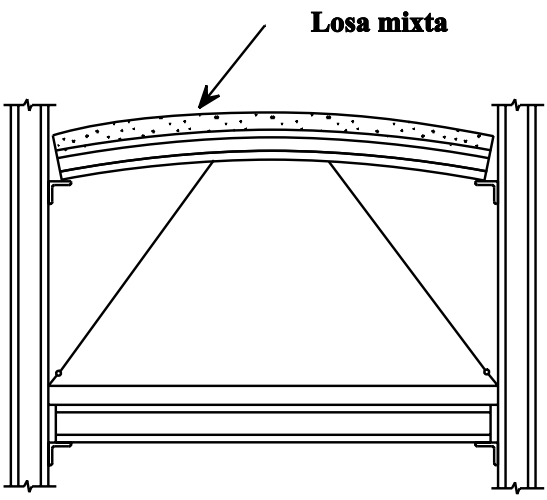
1. Un ritmo rápido de construcción que permite satisfacer calendarios o permitir una pronta ocupación de la estructura.
2. Idoneidad de la técnica de construcción, independientemente de la existencia de condiciones climatológicas adversas.
3. Mínima interferencia con las instalaciones existentes, debido al nivel mínimo de encofrado requerido.
4. Combinación óptima de técnicas de construcción a pie de obra y prefabricación.



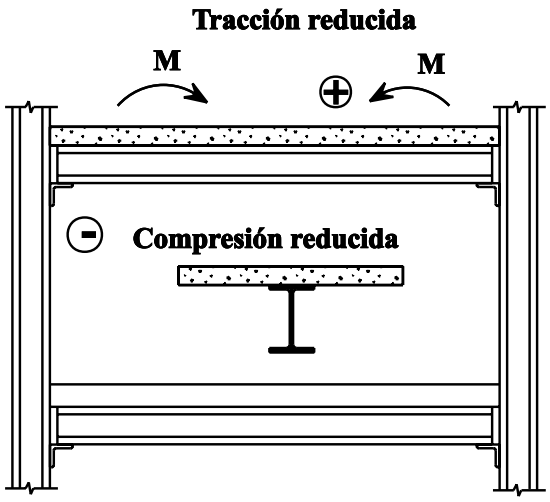
(a) Disposición general de un marco de acero con apuntalamiento



(b) Apuntalamiento extendido



(c) Fraguado de la losa



(d) Desmonte de los apuntalamientos una vez endurecida la losa

Figura 28 Método de pretensado para la construcción mixta

5. Imposición de cargas por fases, lo que causa solicitaciones de la estructura en momentos diferentes.

6. Posibles ahorros en cimentación gracias a la posibilidad de simplificación y a la ejecución de operaciones de excavación más compactas.

En los edificios, la acción conjunta conlleva una estructura más rígida y el revestimiento de los pilares puede ayudar a proporcionar protección contra incendios.

Aunque los principios de la construcción mixta no varían, las técnicas de construcción y las cargas aplicadas afectan su utilización.

Un buen ejemplo de las ventajas de la construcción mixta es la utilización del acero pretensado, especialmente en edificios donde existen limitaciones de altura. En estas estructuras se establecen apuntalamientos temporales desde los pilares para forzar el pretensado de las vigas de acero situadas encima. Los apuntalamientos se retiran una vez el hormigón se endurece, lo que reduce la carga sobre los elementos de acero permitiendo una reducción del canto y dando por resultado una mayor economía. La figura 28 ilustra esta técnica de construcción.

Un método similar ha sido descrito por Dziewolski, se usan los redondos que actúan como tensores inclinados, que se conectan a la parte superior de la viga (véase la figura 29).

Existe un gran número de métodos de construcción que se utilizan en diferentes países y muchos de estos métodos están patentados.

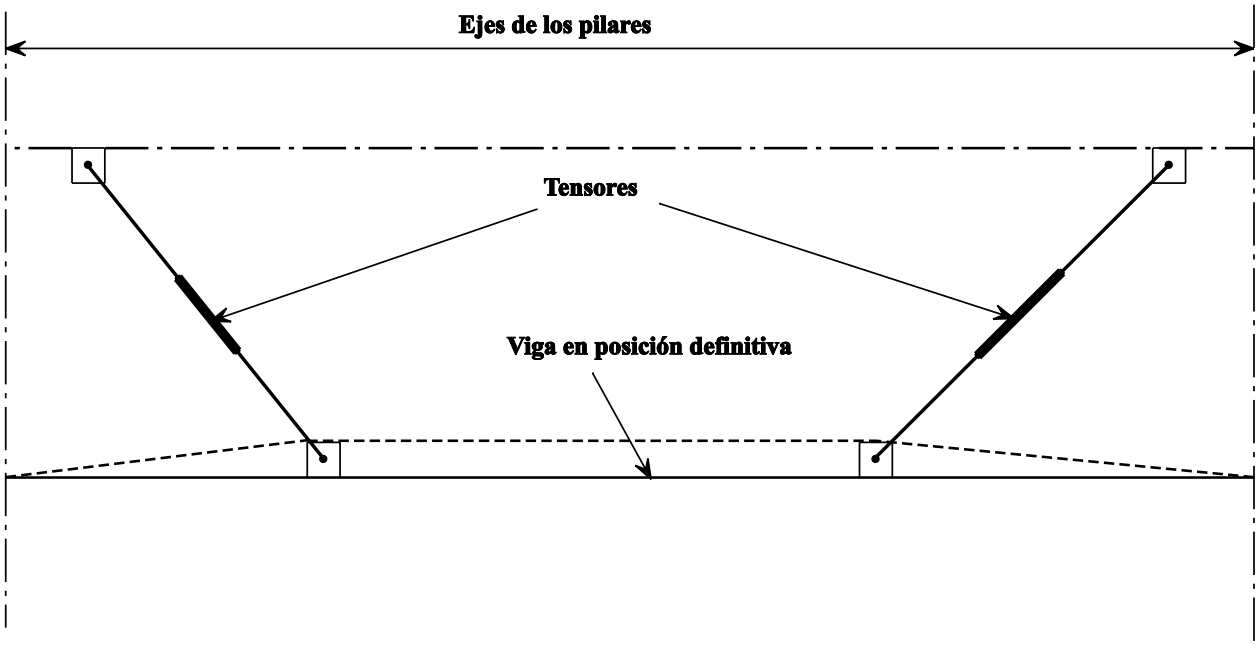


Figura 29 Construcción mixta pretensada

5. DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico de la estructura de un edificio requiere que todas las partes del mismo respondan de forma casi simultánea cuando se vean sometidas a un movimiento de tierras. Por lo tanto, cuando resulte necesario considerar los esfuerzos sísmicos, hay que evaluar sus efectos sobre todos los componentes del edificio. Al evaluar estos efectos conviene tener en cuenta que los movimientos sísmicos son aleatorios y que pueden ocurrir horizontal y verticalmente.

La respuesta sísmica de las estructuras de acero y mixtas de edificios constituye un tema de gran interés, ya que se evita la abolladura del ala a compresión (debido a la unión resistente a cortante entre el acero y la losa de hormigón) y la resistencia al pandeo lateral aumenta sustancialmente. Además, los tubos rellenos de hormigón y las secciones laminadas recubiertas poseen una resistencia a cortante mucho mayor que la de pilares de hormigón armado del mismo tamaño. Un alto nivel de resistencia a cortante es muy importante para estructuras sísmicas, al igual que la ductilidad de las uniones, que puede alcanzarse también con facilidad mediante la utilización de vigas y pilares mixtos.

Las investigaciones realizadas, que necesitan continuarse y ampliarse, han demostrado claramente que las secciones de acero recubiertas de hormigón armado son particularmente beneficiosas para el diseño resistente a terremotos. Sin embargo, en la actualidad hay muy pocos estudios disponibles sobre la idoneidad de otros tipos de sistemas estructurales mixtos para su incorporación en diseños resistentes a los movimientos sísmicos.

6. SENSIBILIDAD DINÁMICA

Las vigas más ligeras implican una mayor flexibilidad. Aunque el rendimiento en servicio de las vigas y forjados mixtos es bueno, el proyectista debe pensar en la susceptibilidad de la estructura a vibraciones inducidas por el desarrollo de actividades dentro del edificio. El parámetro comúnmente asociado con este efecto es la frecuencia natural del forjado o de las vigas.

Hay un límite inferior de 4 Hz (ciclos por segundo) comúnmente aceptado como la frecuencia natural mínima de cada viga de forjado. Este límite ha sido utilizado en Tablas de cálculo. La masa del forjado se toma como su propio peso y el de la cubierta y los acabados, más el 10% de la carga impuesta. Las particiones, que aumentan el amortiguamiento de la estructura, no se incluyen.

La frecuencia natural, f_r, del forjado o de la viga puede determinarse aplicando la fórmula aproximada $f_r = 18/\sqrt{\delta}$ donde δ es la flecha instantánea (mm) resultante del propio peso del forjado (incluyendo las cargas adicionales anteriormente referenciadas). Puede incluirse una reducción del 10% en la flecha para tener en cuenta la mayor rigidez dinámica de la viga mixta.

En la práctica, la masa de la estructura del forjado es tal que el esfuerzo excitador es demasiado pequeño en comparación, por lo que la respuesta de la estructura es correspondientemente pequeña. En muchas circunstancias puede demostrarse que la frecuencia natural de la estructura del forjado (vigas primarias y secundarias y losa mixta) podría reducirse a 3 Hz.

7. RESISTENCIA AL INCENDIO

La resistencia al incendio de las vigas mixtas se analiza de la misma forma que en las vigas no mixtas. Según algunos códigos prácticos, puede establecerse la temperatura límite de la sección de acero. Esta temperatura se utiliza para determinar el espesor requerido de la protección contra incendios. Constituye una práctica tradicional sellar los espacios entre los elementos por encima del ala superior de la viga. El sellado podría no ser necesario para perfiles machihembrados.

