9

Elementos estructurales

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 9

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Lección 9.1: Métodos de Análisis de estructuras de acero 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 ANÁLISIS ELÁSTICO GLOBAL 5
3 ANÁLISIS PLÁSTICO GLOBAL 9
4 COMENTARIOS ADICIONALES 13
5 RESUMEN FINAL 14
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 14

Lección 9.2: Clasificación de secciones transversales 15

1 INTRODUCCIÓN 18
2 CONDICIONES PARA LA CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES 19
3 CRITERIOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE SECCIONES 21
4 RESUMEN FINAL 26
5 BIBLIOGRAFÍA 26
APÉNDICE I 27

Problema Resuelto 9.1 (i), (ii) y (iii): Clasificación de secciones transversales 33

PROBLEMA 9.1 (i) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A COMPRESIÓN 36
PROBLEMA 9.1 (ii) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN 38

PROBLEMA 9.1 (iii) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN 40

Lección 9.3: Pandeo local 47

1 INTRODUCCIÓN 50
2 DEFINICIÓN DE "ANCHURAS EFECTIVAS" 51
3 CÁLCULO DE LAS BARRAS 52
3.1 Pilares en compresión 52
3.2 Vigas en flexión 53
3.3 Pilares excéntricos 54
4 RESUMEN FINAL 55
5 BIBLIOGRAFÍA 55

Problema Resuelto 9.2: Pandeo local 57

1 PROBLEMA 59
2 HIPÓTESIS 61
3 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN BRUTA 62
3.1 Área de la sección A_g 62
3.2 Posición z_g del centroide 62
3.3 Segundo momento de inercia respecto al eje yy 62
3.4 Módulos de la sección 62
4 SECCIÓN EFECTIVA PARA LA COMPRESIÓN AXIAL 63
4.1 Determinación de la clase de la sección 63
4.2 Determinación de las anchuras efectivas 63
4.3 Propiedades de la sección 64
5 SECCIÓN EFECTIVA PARA LA FLEXIÓN 65
5.1 Determinación de la clase de la sección 65
5.2 Determinación de las anchuras efectivas 67
5.3 Propiedades de la sección 68
5.3.1 Área de la sección $A_{eff,M}$ 68
5.3.2 Posición del centroide 68

5.3.3 Segundo momento de inercia en el eje yy 68
5.3.4 Módulo de sección 68
5.4 Posibilidad de seguir mejorando 69

Lección 9.4.1: Elementos sometidos a tracción I 71

1 INTRODUCCIÓN 74
2 COMPORTAMIENTO DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS EN TRACCIÓN 76
2.1 En general 76
2.2 Tensiones residuales 76
2.3 Uniones 77
3 ANÁLISIS 79
3.1 Condiciones de rigidez 79
3.2 Resistencia de la sección 79
3.2.1 Área neta 80
3.2.2 Resistencia de las secciones netas 80
3.2.3 Verificación 81
4 RESUMEN FINAL 83
5 BIBLIOGRAFÍA 83

Problema Resuelto 9.3 (i), (ii) y (iii): Elementos sometidos a tracción I 85

PROBLEMA 9.3 (i) 88
PROBLEMA 9.3 (ii) 91
PROBLEMA 9.3 (iii) 94

Lección 9.4.2: Elementos sometidos a tracción II 97

1 INTRODUCCIÓN 100
2 COMPOSICIÓN DE CABLES 101
3 PROPIEDADES MECÁNICAS 103

4 VALORES DE CÁLCULO 104
5 UNIONES 105
6 COMPORTAMIENTO DEL CABLE 106
7 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEBIDO A LA FLECHA 110
8 RESUMEN FINAL 111
9 BIBLIOGRAFÍA 111

Problema Resuelto 9.4 (i), (ii): Elementos sometidos a tracción II 113

PROBLEMA 9.4 (i) 116
PROBLEMA 9.4 (ii) 121

Lección 9.5.1: Pilares I 127

1 INTRODUCCIÓN 130
2 CLASES PRINCIPALES DE ELEMENTOS DE COMPRESIÓN 131
2.1 Elementos simples con sección uniforme 131
2.2 Elementos simples con sección no uniforme 132
2.3 Pilares compuestos 132
3 COMPRESIÓN PURA SIN PANDEO 136
3.1 Pilares gruesos y cortos 136
3.2 Área efectiva 136
4 ESTABILIDAD DE PILARES DE ACERO ESBELTOS 137
4.1 Tensión crítica de Euler 137
4.2 Pandeo de pilares reales 137
5 LAS CURVAS DE PANDEO EUROPEAS 141
5.1 Esbeltez de referencia $\overline{\lambda}$ 141
5.2 Base de las curvas de pandeo de la ECCS 141
5.3 Imperfección inicial de curvatura equivalente 143
5.4 Pasos del cálculo de elementos en compresión 145
6 RESUMEN FINAL 146
7 BIBLIOGRAFÍA 146

Lección 9.5.2: Pilares II 147

1 INTRODUCCIÓN 150
2 FORMULACIÓN ANALÍTICA DE LAS CURVAS DE PANDEO EUROPEAS 151
2.1 Deflexión inicial 151
2.2 Excentricidad de la carga aplicada 151
2.3 La fórmula de Ayrton-Perry 152
2.4 Factor de imperfección generalizado 152
2.5 Formulación europea 153
3 PANDEO POR TORSIÓN Y FLEXO-TORSIÓN 155
3.1 Sección sometida a pandeo por torsión o flexo-torsión 155
3.2 Pandeo por torsión 156
3.3 Pandeo por flexo-torsión 156
4 RESUMEN FINAL 158
5 BIBLIOGRAFÍA 158

Problema Resuelto 9.5 (i), (ii) y (iii): Cálculo de Pilares 159

EJEMPLO 9.5 (I) INFLUENCIA DE LA FORMA DE LA SECCIÓN EN EL PESO DEL PILAR 162
1.1 Consideraciones generales 163
1.2 Pandeo por el eje débil 164
1.3 Pandeo por el eje fuerte 166
1.4 Formas de doble simetría 167
1.5 Conclusión 168
EJEMPLO 9.5 (II) INFLUENCIA DE LA ESBELTEZ EN LA RESISTENCIA PORTANTE DEL PILAR 169
EJEMPLO 9.5 (III) INFLUENCIA DE LA LONGITUD DE PANDEO POR EL EJE FUERTE Y EL EJE DÉBIL SOBRE EL CÁLCULO DEL PILAR 174