8. RESUMEN FINAL

1. El acero y el hormigón, correctamente combinados, forman una estructura económica, que determina el éxito de la construcción mixta. Es necesario tener en consideración los efectos secundarios como, por ejemplo, los movimientos causados por la retracción, fluencia y temperatura cuando se utiliza esta forma de construcción.
2. Los profesionales de la ingeniería aceptaron de forma generalizada la construcción mixta en los años 50 cuando comenzó a utilizarse para la construcción de puentes en los Estados Unidos y en muchos países europeos; posteriormente, su uso se extendió al sector de la construcción. Se han realizado y se continuarán realizando esfuerzos sustanciales de investigación sobre este tema en muchos países del mundo.
3. Existe una investigación muy avanzada en la utilización de estructuras mixtas en zonas sísmicas. La experiencia demuestra que poseen muchas propiedades deseables de resistencia a los movimientos sísmicos. Recientemente se ha demostrado interés en la realización de investigaciones sobre este aspecto, especialmente en California y Japón.
4. Es deseable realizar investigaciones en el campo de la resistencia al incendio de las estructuras mixtas a fin de maximizar su uso potencial.
5. Las estructuras mixtas que utilizan hormigón prefabricado (e incluso hormigón pretensado en ciertas aplicaciones) y acero deberían disfrutar también de un buen potencial de mercado gracias a los ahorros que pueden obtenerse mediante la utilización de estos componentes en términos de tiempo, mano de obra y recursos financieros.
6. No existe una respuesta sencilla a la cuestión de cuál es el mejor sistema a utilizar. La elección correcta depende de una amplia gama de parámetros que varían con el diseño individual. La experiencia en la utilización de estas estructuras es una de las mejores guías.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Lawson, R.M., Design for openings in the webs of composite beams, The Steel Construction Institute / CIRIA publication, 1987.

2. Owens, G.W., Design of fabricated composite beams in buildings, The Steel Construction Institute, 1989.

3. Lawson, R.M. and Rackham, J., Design of haunched composite beams, The Steel Construction Institute, 1989.

4. Brett, P. and Rushton, J., Parallel beam approach - a design guide, The Steel Construction Institute, 1990.

5. Neil, S., Johnson, R., Lawson, R.M. and Mullett, D.L., Design of composite trusses, The Steel Construction Institute, 1992.

ESDEP TOMO 12
CONSTRUCCIÓN MIXTA

Lección 12.10: Puentes Mixtos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Complementar las restantes lecciones, que cubren la utilización de viguetas y vigas mixtas en edificios, con recomendaciones especiales para el proyecto y construcción de puentes; e introducir el proceso conceptual y técnico para el cálculo de puentes mixtos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 12.1:	Generalidades sobre Construcción Mixta
Lección 12.2:	Comportamiento de Vigas
Lección 12.3:	Vigas de un Solo Vano
Lección 12.4:	Vigas Continuas
Lección 12.5:	Diseño para Estados Límite de Servicio

LECCIONES AFINES

Lección 12.6:	Conexiones por Esfuerzo Rasante

RESUMEN

Se trazan las ventajas de los puentes mixtos con énfasis en la utilización de este tipo de puente para tramos normales. Se introducen los diferentes tipos de secciones transversales, concentrándose principalmente en las vigas en cajón. Se llama la atención sobre las muchas fases de construcción y montaje con diferentes sistemas estructurales y secciones transversales “activas”.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción mixta de puentes ha experimentado una considerable evolución desde las primeras soluciones de los años 50, que utilizaban sencillos emparrillados de vigas paralelas sobre tramos cortos (de 20 a 25 metros), hasta su utilización actual en grandes puentes tipo pórtico o atirantado, o en muy importantes vigas de celosía proyectadas para satisfacer los rigurosos requisitos funcionales de los trenes de alta velocidad. En la actualidad, se utiliza comúnmente para obras medias y grandes, así como en casos de tramos de menor tamaño, en competición con sistemas de hormigón prefabricado y pretensado donde, por ejemplo, surgen problemas de rapidez de montaje o esbeltez.

En esta lección de carácter general, no resulta posible describir o catalogar la gama completa de soluciones que la construcción mixta ofrece en la actualidad para puentes. Tampoco es posible trazar los problemas generales relativos a detalles, procedimientos de construcción, selecciones de análisis, etc. La lección se centra, por lo tanto, en enfatizar las ventajas que ofrece la estructura mixta, tratando principalmente los sistemas y procesos de construcción de puentes de luces medianas. La lección se complementa con breves referencias a otros métodos que pueden ser de utilidad en casos más importantes y que requieren un mayor nivel de especialización y experiencia antes de poder aplicarlos.

En primer lugar se requiere una comprensión de la naturaleza de los aspectos inherentes a la flexión de sistemas mixtos y de la interacción de los materiales utilizados para la construcción del tablero. Partiendo de ciertas consideraciones globales fundamentales, se podrá alcanzar una comprensión de los fenómenos que determinan principalmente el rendimiento funcional, comportamiento estructural y problemas de ejecución de los puentes mixtos.

Por todo esto, esta lección analiza cuestiones relacionadas con:

1. Zonas de momentos flectores positivos dominantes, es decir, tableros sobre dos apoyos o partes centrales de vanos de sistemas continuos, con alguna consideración a las características transversales y al proceso de construcción.

2. Zonas de momentos flectores negativos dominantes, es decir, los apoyos de sistemas continuos y en voladizo y su interacción con los efectos transversales de cortante y torsión, con un potencial significativo de doble acción conjunta en dichas zonas.

3. Conexión por esfuerzo rasante de los sistemas mixtos y su influencia sobre el tratamiento analítico, efectos locales en los extremos de las vigas, etc.

Los métodos de fabricación y montaje ejercen una gran influencia sobre el diseño detallado de la estructura metálica. Los elementos metálicos de apoyo deberán proyectarse de forma que no interfieran con la colocación del tablero de hormigón.

2. PUENTES MIXTOS - TIPOS PRINCIPALES

Se pueden hacer las siguientes observaciones generales con respecto a los tipos principales de tableros mixtos de puentes:

Para vanos cortos, aproximadamente de 25 a 45 m, se prefieren soluciones que utilicen varias vigas compuestas sin ningún tipo de arriostramiento transversal en las que el tablero de hormigón ejerce toda la función de estabilidad y distribución transversal (figura 1). El número de vigas debe ser el menos compatible con la capacidad de distribución transversal de cargas de la losa de hormigón.

El uso de vigas gemelas compuestas con tablero reforzado podría constituir una solución muy atractiva para puentes estrechos (figura 2).

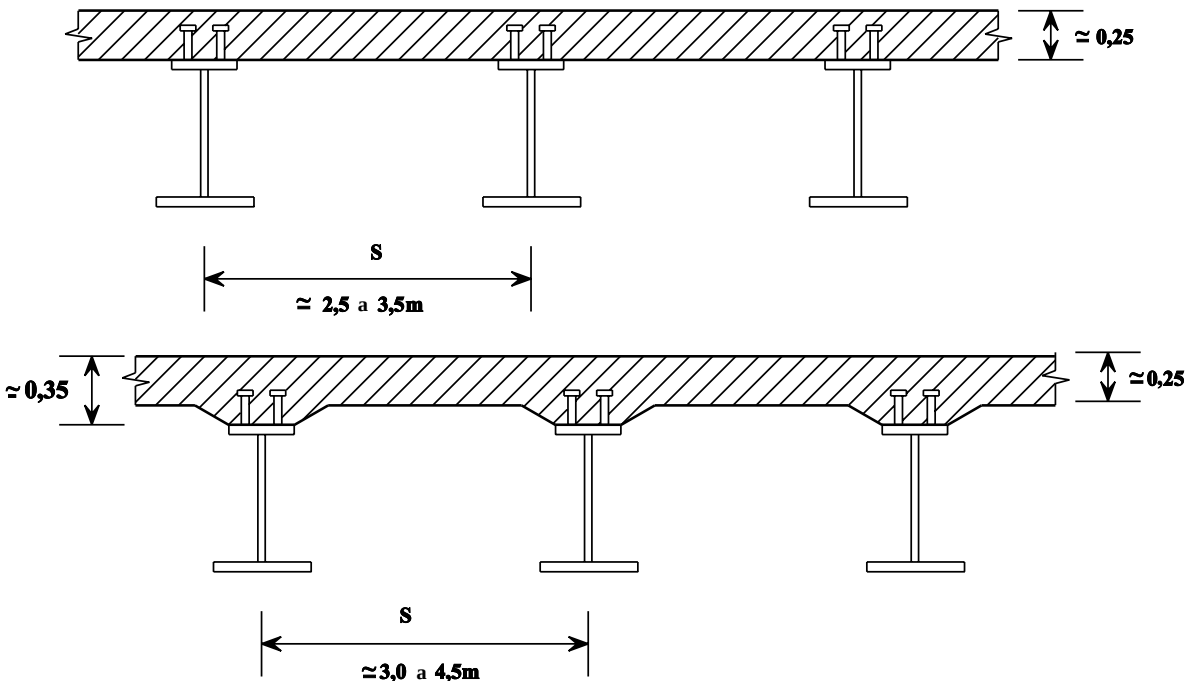


Figura 1 Vigas armadas múltiples

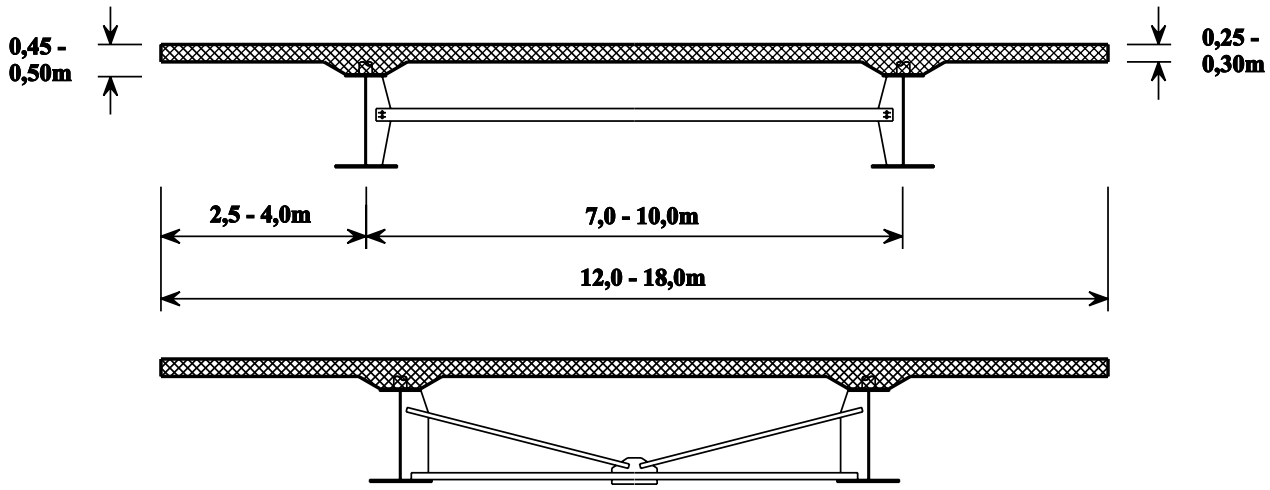


Figura 2 Pareja de vigas armadas

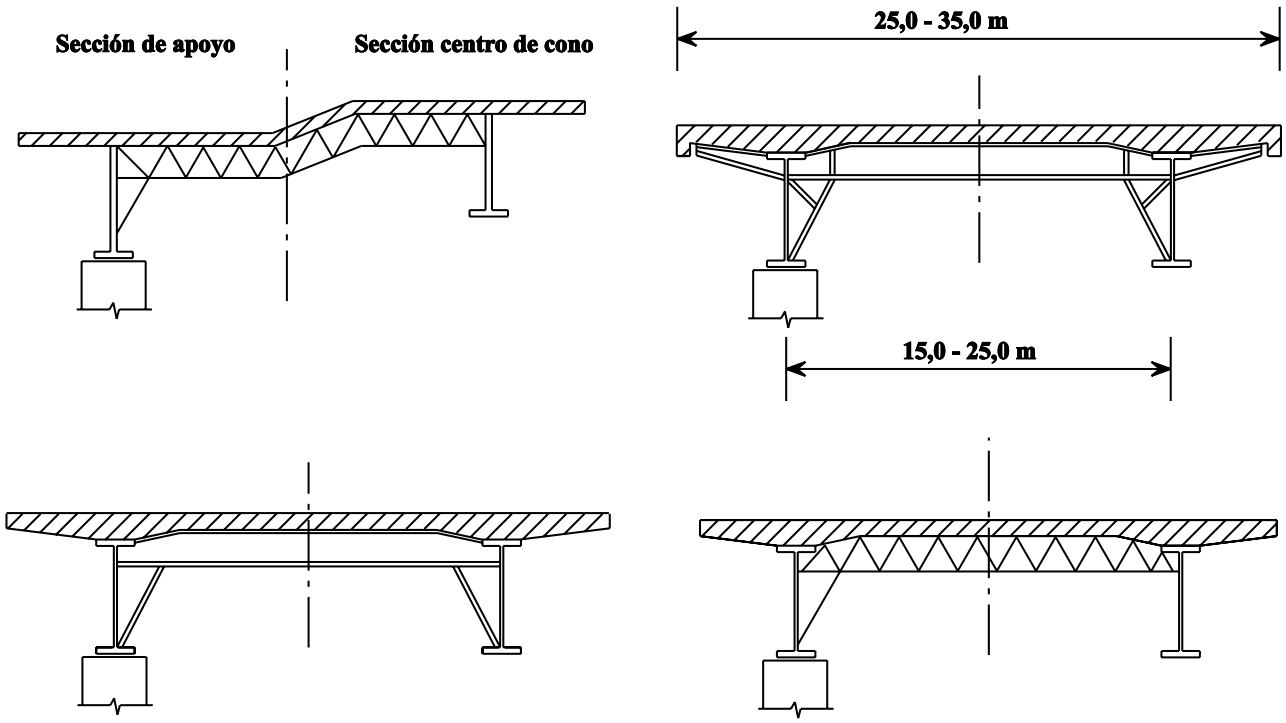


Figura 3 Pareja de vigas para puentes anchos y de vano grande

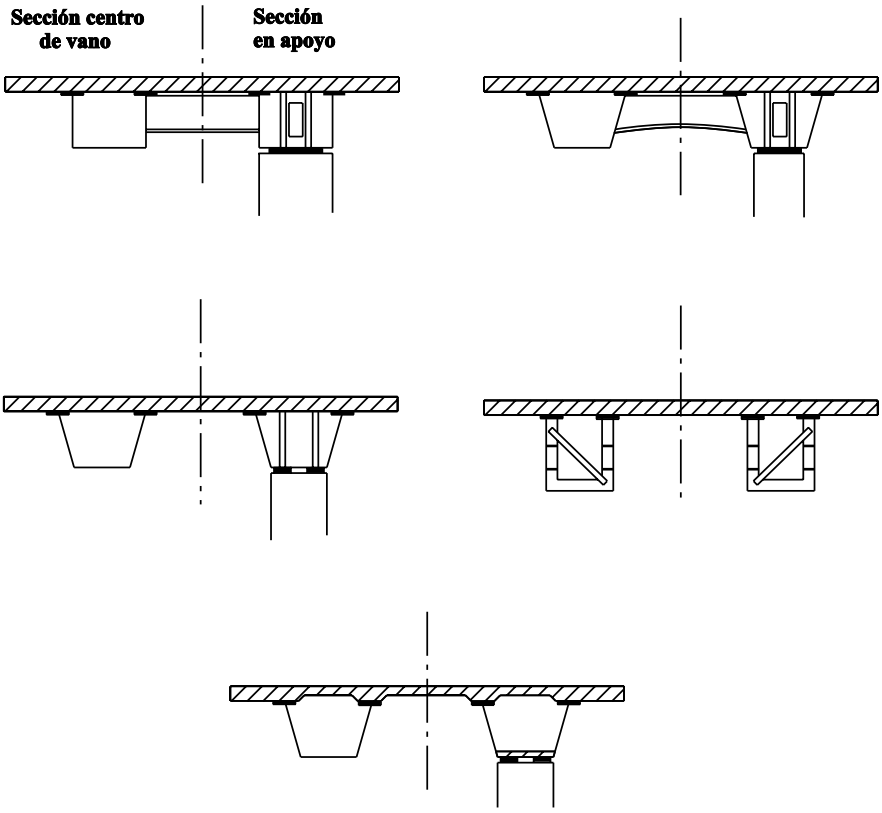


Figura 4a Vigas de doble cajón

Para vanos más largos (de 50 a 100 m), el sistema de vigas gemelas ampliamente espaciadas (figura 3) y unidas por vigas mixtas transversales, espaciadas cada 4 o 5 metros, es muy adecuado. Las vigas principales y transversales pueden ser vigas compuestas o celosías, en los casos en los que hay vanos muy largos o límites muy estrictos de flecha.

Las vigas en cajón, preferiblemente con secciones transversales trapezoidales semiabiertas (figuras 4a-b) también pueden ofrecer soluciones adecuadas para todos los casos anteriormente mencionados, especialmente cuando existen

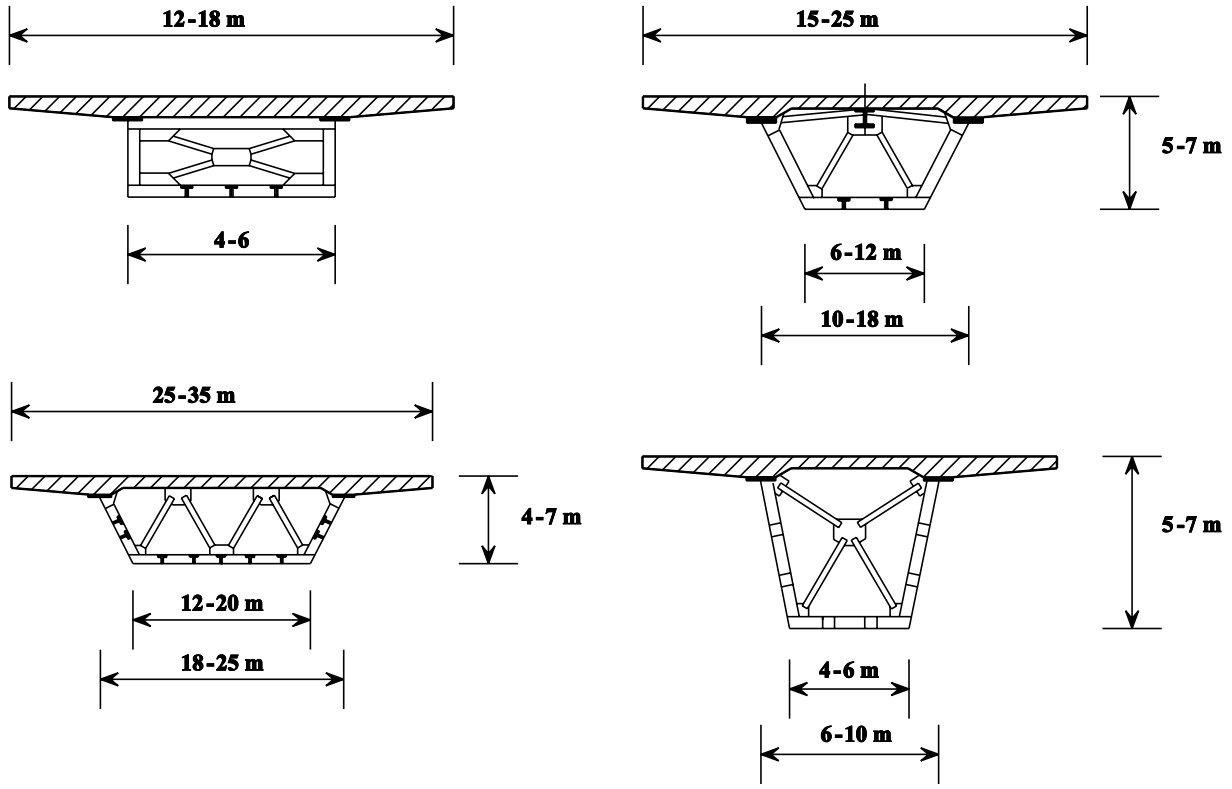


Figura 4b Grandes vigas cajón

curvaturas en el plano. Las vigas en cajón se hacen casi obligatorias si las curvaturas son muy pronunciadas.