Lección 9.6: Pilares compuestos 177

1 INTRODUCCIÓN 180
2 EL EFECTO DE LAS DEFORMACIONES CORTANTES EN LA CARGA ELÁSTICA CRÍTICA DEL PILAR 182

3 EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ AL CIZALLAMIENTO DE LOS PILARES COMPUESTOS ARMADOS A ESCUADRA EN ÁNGULO 185
3.1 Pilares de celosía 185
3.2 Pilares compuestos armados a escuadra 187
3.3 Comparación cuantitativa 188
4 LAS CARGAS ELÁSTICAS CRÍTICAS DE LOS PILARES COMPUESTOS 192
5 CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILARES DE ACERO COMPUESTOS Y LA FILOSOFÍA DE CÁLCULO DEL EUROCÓDIGO 3 193
6 RESUMEN FINAL 197
7 BIBLIOGRAFÍA 197

Problema Resuelto 9.6: Cálculo de pilares compuestos 199

PROBLEMA 9.6 CÁLCULO DE PILARES COMPUESTOS 202
Problema 202
Cálculo de los esfuerzos internos 204
Resistencia al pandeo de los componentes 205

Lección 9.7: Longitudes de pandeo 209

1 INTRODUCCIÓN 212
2 LONGITUD EFECTIVA DE PILARES 213
3 PILARES DE PÓRTICOS SIN FLECHA HORIZONTAL 218
4 PILARES DE PÓRTICOS CON FLECHA HORIZONTAL 221
5 RESUMEN FINAL 222
6 BIBLIOGRAFÍA 222

Problema Resuelto 9.7 (i), (ii) y (iii): Longitudes efectivas 223

PROBLEMA 9.7 (i) CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE PANDEO DE PÓRTICOS SIN FLECHA HORIZONTAL 226
Problema 226
Factores de distribución 226
Longitudes de Pandeo 227

PROBLEMA 9.7 (ii) CÁLCULO DE LAS LONGITUDES DE PANDEO DE PÓRTICOS CON FLECHA HORIZONTAL 229
Problema 229
Factores de distribución 229
Longitudes de pandeo 231
PROBLEMA 9.7 (iii) CÁLCULO DE LAS LONGITUDES EFECTIVAS EN EL PLANO Y FUERA DEL PLANO 233
Problema 233
Factores de distribución 233
Longitudes de pandeo 234

Lección 9.8.1: Vigas arriostradas I 237

1 INTRODUCCIÓN 240
2 TIPOS DE VIGA 241
3 CÁLCULO DE LA FLEXIÓN SIMPLE DE VIGAS 242
4 CÁLCULO DEL CIZALLAMIENTO DE VIGAS 246
5 DEFLEXIONES 248
6 FLEXIÓN DE SECCIONES ASIMÉTRICAS 249
7 FLEXIÓN BIAXIAL 251
8 FLEXIÓN Y TORSIÓN 252
9 RESUMEN FINAL 253
10 BIBLIOGRAFÍA 253

Lección 9.8.2: Vigas arriostradas II 255

1 INTRODUCCIÓN 258
2 COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS DE ACERO EN FLEXIÓN 259
2.1 Vigas determinadas estáticamente 259
2.2 Vigas indeterminadas estáticamente 261
2.3 Flexión de secciones en I 264
2.4 Flexión de secciones monosimétricas 264
3 EFECTO DEL ESFUERZO CORTANTE 266
4 COMPORTAMIENTO PLÁSTICO CON CARGA GENERAL COMBINADA 267

5 RESUMEN FINAL 268
6 BIBLIOGRAFÍA 268

Problema Resuelto 9.8 (i), (ii) y (iii): Vigas arriostradas lateralmente ... 269

PROBLEMA 9.8 (i) 272
Notación 272
Problema 273
PROBLEMA 9.8 (ii) 277
Problema 277
PROBLEMA 9.8 (iii) 281
Problema 281

Lección 9.9.1: Vigas no arriostradas I 285

1 PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LAS SECCIONES PARA VIGAS 288
2 RESPUESTA DE LAS VIGAS ESBELTAS A LA CARGA VERTICAL 289
3 MODELO FÍSICO SIMPLE 291
4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD LATERAL 292
5 EL ARRIOSTRAMIENTO COMO MEDIO DE MEJORA DEL COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS 294
6 APLICACIÓN AL CÁLCULO 295
7 EL MÉTODO DEL EUROCÓDIGO 3 297
8 RESUMEN FINAL 300
9 BIBLIOGRAFÍA 300
APÉNDICE: Desviación de λ_{LT} 301

Lección 9.9.2: Vigas no arriostradas II 305

1 INTRODUCCIÓN 308
2 SIGNIFICADO FÍSICO DE LA SOLUCIÓN 311
3 AMPLIACIÓN A OTROS CASOS 313
3.1 Configuración de la carga 313

3.2 Nivel de la carga 313
3.3 Condiciones del apoyo lateral 314
3.4 Vigas continuas 315
3.5 Otras vigas que no sean secciones en I de doble simetría 315
3.6 Vigas arriostradas 316
4 RESUMEN FINAL 317
5 BIBLIOGRAFÍA 317
APÉNDICE 1: ANÁLISIS DEL PANDEO LATERAL CON TORSIÓN 319
APÉNDICE 2: PANDEO DE UNA VIGA CARGADA EN EL CENTRO 323

Problema Resuelto 9.9 (i), (ii) y (iii): Vigas no arriostradas lateralmente 327

PROBLEMA 9.9 (i) 330
PROBLEMA 9.9 (ii) 333
PROBLEMA 9.9 (iii) 337

Lección 9.10.1: Vigas-columna I 341

1 INTRODUCCIÓN 344
2 COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN 345
3 ESTABILIDAD GENERAL 348
4 TRATAMIENTO EN LOS CÓDIGOS DE CÁLCULO 350
5 EFECTO DE LA FORMA DE LOS MOMENTOS PRIMARIOS 352
6 RESUMEN FINAL 353
7 BIBLIOGRAFÍA 353

Lección 9.10.2: Vigas-columna II 355

1 INTRODUCCIÓN 358
2 FORMAS DE COMPORTAMIENTO 359
3 PANDEO POR FLEXOTORSIÓN 361
4 CÁLCULO 362

5 FLEXIÓN BIAXIAL 363
6 CÁLCULO DE LA FLEXIÓN Y COMPRESIÓN BIAXIAL 364
7 CÁLCULO DE SECCIONES QUE NO SEAN DE CLASE 1 O 2 365
8 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES K 366
9 VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN 368
10 RESUMEN FINAL 369
11 BIBLIOGRAFÍA 369