Para los puentes ferroviarios de gran tamaño, las secciones transversales formadas por dos grandes vigas mixtas de celosía (figura 5), y utilizadas con o sin tableros inferiores de hormigón, ofrecen soluciones muy adecuadas en términos de facilidad de construcción, economía, servicio y durabilidad.

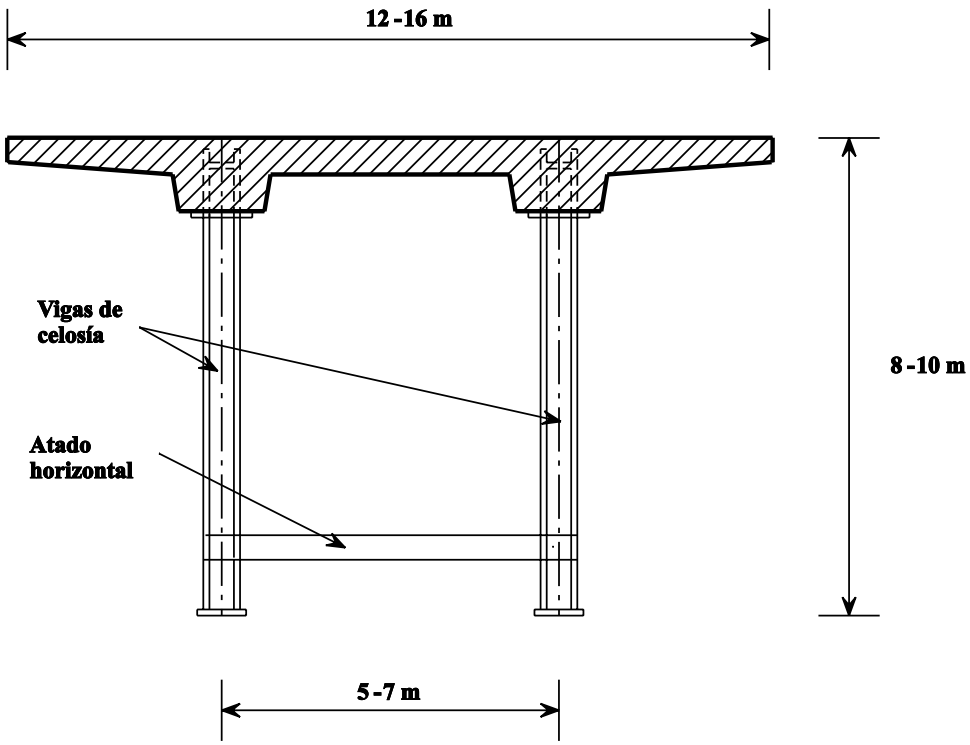


Figura 5 Vigas compuestas de vano grande

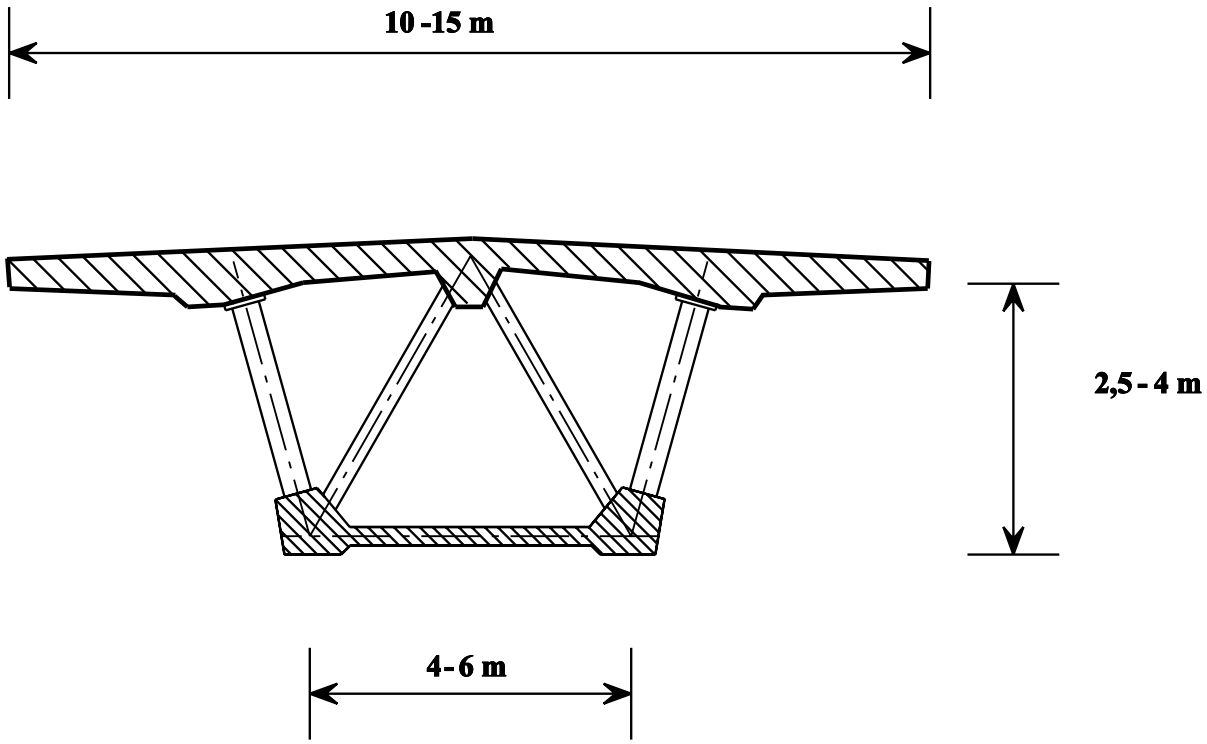


Figura 6 Cajón de viga mixta con ala inferior mixta

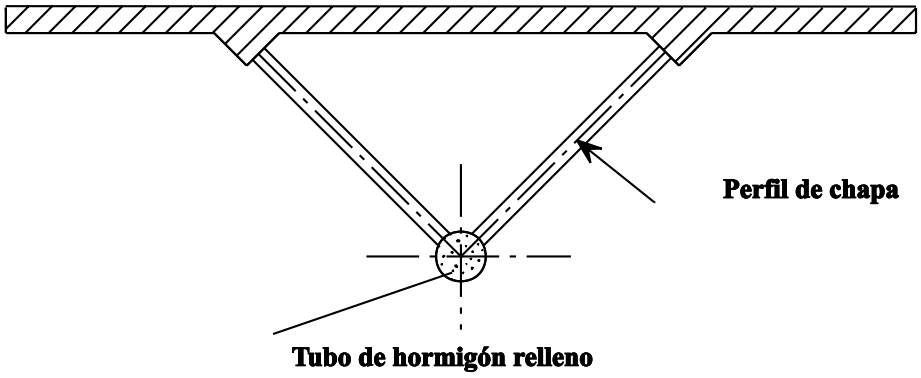


Figura 7 Sección del Viaducto de Maupre

Otras soluciones están basadas en la utilización de almas de celosía unidas a tableros de hormigón superiores o inferiores (figura 6) o de almas de chapas de acero perfilado hormigonadas con tubos de acero pretensados y rellenos de hormigón (figura 7).

3. PRINCIPALES VENTAJAS DE LOS PUENTES MIXTOS

Mediante la correcta combinación de los dos materiales principales de construcción, acero y hormigón (armado o pretensado), pueden construirse puentes de una forma más eficiente de lo que sería posible utilizando los dos materiales independientemente. Esta ventaja se aprovecha cuando hay requisitos como periodos cortos de construcción, condiciones funcionales de alto nivel de esbeltez, topografía del lugar de la obra, complejidad de los viales o servicios o la existencia de distribuciones complejas en planta o elevación.

El uso de los sistemas autoportantes permite, de la misma forma que para la construcción de puentes metálicos, una rápida ejecución sin encofrado durante el proceso de hormigonado del tablero, incluso en proyectos complejos (fuertes curvaturas en plano, secciones transversales complejas, etc.). Más tarde, el tablero se utiliza como un elemento de gran nivel de inercia y resistencia, lo que reduce la cantidad total de acero requerido, especialmente en las zonas a compresión, en las que su utilización reduce la necesidad de incluir elementos adicionales de rigidización y/o arriostramiento.

Esta ventaja, que es obvia en las zonas de momento positivo, puede extenderse a las zonas de momento negativo mediante la correcta utilización de métodos de pretensado o, en menor medida, con una armadura longitudinal del tablero de hormigón, otorgando una mejora parcial a sus propiedades. De la misma forma, una combinación acero-hormigón adicional inteligente en doble acción conjunta podría extender la aplicación global de las soluciones mixtas, como se explicará a continuación.

La simbiosis resultante rendimiento-estructural-ejecución de estos dos materiales principales mejora el sistema global en una medida mucho mayor que la simple suma de los dos materiales. El proyectista debería combinar cuidadosamente el acero y el hormigón en proporciones que optimicen el rendimiento del puente en todos los aspectos anteriormente mencionados.

Esencialmente, las ventajas principales de puentes mixtos en comparación con otros de dimensiones parecidas son:

En comparación con sistemas de hormigón:

- Menores cantos y pesos propios.
- Mayor simplicidad y facilidad de ejecución, especialmente cuando las condiciones son difíciles (grandes alturas o curvatura en planta, etc.)
- Minimización de problemas ambientales durante la ejecución.
- Uso simple y favorable de sistemas continuos, incluyendo tableros inferiores de hormigón en zonas de apoyo.

En comparación con sistemas de acero:

- Mayor rigidez y mejor respuesta funcional.
- Mejores características de mantenimiento y durabilidad.
- Reducción de los sistemas secundarios de arriostramiento.
- Costes menores gracias a una reducción de la cantidad total requerida de acero, especialmente en sistemas continuos.

4. ACCIÓN ESTRUCTURAL

4.1 Zonas de Momento Flector Positivo

Independientemente del tipo de puente considerado, la eficacia máxima se consigue adoptando secciones transversales y procesos de ejecución que maximicen el potencial del sistema mixto.

Esta consideración ha dado lugar, en el pasado, a la utilización de construcción apuntalada de la sección parcial de acero o a sistemas con deformación previa (pretensados, precombados, preflexionados). Alternativamente, se proporcionó una continuidad provisional mediante el embridado temporal de uniones en la sección metálica, transfiriendo este efecto a la totalidad del sistema mixto después del endurecimiento de la losa. Hoy en día, esta técnica ha dejado de ser necesaria gracias a la adopción de métodos de cálculo en estado límite, o el análisis elasto-plástico no lineal, para establecer la resistencia a la rotura de las secciones transversales, junto con un control adecuado de las condiciones funcionales y de servicio. De esta forma, se obtiene el mayor beneficio de los materiales estructurales incluidos en la sección sin complicar el proceso de ejecución, pero tomando en consideración algunos aspectos especiales del diseño de la sección.

En la práctica actual, pueden obtenerse condiciones de estado límite último y de servicio para la viga de acero no apuntalada que son similares a las alcanzadas en la solución apuntalada mediante la inclusión de un ala superior ligeramente mayor, un rigidizador longitudinal de alma e imponiendo al elemento metálico una contraflecha de aproximadamente L/200 en el taller. De esta forma pueden reducirse los problemas de construcción y/o algunas veces puede llegar a ser viable alcanzar soluciones que son casi imposibles de obtener de otra forma.

El comportamiento elasto-plástico de las secciones transversales, con la consecuente redistribución del patrón interno de tensión que permite la utilización total de los materiales en estado límite último, comienza antes en la viga sin apuntalar (γ_f = 1,21) que en la viga apuntalada. En el caso apuntalado ocurre mucho más cerca del colapso (γ_f = 1,35), con una tasa mayor de transición al estado plástico.

El carácter compacto de las secciones transversales que permite el desarrollo de una rótula plástica puede establecerse partiendo de los criterios definidos en el Eurocódigo 4[1]. Estos criterios dependen de la calidad del acero y de las zonas comprimidas del alma. Dada la variación de la ubicación de la fibra neutra en los campos elásticos o elasto-plásticos, se deberá considerar la posición de la fibra neutra para determinar el valor más desfavorable que pueda darse.

En los casos en los que no pueda utilizarse una sección compacta por criterios económicos, debido al requisito de un gran canto de viga, sería mejor adoptar secciones transversales semicompactas (clase 3) o esbeltas (clase 4), con métodos elásticos de cálculo. Los procedimientos de apuntalamiento y combado, embridados provisionales, preflexión o pretensado, etc. podrían ser de interés para la obtención de la solución más favorable.

Cuando se utiliza construcción apuntalada es necesario considerar cuidadosamente la estabilidad de las alas superiores de los elementos de acero durante la fase no mixta debido a los tamaños mínimos normalmente adoptados. Este aspecto es particularmente importante cuando el tablero se sitúa en paralelo a las vigas.

4.2 Zonas de Momento Flector Negativo

Normalmente, los momentos flectores negativos implican la existencia de sistemas hiperestáticos. En estos casos debería analizarse la redistribución de los esfuerzos externos a lo largo del tiempo causada por los efectos de la fluencia y la retracción. Este

análisis puede ser aproximado si se incluye el control final de la estructura que tiene en cuenta las condiciones elástico-plásticas en las secciones críticas, ya que, en este caso, todos los procesos dependientes del tiempo tienen poco efecto sobre la resistencia final a la flexión de las secciones normalmente bien condicionadas.

A diferencia de las zonas positivas anteriormente comentadas, las zonas de momento negativo son altamente complejas desde el punto de vista analítico. Ofrecen muchas posibilidades de proyecto y requieren un fuerte control de sus condiciones. La habilidad del proyectista reside en ponerlo a prueba para poder derivar las máximas ventajas del método mixto de construcción.

4.2.1 Factores Principales a Considerar

Los siguientes deberían recibir una especial atención:

a. La losa superior de hormigón del tablero, necesaria por razones funcionales, se encuentra a tracción y, por lo tanto, aparentemente no contribuye a la resistencia de la sección transversal. Indirectamente, sin embargo, se obtendrán beneficios de su presencia gracias a los siguientes factores:

   - **Pretensado interno:** la utilización de aceros de alta resistencia económicamente eficaces en pretensado permite tener en cuenta toda la resistencia por inercia del tablero de hormigón.

   - **Armadura pasiva:** debido a la unión con el hormigón, las barras de armadura permanecen activas en la sección transversal total. En este caso la inercia del tablero de hormigón se utiliza sólo parcialmente debido a la fisuración. Este comportamiento crea algunas dificultades analíticas cuando cambian los esfuerzos externos.

   - **Pretensado externo:** puede llegar a ofrecer el resultado óptimo combinando aspectos de las dos soluciones anteriores.

b. El momento flector viene acompañado normalmente de altos esfuerzos cortantes que requieren que el proyectista compruebe la interacción entre momento y esfuerzo cortante M-V o M-V-T cuando existe torsión. Esta comprobación conlleva la necesidad de aumentar el espesor del alma de la sección de acero y la utilización de secciones incluso más compactas que en las zonas de momento positivo.

   Las condiciones de las secciones transversales compactas para estas zonas de momento negativo se muestran en la figura 8, manteniendo las limitaciones dimensionales del alma y del ala de acuerdo con los valores indicados en el Código para las zonas de momento positivo.

c. Debería considerarse la posibilidad de utilizar una zona de la losa inferior de hormigón en acciones conjuntas dobles. La idoneidad de este enfoque, en términos económicos, depende del tipo de sección transversal y de los procedimientos acordados para su ejecución. Normalmente, esta solución constituye una opción competitiva en el caso de vigas de cajón semiabiertas y cuando las losas locales están ubicadas en el extremo inferior de las secciones transversales metálicas. El hormigón en estas zonas está situado dentro del canto de la sección, por lo que las tensiones pueden llegar a ser muy altas, requiriendo un control adecuado de los fenómenos reológicos.

   Las losas inferiores introducen, de forma eficaz, un carácter muy compacto a las secciones, no sólo a la placa inferior de acero sino también al alma, ya que la fibra neutra se encuentra cerca del borde inferior.

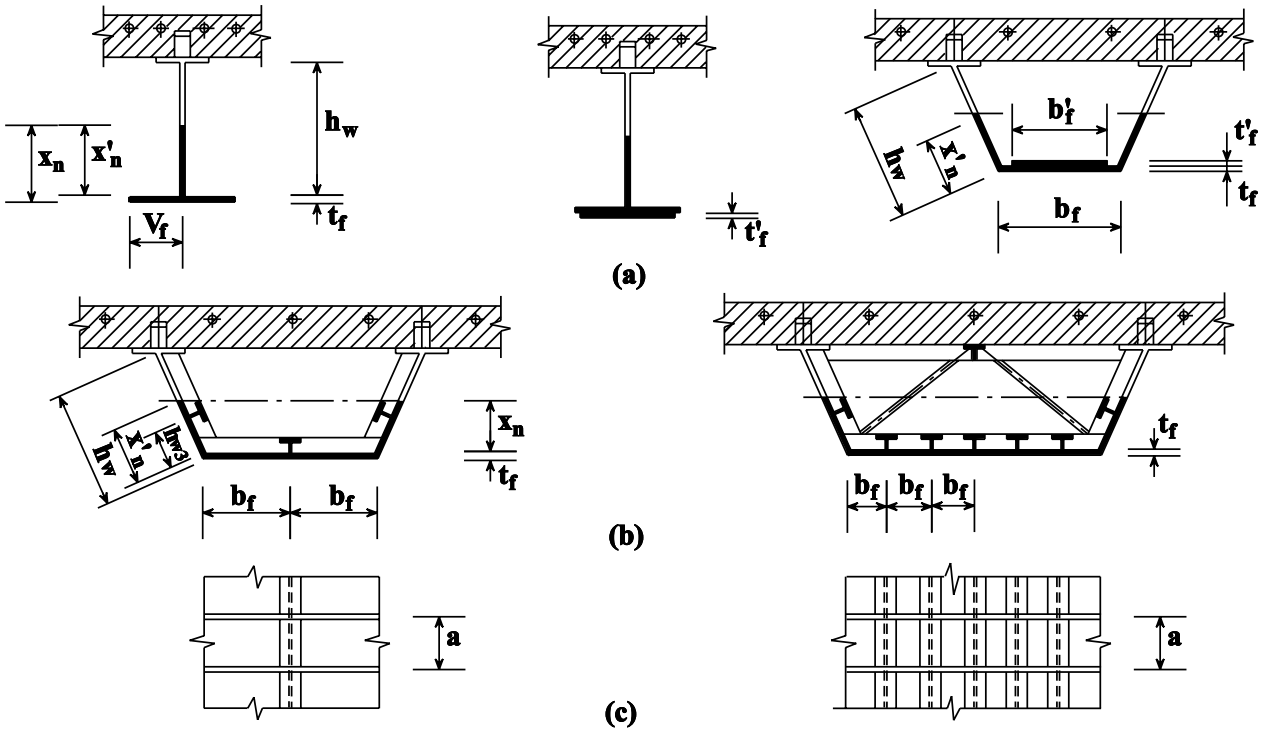


Figura 8 Secciones compactas en zona de momentos flectores negativos

d. Control de estabilidad lateral y pandeo

El tipo de sección transversal y método de ejecución juega un papel muy significativo en la determinación de la importancia de estos problemas y en la correcta selección de los elementos o sistemas de arriostramiento y rigidización. En estos casos adquieren importancia las consideraciones de fatiga. Deberían considerarse cuidadosamente las uniones entre los elementos principales y el arriostramiento secundario, con el objetivo de apuntalar la sección transversal de forma sencilla, evitando un complejo arriostramiento interno.