Lección 9.10.3: Vigas-columna III 371

1 INTRODUCCIÓN 374
2 MÉTODOS PARA VERIFICAR ELEMENTOS AISLADOS 375
2.1 Vigas-columna sólo con flexión monoaxial 375
2.2 Vigas-columna con flexión biaxial 377
3 MÉTODO PARA VERIFICAR PÓRTICOS COMPLETOS 378
3.1 En general 378
3.2 Hipótesis básica 378
3.3 Instrumentos del procedimiento 379
4 RESUMEN FINAL 380
5 BIBLIOGRAFÍA 380

Problema Resuelto 9.10 (i), (ii) y (iii): Vigas columna – Compresión y flexión mono y biaxial 381

PROBLEMA 9.10 (i) COMPRESIÓN Y FLEXIÓN POR EL EJE DÉBIL DE UNA SECCIÓN H 384
PROBLEMA 9.10 (ii) COMPRESIÓN Y FLEXIÓN POR EL EJE FUERTE DE UNA SECCIÓN H 387
PROBLEMA 9.10 (ii) COMPRESIÓN Y FLEXIÓN DE UNA SECCIÓN H 390

Problema Resuelto 9.11 (i) y (ii): Vigas columna – Compresión y flexión biaxial 393

PROBLEMA 9.11(i) COMPRESIÓN Y FLEXIÓN BIAXIAL DE UNA SECCIÓN H, MOMENTO NO UNIFORME 396

PROBLEMA 9.11(ii) COMPRESIÓN Y FLEXIÓN BIAXIAL DE UNA SECCIÓN H CON VARIAS FORMAS DE APOYO EN EL SENTIDO FUERTE Y EL DÉBIL 399

Lección 9.11: Pórticos 403

1 INTRODUCCIÓN 406
2 SISTEMAS DE PÓRTICOS 407
3 CONSTRUCCIÓN SIMPLE 408
4 CONSTRUCCIÓN CONTINUA 409
5 MÉTODOS DE ANÁLISIS 410
5.1 Análisis elástico de primer orden 410
5.2 Análisis plástico de primer orden 410
5.3 Carga elástica crítica 410
5.4 Análisis elástico de segundo orden 411
5.5 Análisis rígido-plástico de segundo orden 411
5.6 Primer orden, teoría elasto-plástica 411
5.7 Segundo orden, análisis elasto-plástico 411
5.8 Segundo orden, análisis de la zona plástica 412
6 OBSERVACIONES 413
7 CLASIFICACIÓN DE PÓRTICOS 414
7.1 Pórticos arriostrados 414
7.2 Pórticos sin arriostrar 414
7.3 Pórticos con flecha horizontal 415
8 COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS Y CÁLCULO DE PÓRTICOS 418
9 RESUMEN FINAL 421
10 BIBLIOGRAFÍA 421

Lección 9.12: Celosías 423

1 INTRODUCCIÓN A LOS TIPOS Y FINES DE LAS CELOSÍAS 426
2 ELEMENTOS CARACTERÍSTICOS 429
3 CARGAS EN LAS CELOSÍAS 430

4 ANÁLISIS DE LAS CELOSÍAS 431
4.1 En general 431
4.2 Tensiones secundarias de las celosías 431
4.3 Análisis elástico riguroso 433
5 CONSIDERACIONES SECUNDARIAS 434
5.1 Celosías arriostradas en cruz para edificios 434
5.2 Arriostramiento lateral para puentes 434
5.3 Deflexión de las celosías 435
6 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA CELOSÍA 436
6.1 Elementos de compresión en edificios 436
6.2 Elementos de compresión en puentes 437
6.3 Elementos de tracción en edificios 438
6.4 Elementos de tracción en puentes 438
6.5 Elementos expuestos a inversión de la carga 438
7 NOTAS ÚTILES PARA EL CÁLCULO 439
8 RESUMEN FINAL 440

ESDEP TOMO 9
ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Lección 9.1: Métodos de Análisis de estructuras de acero

OBJETIVO/CONTENIDO

Introducir métodos de análisis global y relacionarlos con las hipótesis sobre el comportamiento de los materiales y los efectos de las deformaciones.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Mecánica elemental de materiales.

Análisis elemental de estructuras.

Elementos de cálculo plástico.

Comportamiento elástico y elastoplástico de los materiales.

LECCIONES AFINES

Lección 9.2: Clasificación de secciones transversales

Lección 9.8.1: Vigas arriostradas 1

Lección 9.11: Pórticos

Lecciones del Tomo 16

RESUMEN

El reparto de las fuerzas internas de las estructuras se determina mediante un análisis plástico global. Se puede aplicar una teoría del primer o segundo orden según el tipo de estructura. Estos conceptos se examinan brevemente y se hacen observaciones en términos generales sobre la práctica de proyectos.

1. INTRODUCCIÓN

La verificación de la resistencia de las secciones, la estabilidad de las barras de la estructura o de los perfiles que las componen, y quizá la fatiga, exigen conocer de antemano el reparto de las fuerzas internas en la estructura; de aquí se puede deducir el reparto de las tensiones en cualquier sección que se requiera. La expresión "fuerzas internas" (o también "fuerzas en las barras") designa generalmente y se refiere a las fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos de flexión, momentos de torsión, etc.

Las fuerzas internas de una estructura estáticamente determinada se pueden hallar basándose sólo en la estática. En una estructura estáticamente indeterminada las ecuaciones de equilibrio estático no bastan para resolverlas; hace falta también conocer algo de las condiciones geométricas bajo carga. En esta fase importa entender las diferencias fundamentales entre estructura determinada e indeterminadamente estática (hiperestática). las fuerzas internas de una estructura se pueden determinar, bien por análisis elástico o plástico global. Aunque el análisis elástico global puede usarse en todos los casos, el análisis plástico global sólo sirve cuando la sección de las barras y el acero satisfacen determinadas condiciones.

Las fuerzas internas se pueden hallar mediante distintos métodos, según se pueda despreciar o no el efecto de las deformaciones en la estructura. En la teoría de primer orden, se realizan los cómputos referidos solamente a la geometría inicial de la estructura; en tal caso las deformaciones son tan pequeñas que los desplazamientos resultantes afectan poco a la geometría de la estructura y por ello tampoco varían grandemente las fuerzas que actúan en las barras. La teoría de segundo orden toma en cuenta la influencia de la deformación de la estructura, y por tanto, debe hacerse referencia a la geometría deformada bajo carga. La teoría de primer orden puede servir, por ejemplo, para el análisis global en los casos en que la estructura está debidamente arriostrada, impedida la deformación horizontal, o si los métodos de cálculo prevén indirectamente los efectos de segundo orden. La teoría de segundo orden sirve para todos los casos sin restricciones.