4.2.2 Aspectos Conceptuales

Para ser coherente en las zonas de momento negativo, deben tenerse en cuenta ciertos aspectos conceptuales y estructurales. Los más importantes son los siguientes:

a. **Fisuración de la losa de hormigón**

La magnitud y extensión de la fisuración de la losa del tablero en las zonas de momento negativo es muy variable y depende de la carga actual sobre la estructura. Por lo tanto, no debería utilizarse la hipótesis de superposición de cargas, sino que debería analizarse una condición alternativa para cada estado completo de carga.

De igual forma, el hecho de ignorar totalmente la contribución del hormigón fisurado (en las zonas de tracción entre fisuras) a la rigidez de la estructura (un efecto conocido como rigidización por tracción) conduce a una sobre estimación de la amplitud de la flecha y del ancho de las fisuras y al cálculo de límites incorrectos de flexión.

En vista de este efecto, se requiere un método de análisis más preciso que consista en el cálculo de diagramas de rela-

ción de momento-curvatura para las secciones transversales que tengan en cuenta la rigidización por tracción. Como alternativa, puede aplicarse la fórmula siguiente para determinar un valor efectivo (I_m) del momento de inercia de la sección transversal:

$$\frac{1}{I_m} = \frac{M_r}{M} + \frac{1}{Io} + \left(1 - \frac{M_r}{M}\right)\frac{1}{I_r} \quad \text{para } \frac{M}{M_r} \geq 1$$

donde

M_r es el momento flector con que se inicia la fisuración de la sección transversal.

M es el momento flector real de la sección.

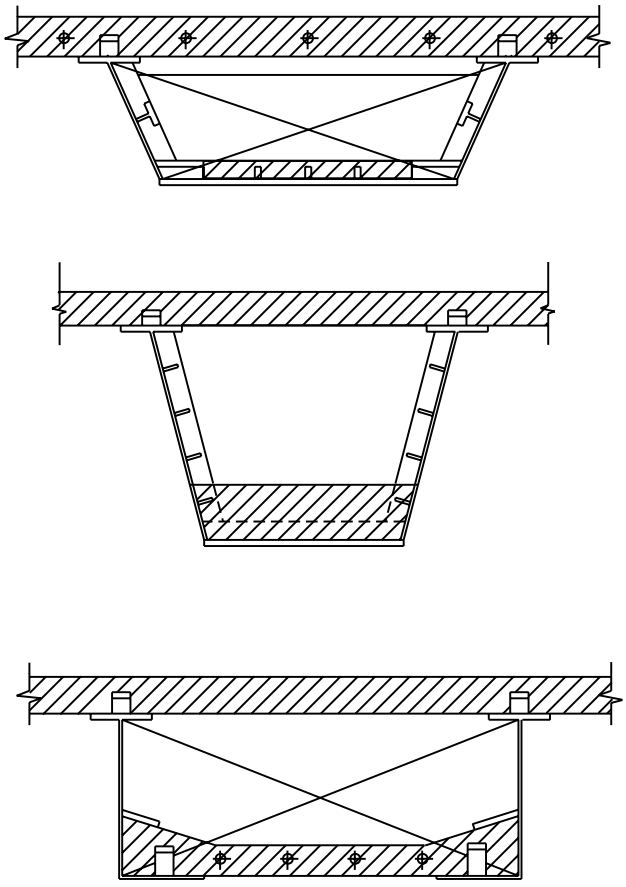


Figura 9 Losa de hormigón inferior con doble acción mixta

I_o es el momento de inercia de la sección no fisurada.

I_r es el momento de inercia de la sección fisurada ignorando el hormigón a tracción.

Habiendo evaluado el momento efectivo de inercia de las zonas fisuradas, puede efectuarse una distribución de momento inicial y un análisis sucesivo paso a paso. Uno o dos pasos es todo lo que normalmente se requiere para estimar las condiciones reales de compatibilidad entre momentos flectores y de inercia en las zonas de momento negativo.

El comentario anterior debería considerarse tan válido para los estados de servicio como para el estado límite último, con la adopción de cargas ponderadas en el cálculo. No resulta válido adoptar la carga característica y después aumentar los efectos por el valor γ_f para el cálculo de la sección transversal.

Aspectos adicionales como, por ejemplo, la incidencia de efectos dependientes ocasionados por la carga permanente y la pre-postfisuración de la losa introducen complejidades que se encuentran normalmente bien cubiertas por el control del estado límite último de fisuración utilizando el ancho característico de la fisura Wk = (1,64 δ).

b. **Pretensado de la losa de hormigón del tablero**

La introducción de pretensado en la losa de hormigón puede realizarse de distintas formas, cada una de ellas con características diferentes como sigue:

- **Pretensado posterior a la unión.** El pretensado se aplica normalmente en una fase temprana cuando el módulo de elasticidad del hormigón tiene un valor bajo. El cálculo para la transferencia del pretensado desde el hormigón al acero

puede ser muy importante en relación a la reducción de valores de pretensado del hormigón y, en consecuencia, a la reducción del momento resistente M_r de la sección transversal fisurada.

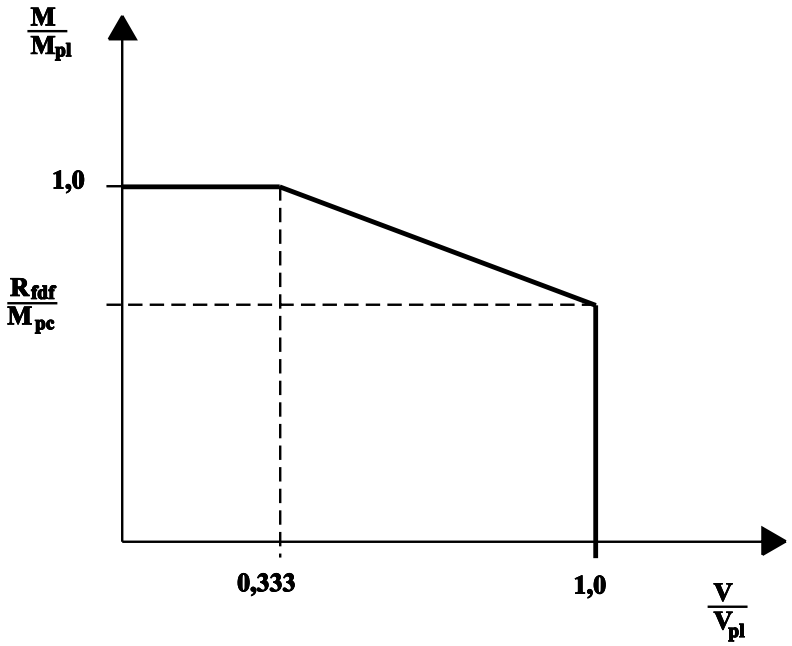
- **Pretensado anterior a la unión.** Es muy eficaz en las fases iniciales, pero los efectos del tiempo como, por ejemplo, la fluencia y la retracción tienden a reducir los efectos finales. El pretensado se transfiere a los elementos de acero por medio de la adherencia y rozamiento con la losa de hormigón. Estos problemas pueden solucionarse sólo adoptando procedimientos esmerados y costosos.

Las soluciones de pretensado externo que permiten una fisuración controlada en la losa de hormigón pueden aplicarse en las fases adecuadas, y las que afectan a todo el sistema pueden llegar a representar soluciones intermedias favorables.

Los procedimientos de cálculo moderno para puentes mixtos tienden a incorporar pretensado en la dirección transversal.

c. Interacción momento flector-esfuerzo cortante

La consideración simultánea del esfuerzo cortante y de la flexión puede realizarse utilizando un diagrama simplificado como el que se proporciona en el Eurocódigo 4, figura 10, especialmente cuando se trata de elementos compactos o semicompactos.



M_{pc} = **Momento flector último de sección mixta.**
d_f = **Distancia entre líneas de acción de fuerzas longitudinales en las dos alas de la sección mixta.**
R_f = **Umbral inferior de las resistencias a fuerzas longitudinales en las dos alas de la sección mixta.**

Figura 10 Diagrama de interacción de flexión y cortante combinados

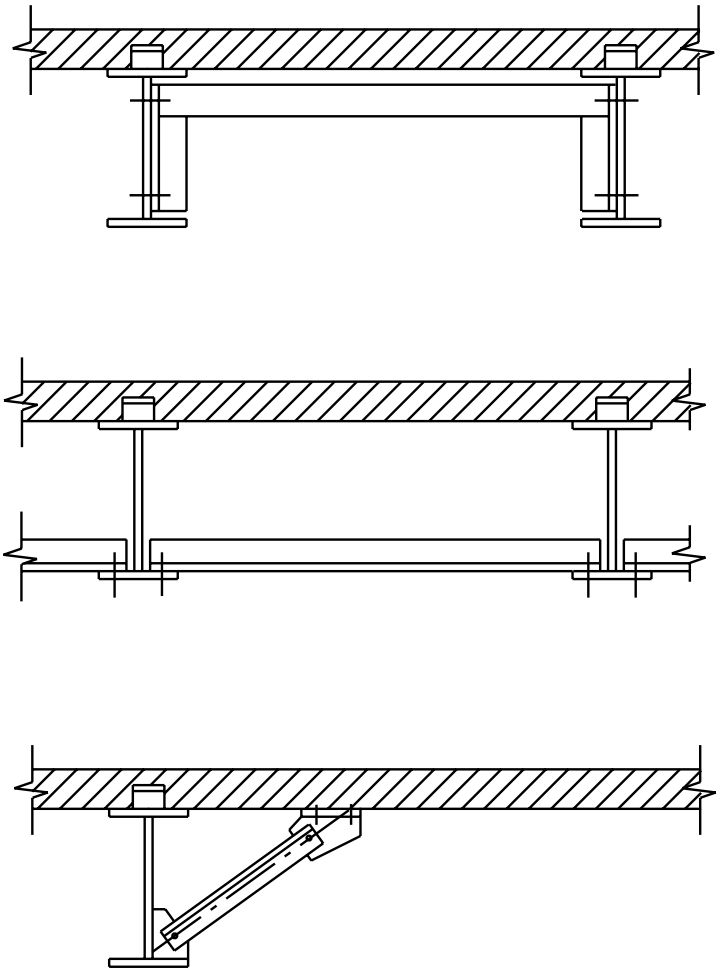


Figura 11 Métodos de estabilización del ala inferior en zona de momentos negativos

d. **Estabilidad lateral de las alas inferiores a compresión**

La zona de momento negativo de los elementos simples de acero se encuentra normalmente sin apuntalar y la esbeltez relativa de la viga debe tenerse en cuenta. La coacción lateral (como, por ejemplo, pórticos en U o barras comprimidas atadas a la losa de hormigón o a otra viga paralela, véase la figura 11) con una resistencia del 1% del esfuerzo axial en el ala inferior puede proporcionar un aumento significativo de la resistencia.

e. **Losas inferiores de hormigón**

Las losas inferiores de hormigón pueden soportar tensiones de servicio más altas que las permisibles en las losas superiores de hormigón. Pueden resistir tensiones más altas gracias a que el acero normalmente proporciona una restricción al hormigón y porque a lo largo del tiempo se produce una reducción significativa de la tensión causada por los efectos de fluencia y retracción.

5. CONEXIONES POR ESFUERZO RASANTE

La conexión por esfuerzo rasante debe ser completa y adecuada, salvo en puentes muy grandes con secciones transversales extremadamente esbeltas, calculadas básicamente para condiciones de rigidez o estabilidad y también en los casos en que se analiza la estructura utilizando métodos elásticos, con construcción no apuntalada, de los elementos de acero.

El término “Completo” hace referencia a la provisión de un número suficiente de conectadores para resistir el máximo esfuerzo rasante que pueda desarrollar la sección transversal parcial en el plano de unión, sin considerar el límite real de tensiones tangenciales definidas por los cálculos estructurales. Una conexión “incompleta” sería, por lo tanto, aquélla que estrictamente resiste las tensiones tangenciales que desarrolla el sistema mixto en su superficie debido a la carga y proceso de construcción.

El término “Adecuado” indica la provisión de una unión apropiada al proceso resistente-deformador asumido en el análisis de la estructura. Por lo tanto, si el sistema es compacto y requiere la utilización completa de redistribuciones elasto-plásticas, es esencial emplear sistemas de unión flexibles o dúctiles, capaces de adaptarse a la transferencia del esfuerzo cortante y deslizamiento en el plano de unión. Sin embargo, para sistemas esbeltos calculados utilizando un análisis completamente elástico, deben utilizarse conectadores rígidos que proporcionen un deslizamiento mínimo, garantizando así que los elementos se comporten de acuerdo con los supuestos de cálculo.

Además, debería estimarse con alguna precisión la incidencia local de la fluencia y la retracción en los extremos de las vigas en puentes.

De igual forma, la introducción de acciones locales como, por ejemplo, el pretensado, también da lugar a esfuerzos cortantes significativos en las uniones que deben tenerse en cuenta.

6. FABRICACIÓN Y MONTAJE

El diseño detallado de los componentes de acero de un puente mixto debe considerar el proceso de fabricación y montaje de la estructura metálica y la técnica a utilizar en el hormigonado de la losa del tablero.

El diseño está particularmente influenciado por la longitud y peso de los elementos fabricados de acero y la provisión de juntas soldadas y atornilladas in situ.

Las secciones transversales deben construirse de forma que los travesaños de acero y el arriostramiento no compliquen las operaciones de encofrado y colocación de la losa de hormigón del tablero.

También es importante asegurarse de que se proporcionan algunos taladros en el alma de acero para permitir flexibilidad en la fijación del encofrado temporal.

La debida atención a estos detalles durante la fase de proyecto facilitará sustancialmente las operaciones durante la fase de ejecución.

7. RESUMEN FINAL

1. Los puentes mixtos pueden proporcionar significativas ventajas en comparación con los puentes fabricados completamente de hormigón o completamente de acero.

2. Se debe considerar cuidadosamente el comportamiento estructural de los puentes mixtos en las zonas de momento positivo y negativo.

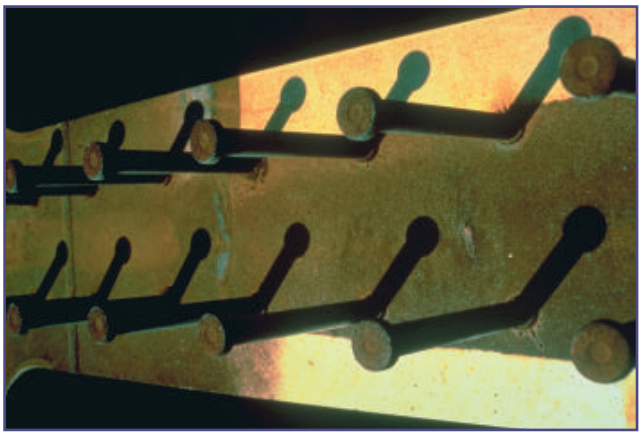
3. El rendimiento de los conectadores en la unión acero/hormigón es crucial para la determinación del rendimiento generalizado del puente mixto.

4. Una correcta consideración de las técnicas de montaje, en la fase de proyecto, puede conducir a una simplificación del procedimiento de montaje y a un correspondiente ahorro de tiempo y costes.

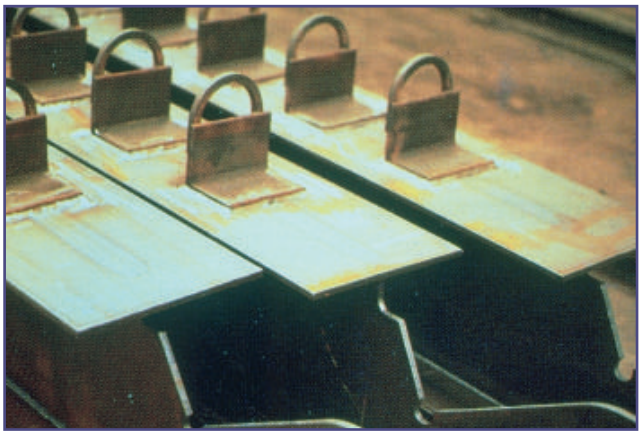
8. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 4: ”Design of Composite Steel and Concrete Structures“: ENV 1994-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN (en imprenta).

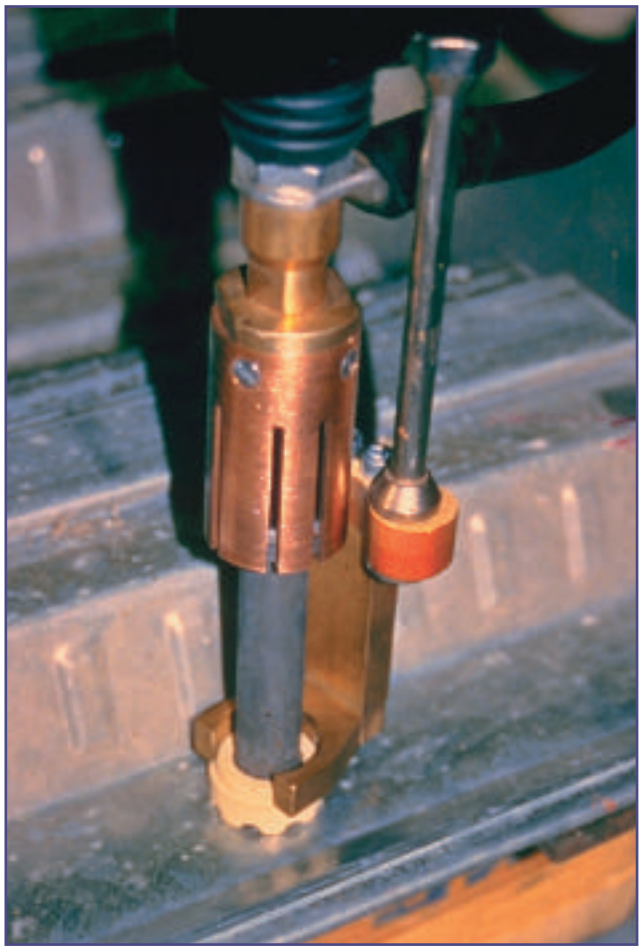
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 12: CONSTRUCCIÓN MIXTA



T12c1 Detalle de conectores



T12c2 Conectores en forma de orejetas en el ala superior de la viga



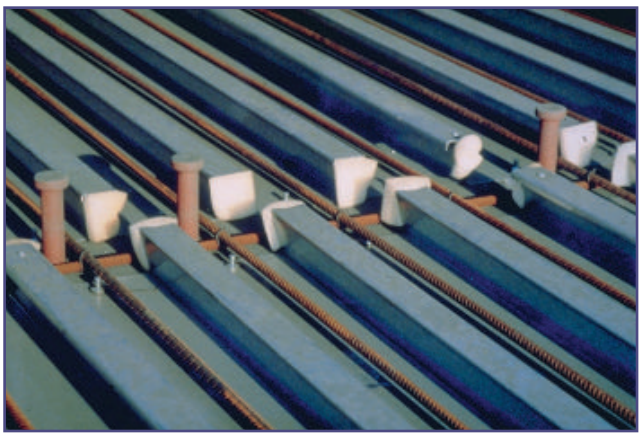
T12c3 Soldado de conectores a través de chapa galvanizada de forjado