Cuando se puede aplicar la teoría de primer orden, el comportamiento de la estructura hecha con un material que obedezca la ley de Hooke, es lineal por sí mismo; los desplazamientos –de traslación o rotación de cualquier perfil– varían linealmente con las fuerzas aplicadas; o sea, todo aumento del desplazamiento es proporcional a la fuerza que lo causa. En tales condiciones, se pueden sumar por el principio de superposición las tensiones, deformaciones, fuerzas internas y desplazamientos debidos a distintas acciones. De hecho este principio dice que los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a varias cargas actuando simultáneamente son iguales a la suma de los desplazamientos (fuerzas internas) debidos a la acción de cada carga por separado. Esto no se aplica si la relación tensión-deformación del material no es lineal, o si la estructura (aunque esté hecha con material que obedezca la ley de Hooke) no se comporta linealmente debido a los cambios de geometría causados por las cargas aplicadas.

El principio de superposición, si puede aplicarse, es especialmente útil para determinar la condición más desfavorable de cada barra de una estructura estática indeterminada; la acción recíproca entre distintas partes de la estructura dificulta saber cuál es la carga exacta que produce la condición crítica en el cálculo.

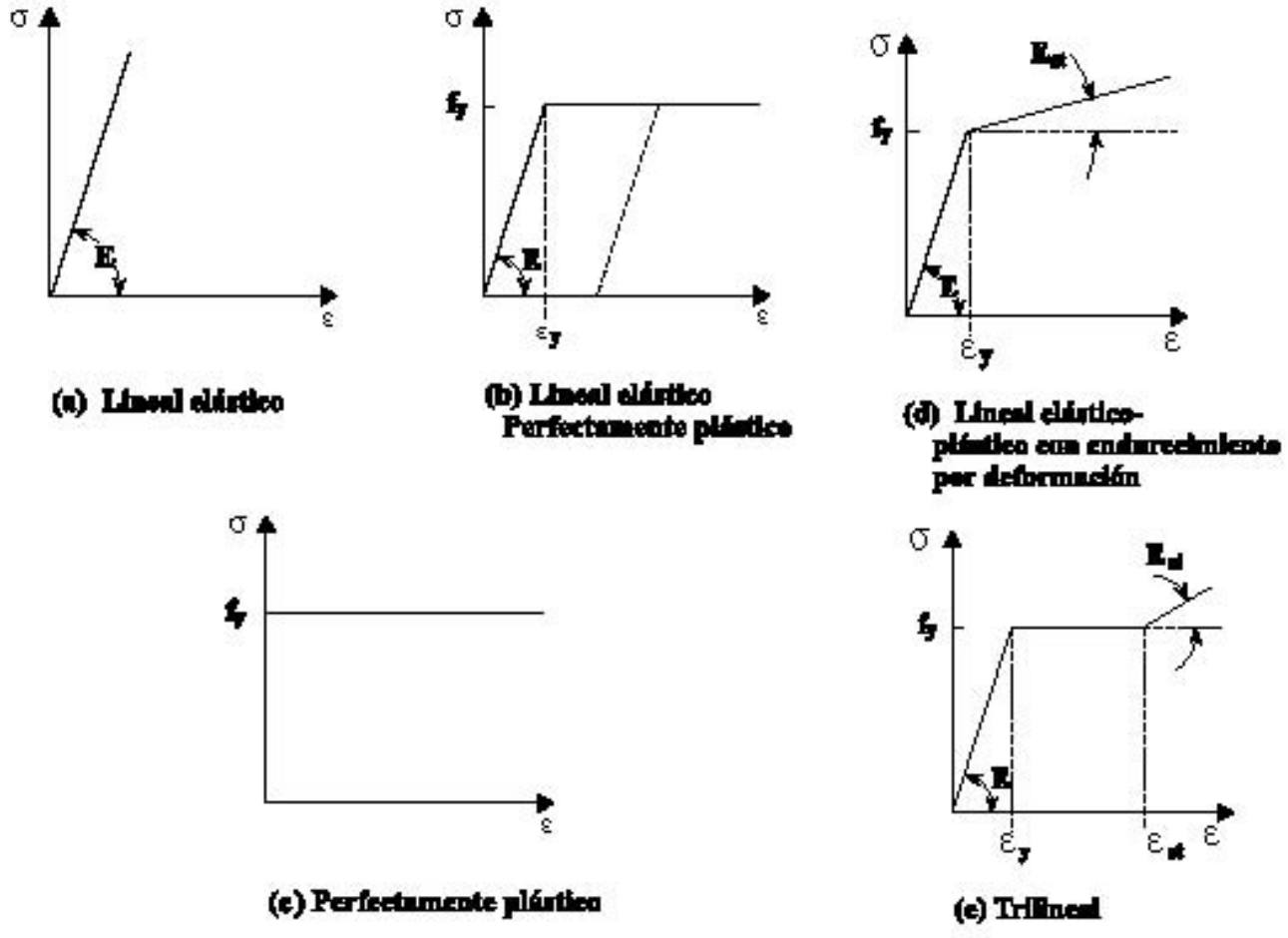
En la práctica, el análisis plástico global se emplea generalmente para estudiar la eficacia de servicio de la estructura; es decir, los estados límites pasados los cuales los criterios de servicio especificados dejan de cumplirse. El análisis plástico global tiene utilidad particular para investigar los estados causantes de un colapso real de la estructura y para hallar la resistencia a la rotura, o los estados límites máximos.

2. ANÁLISIS ELÁSTICO GLOBAL

El análisis elástico global supone que el comportamiento de la estructura es elástico, y consiguientemente el del material. Se funda en la hipótesis de que la deformación del material en carga es lineal, sea cual sea la tensión; así, se supone que la deformación es proporcional a la tensión, o sea, que el material obedece la ley de Hooke con todas las cargas (Figura 1). Evidentemente deben considerarse las propiedades verdaderas del material, especialmente la tensión de fluencia, y posiblemente la resistencia, cuando se estudia si las fuerzas internas exceden o no de la resistencia de las secciones y las barras.

Ya se ha dicho que en el análisis elástico global de estructuras determinadas estáticamente, las fuerzas internas se hallan sólo con las ecuaciones de equilibrio estático. En la construcción continua (estructuras estáticamente indeterminadas), las fuerzas de las barras deben cumplir las condiciones de equilibrio y producir deformaciones compatibles con la continuidad elástica de la estructura y con las condiciones de apoyo. Las ecuaciones de equilibrio no bastan para hallar fuerzas desconocidas y necesitan el suplemento de relaciones geométricas simples entre las deformaciones de la estructura. Estas relaciones se denominan condiciones de compatibilidad porque aseguran que sean compatibles las deformaciones geométricas de la estructura deformada.