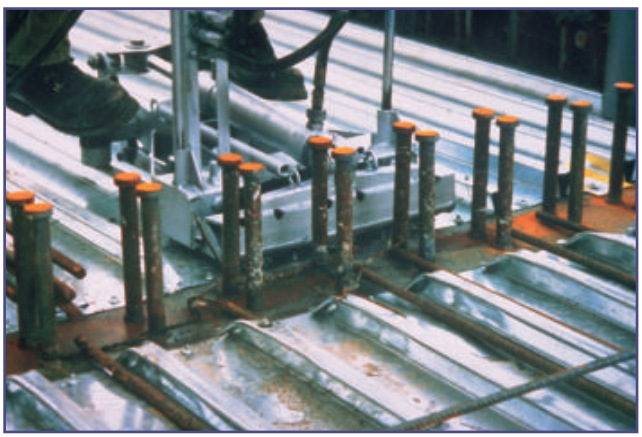
T12c4 Viga con conectores para forjado de losa de hormigón armado



T12c5 Conectores ligeros colocados por disparo



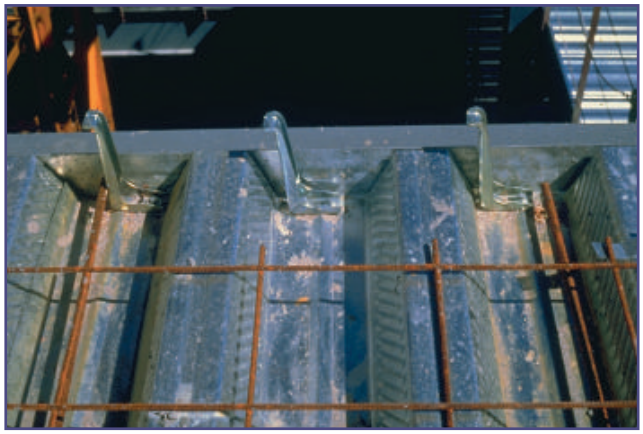
T12c6 Forjado mixto con chapa colaborante listo para hormigonar



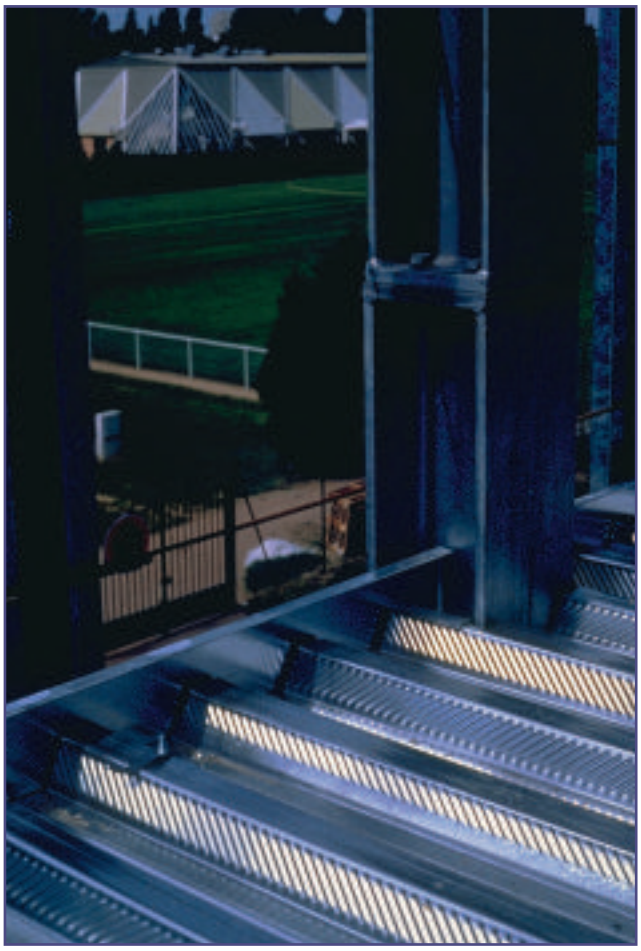
T12c7 Forjado mixto con chapa colaborante listo para hormigonar



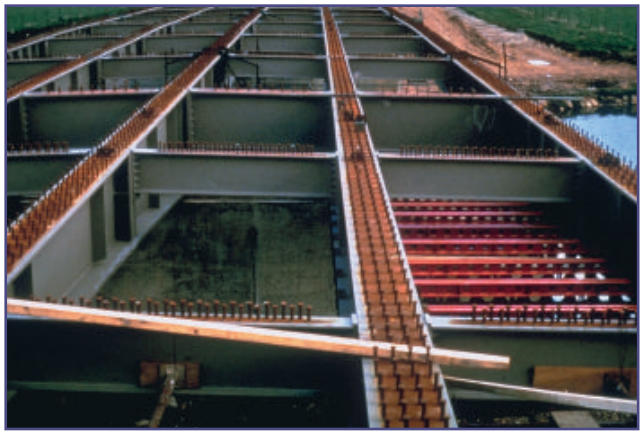
T12c8 Forjado mixto con chapa colaborante colocada a través de conectores soldados en taller



T12c9 Disposición de mallazo previo al hormigonado



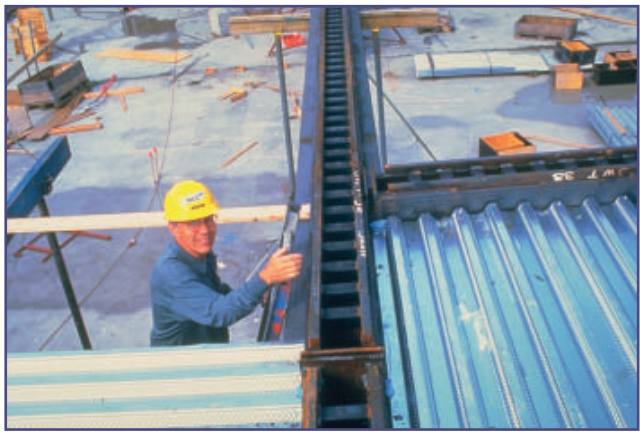
T12c10 Utilización de chapa como remate de encofrado de borde



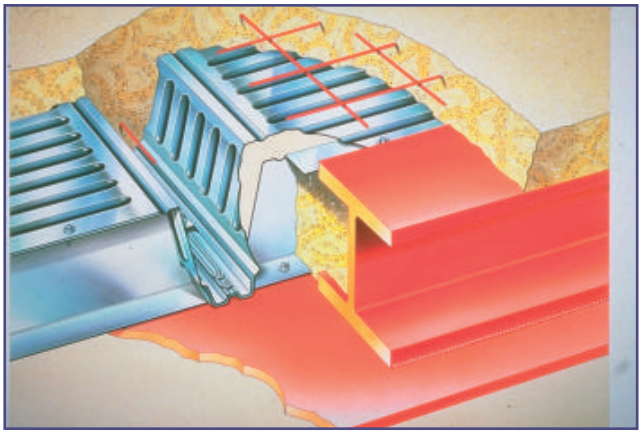
T12c11 Puente Thamesmead durante la ejecución, Reino Unido



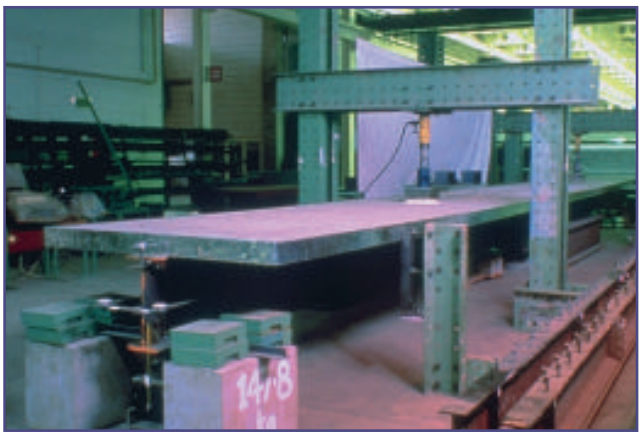
T12c12 Vigas y pilares mixtos para entramado mixto



T12c13 Montaje de tablero compuesto (viga Thor)



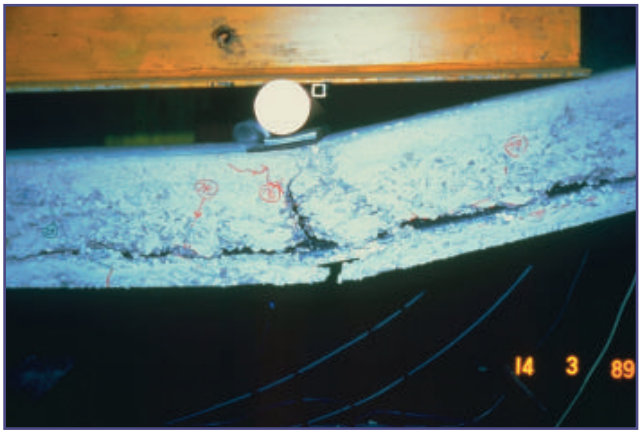
T12c14 Suelo integrado con chapa colaborante



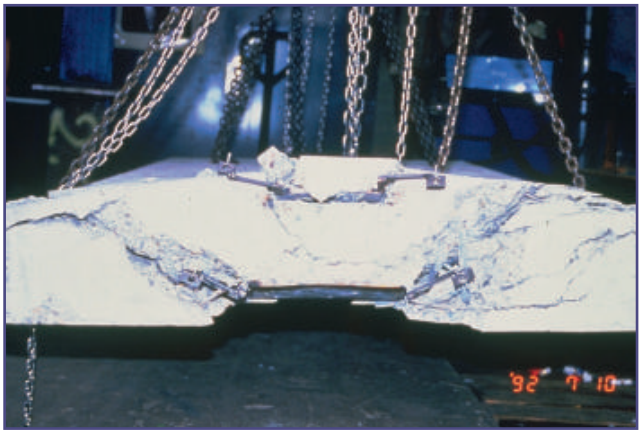
T12c15 Ensayo de viga mixta



T12c16 Hendidura de borde de forjado mixto para ensayo



T12c17 Grieta por rotura en losa mixta. Ensayo



T12c18 Ensayo de rotura de viga de forjado integrado, mostrando grieta de cortante en el hormigón



T12c19 Fallo de conector por cortante