También se requiere que los tipos de unión elegidos sean capaces de mantener, prácticamente sin cambios, el ángulo inicial entre las barras unidas, es decir, se presume que las uniones son rígidas.



Figuras 1a-1e σ–ε Diagramas

Cuando se pueda aplicar la teoría de primer orden, las condiciones de equilibrio y compatibilidad se expresan con referencia a la configuración inicial de la estructura (sin deformación).

Las tensiones resultantes y los componentes de la reacción se pueden hallar mediante dos métodos generales. El primero es el método de flexibilidad, en el que se liberan fuerzas para que la estructura sea estáticamente determinada; las incógnitas son las fuerzas. Estas se hallan asumiendo que la estructura liberada experimenta deformaciones irregulares que se corrigen aplicando las fuerzas adicionales que convenga (Figura 2a).

El segundo planteamiento es el método de rigidez, en el que se restringe la deformación para impedir el movimiento de las uniones, determinándose las fuerzas necesarias para originar la restricción; entonces se permite que se produzcan desplazamientos en las uniones hasta que hayan desaparecido las restricciones ficticias. Una vez que se conocen los desplazamientos, se hallan las fuerzas presentes en la estructura por superposición de los efectos de los desplazamientos separados (Figura 2b).

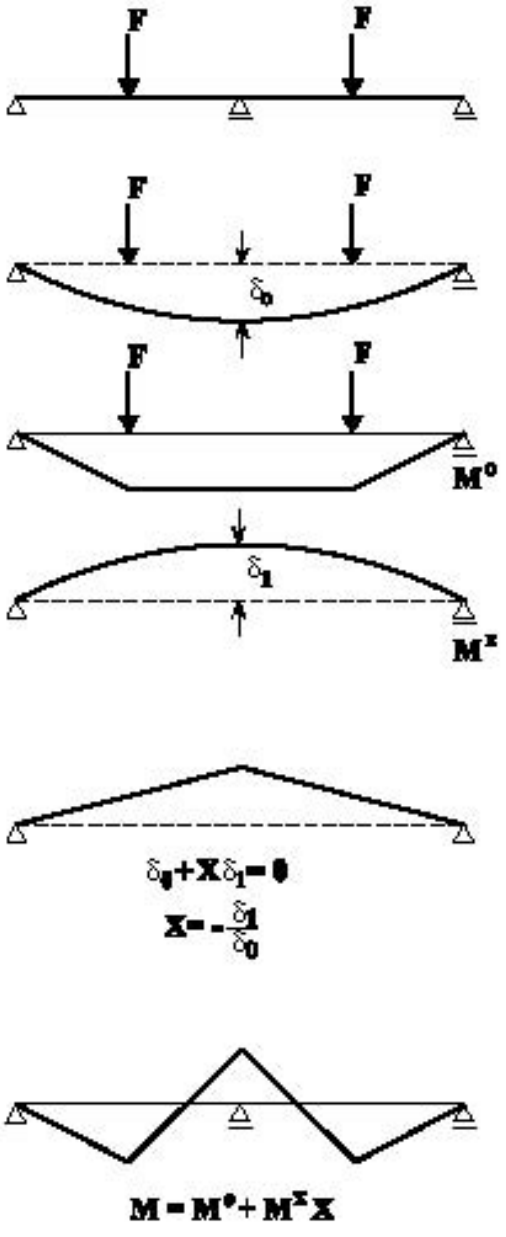


Figura 2a Ejemplos de aplicación de la flexibilidad

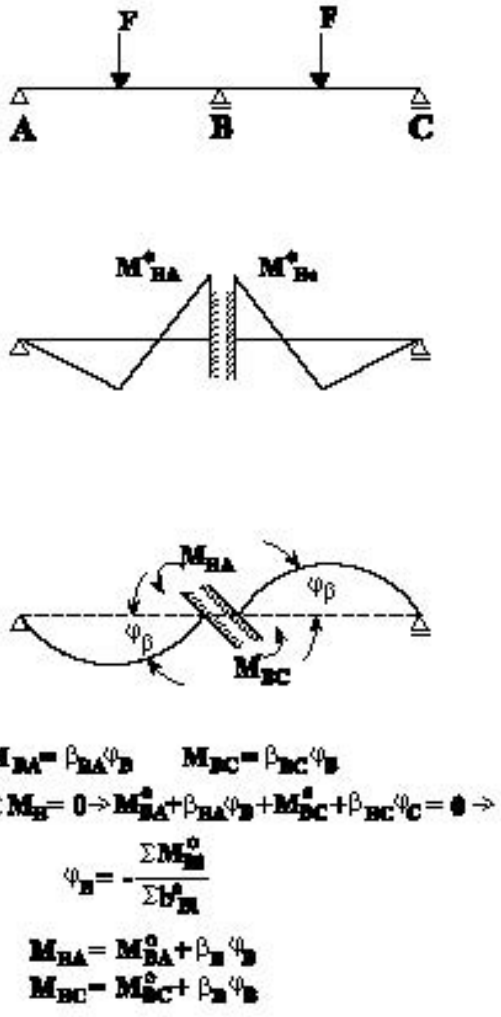


Figura 2b Ejemplos de aplicación del método de la rigidez

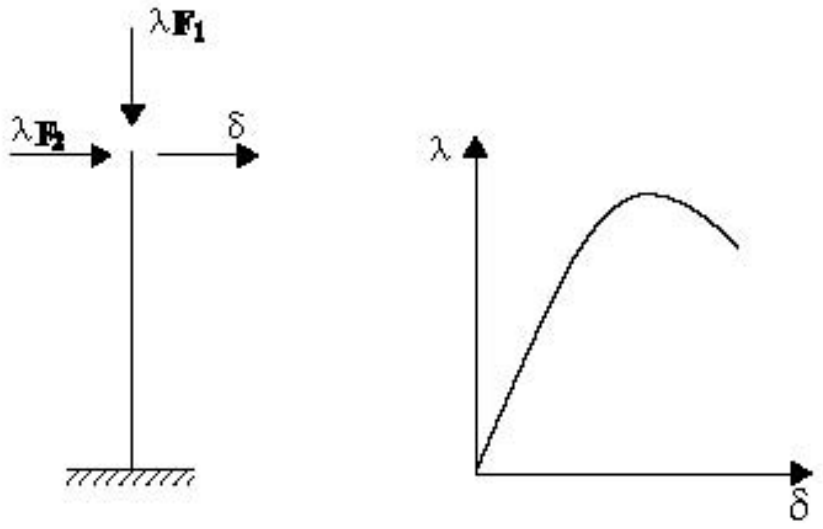


Figura 3 Ejemplo de la teoría de segundo orden

La estructura se puede analizar bien por el método de fuerzas o por el de desplazamiento. La solución en el método de fuerzas estriba en hallar las fuerzas necesarias para restaurar la regularidad de la geometría; el análisis consiste en despejar varias ecuaciones simultáneas, tantas como fuerzas desconocidas, que son las que hay que liberar para hacer la estructura estáticamente determinada. En el método de desplazamiento las incógnitas son los posibles desplazamientos y rotaciones de las uniones. El número de fuerzas de restricción que se añadan a la estructura es igual al número de desplazamientos posibles de las uniones, e igualmente, el análisis se hace despejando un sistema de ecuaciones.

Cuando sea necesario contar con los efectos de segundo orden (alinealidad geométrica), se aplicará la teoría de segundo orden consistente en cálculos iterativos. Como en este caso no se permite el principio de superposición, debe acudirse a un reparto de cargas especificado, que se incrementa por pasos mediante un multiplicador de carga (Figura 3). Se escogen incrementos tan pequeños que permitan suponer un comportamiento lineal durante este aumento de la carga. La configuración deformada que se obtiene al acabar cada aumento especificado de la carga es la geometría de referencia para el siguiente paso; así pues, la teoría elástica de segundo orden consiste en resolver una sucesión de análisis de primer orden de una estructura cuya geometría cambia en cada paso con respecto a los anteriores. Estos cálculos pronto se hacen inmanejables a mano y se necesitan los oportunos

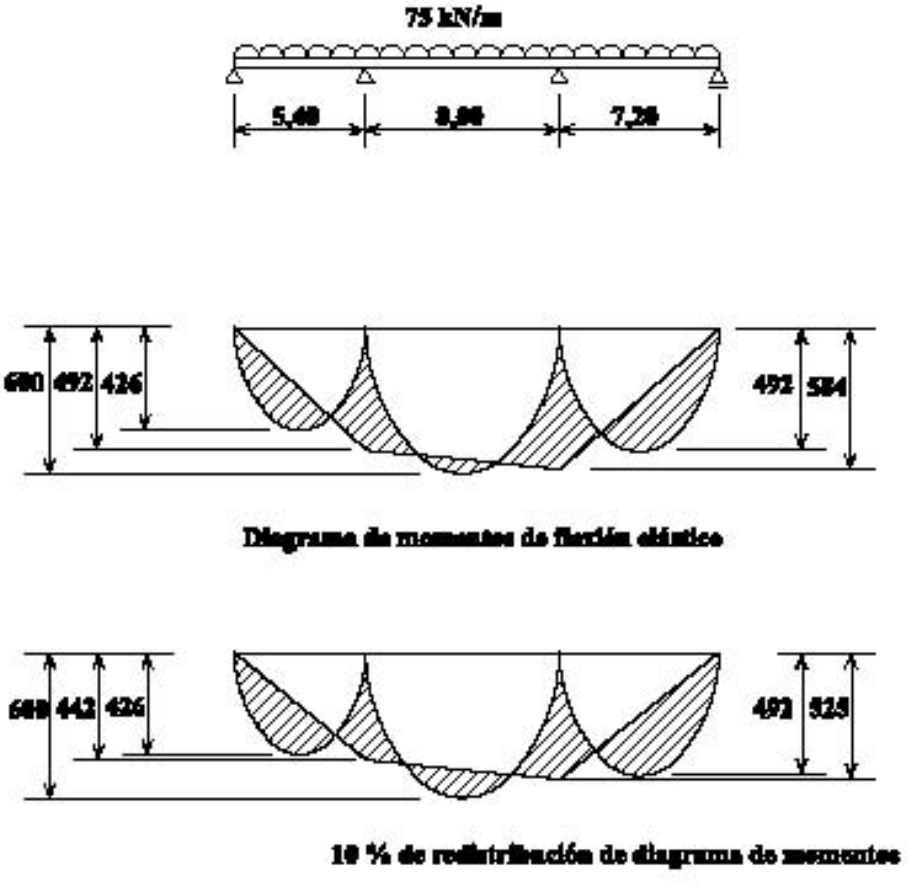


Figura 4 Redistribución del diagrama de momentos

programas informáticos. Estos programas suelen fundarse en el método de rigidez –llamado de desplazamiento– por ser más fácil definir la estructura determinada cinemáticamente, que sirve de geometría de referencia.

Casi todos los códigos y normas permiten hallar las fuerzas en las barras de las estructuras de geometría regular no lineal mediante análisis elástico que luego se amplía, si es necesario, para incluir los efectos de la inestabilidad. Este planteamiento parece incompatible con el rigor teórico al no ser aplicable el principio de superposición, pero ofrece al calculista la posibilidad de valerse de programas normalizados de análisis de pórticos, o sea, elásticos lineales, al menos en el anteproyecto.

Los códigos y normas permiten en ciertas circunstancias una redistribución limitada de los momentos. Es decir, se puede modificar el diagrama del momento elástico de un 5 a un 15% del pico del momento elástico, siempre que los momentos y cortantes que resulten del cálculo permanezcan en equilibrio con las cargas exteriores aplicadas (Figura 4). Por lo tanto, aunque se mantenga de hecho el equilibrio, se viola un tanto la compatibilidad elástica de la estructura. Puede pensarse que este concepto de redistribución de momentos es un reconocimiento muy limitado del potencial que existe dentro de las estructuras indeterminadas estáticamente para soportar cargas superiores a las que requiere la plena resistencia a la flexión de las barras sólo en el punto más crítico. Se llama la atención sobre el hecho de que esto sólo es posible si no se descarga después de alcanzarse la máxima resistencia local; por lo tanto se requiere cierta ductilidad en el comportamiento de la sección transversal, que explica el motivo para limitar el proceso a los perfiles compactos (Ver Lección 9.2).

Se hace hincapié en que puede mantenerse la hipótesis de comportamiento de carga-deformación lineal tanto en el análisis elástico de primer orden como en el de segundo orden, incluso cuando la resistencia de la sección es resistencia plástica (ver Lección 9.2).

3. ANÁLISIS PLÁSTICO GLOBAL

El comportamiento carga-deformación del acero no es infinitamente lineal. La Figura 1b representa la relación tensión-deformación de un material ideal perfectamente elástico; se sigue que la ley de Hooke se limita al campo de tensiones $\sigma \leq f_y$, f_y que es la tensión de fluencia del material. Más allá, el material cede plásticamente a una tensión constante de $\sigma = f_y$. Si la tensión se reduce en algún punto del campo plástico, el camino de vuelta es una línea recta paralela a la ley de Hooke, cuya inclinación es el módulo de elasticidad E. Tanto E como f_y, y toda la relación tensión-deformación, se suponen los iguales en tracción y en compresión.

La relación tensión-deformación ideal, aunque sólo sea un modelo matemático, se acerca mucho a la conducta del acero dulce estructural, y es también una aproximación razonable a muchos materiales continuamente endurecidos por deformación que se utilizan en ingeniería de estructuras. Suponer una plasticidad perfecta después de llegar a la tensión de fluencia, equivale a despreciar los efectos del endurecimiento por deformación y está del lado de la seguridad.

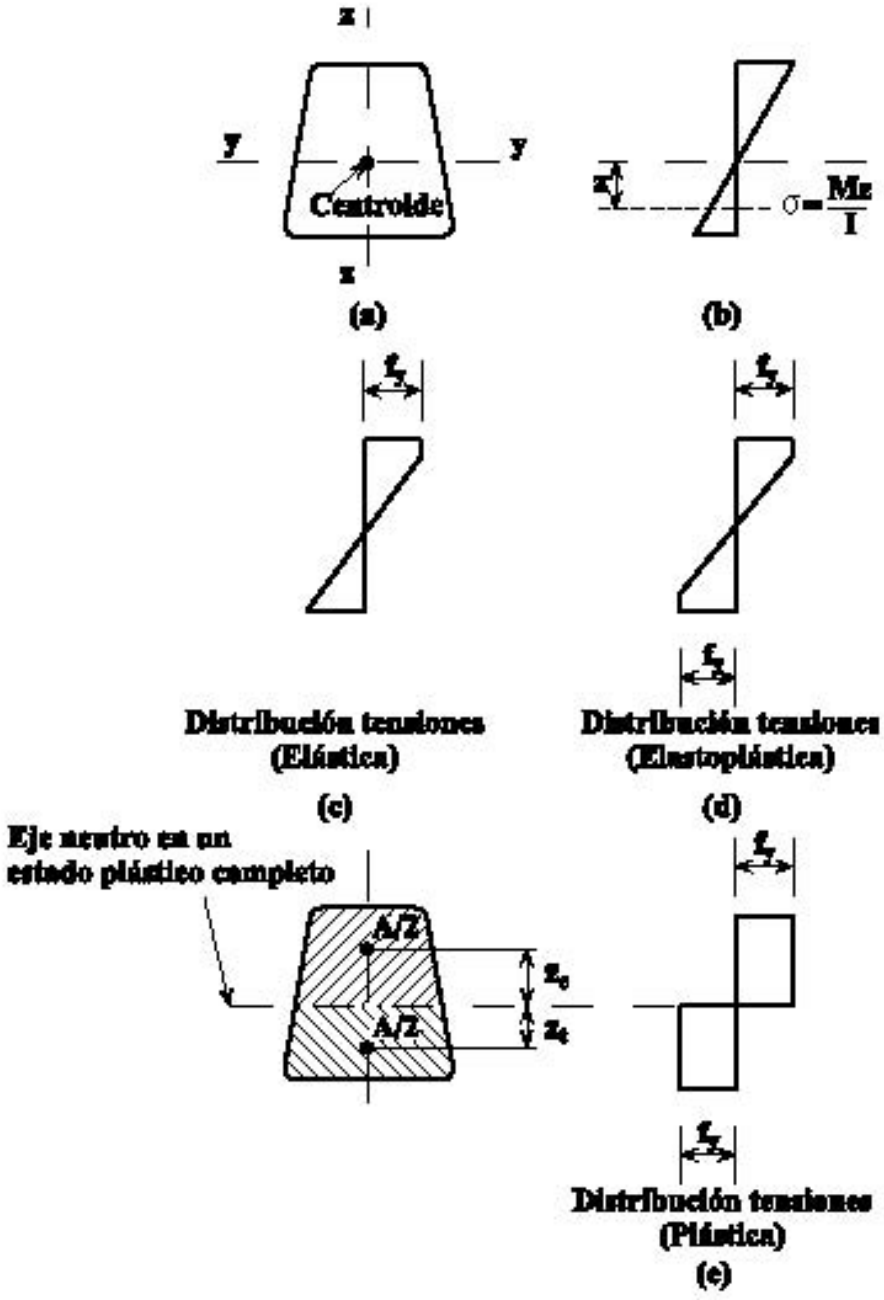


Figura 5. Distribución de tensiones en una sección debido a un momento flector

Veamos una sección con área A que tenga eje de simetría y experimente una flexión en el plano de simetría (Figura 5). Si el momento de flexión es pequeño, la tensión y la deformación varían linealmente a través de la anchura. Al aumentar el momento, la tensión de fluencia llega a una de las fibras superiores, y al aumentarlo más, la tensión de fluencia también llega a la fibra inferior. Si sigue aumentando el momento de flexión, la fluencia se extiende desde las fibras exteriores hacia dentro hasta que se encuentran las dos zonas de fluencia; en este estado se dice que la sección es totalmente plástica. El valor del momento máximo, llamado momento plástico, se deduce de las condi-

ciones de equilibrio. Puesto que no hay fuerza axial, el eje neutro de la sección transversal la divide en dos áreas iguales A/2; la tracción y compresión resultantes son iguales y forman un par igual al momento máximo, o de agotamiento:

$$M_{pl} = 0,5\, A\, f_y\, (\overline{z_c} + \overline{z_t}) \qquad (1)$$

siendo $\overline{z}_c$ y $\overline{z}_t$, respectivamente, la distancia del centroide de la zona de tensión y compresión respecto al eje neutro, en estado plenamente plástico. En una sección de doble simetría, las distancias $\overline{z}_c$ y $\overline{z}_t$ son iguales, así que $0,5\, A\overline{z}$ es el primer momento del área S (alrededor del eje de flexión) de media sección, y el momento de agotamiento es:

$$M_{pl} = 2\, S\, f_y \qquad (2a)$$

$$= W_{pl}\, f_y \qquad (2b)$$

siendo $W_{pl} = 2\, S$ el módulo de la sección plástica para flexionarse alrededor del eje en cuestión.

El momento flector máximo que dicha sección puede soportar sin superar nunca la tensión de fluencia es:

$$M_{el} = W_{el}\, f_y \qquad (3)$$

siendo W_{el} el módulo de la sección elástica alrededor del mismo eje; el relativo aumento de resistencia que se obtiene permitiendo la fluencia total de la sección se mide por el factor de forma:

$$\alpha = M_{pl} / M_{el} = W_{pl} / W_{el} \qquad (4)$$

que, por ejemplo, es igual a 1,5 en una sección rectangular, a 1,7 en una sección circular maciza, y varía de 1,12 a 1,18 en perfiles en I, H y U flexionados alrededor de su eje principal "yy".

Al aumentar la carga sobre una estructura se produce fluencia en algunos puntos y experimenta deformaciones elastoplásticas. Al seguir aumentando la carga la estructura alcanza un estado totalmente plástico en el que se forma un número de secciones plenamente plásticas suficiente para transformar la estructura en un mecanismo plástico (Figura 6); este mecanismo se colapsa si se sigue cargando. Hay que estudiar el mecanismo de colapso y conocer la magnitud de la carga que lo ocasiona para hallar el factor de carga en el análisis. O también, si el factor de carga está especificado, puede calcularse la estructura de modo que la carga de colapso sea igual o mayor que el producto del factor de carga por la carga de servicio de referencia. El análisis plástico supone, por tanto, además del reparto de tensiones plásticas dentro de la sección (formación de rótulas plásticas), también una redistribución del momento flector suficiente para que se desarrollen todas las rótulas plásticas que hacen falta para que tenga lugar el mecanismo plástico.

Cuando se forma fluencia en una sección, su valor efectivo de rigidez a la flexión, EI, desciende paulatinamente (Figura 7); de hecho, el módulo efectivo del material fluido es cero cuando se presume un comportamiento perfectamente plástico más allá de la fluencia, y de ahí el término de rótula plástica. Una vez que se produce esta rótula, la estructura se comporta, bajo carga adicional, como

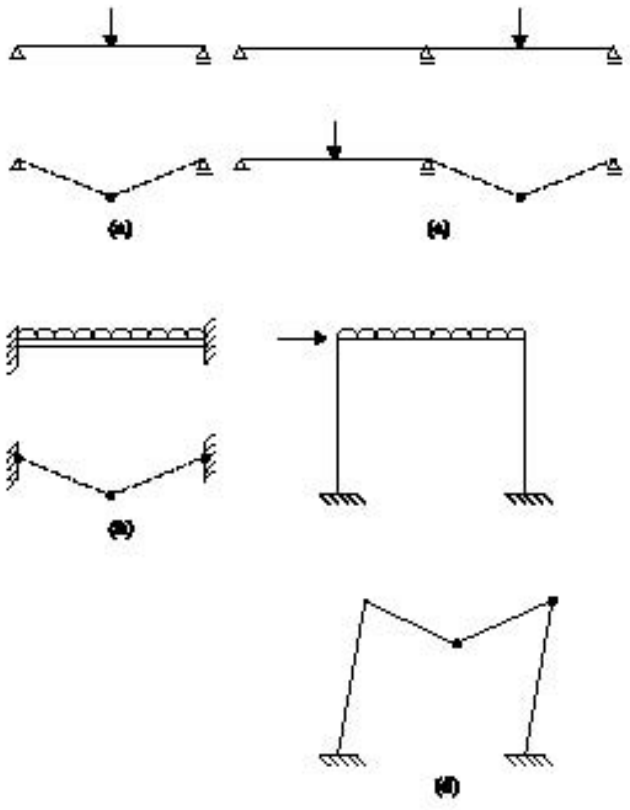


Figura 6 Posibles mecanismos plásticos

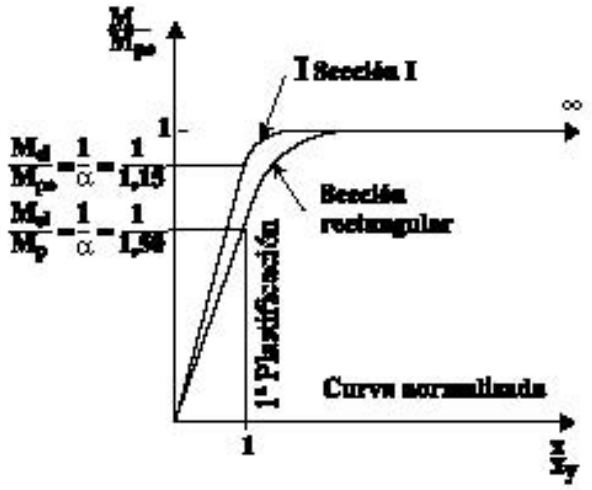


Figura 7 Diagrama momento-curvatura para distintas secciones transversales

si se hubiese introducido una rótula real en la sección fluida. La aparición de la primera rótula plástica en la estructura ocasiona la reducción de la hiperestaticidad inicial en un grado; cada rótula plástica adicional tiene el mismo efecto.

El colapso se produce cuando se han formado las suficientes rótulas plásticas para que la estructura hiperestática inicial se haga paulatinamente menos hiperestática, y finalmente, se convierta en un mecanismo.

En una estructura estáticamente determinada, la ganancia de resistencia debida a la plasticidad depende del valor del factor forma. En la estructura estáticamente indeterminada le afecta el proceso de redistribución del momento.

Para que una estructura pueda redistribuir tensiones dentro de la sección y entre secciones, no debe ocurrir ninguna otra forma de fallo antes del mecanismo de colapso para que pueda llegar a la carga límite. Para que se permita el análisis plástico deben cumplirse las siguientes condiciones:

1. Que el acero tenga una ductilidad adecuada para que pueda desarrollarse la resistencia plástica de los perfiles (Figura 1b-e).
2. Que una vez formada la rótula plástica, sea capaz de girar a un momento bastante constante de M_p (Figura 7),
3. Que la rótula plástica tenga la suficiente capacidad rotatoria, sin pandeo local ni lateral, para permitir la formación del mecanismo de colapso y la correspondiente redistribución de momentos (Figura 7).
4. Que la carga de la estructura sea predominantemente estática para que un ciclo de fatiga corto (sacudida) no ocasione un fallo.

Para cumplir estas condiciones, hay que poner límites al tipo de acero y a las proporciones de las barras y secciones transversales. Actualmente se permite el cálculo plástico para las clases corrientes de acero dulce, mientras que para otras clases se requiere una longitud mínima de la parte horizontal del diagrama de fluencia y una relación mínima entre la resistencia máxima a la tracción y la tensión de fluencia (endurecimiento por deformación). Las proporciones del ala y el alma de las barras que tengan rótulas plásticas deben sujetarse a ciertos límites, que son más estrictos para aceros de clase más alta. Como la fluencia reduce mucho la rigidez, las barras que tienen rótulas plásticas son especialmente proclives a ser inestables; por lo tanto, los límites de esbeltez de tales elementos estructurales es muy estricto y obliga a arriostrarlos lateralmente, sobre todo donde están las rótulas plásticas.

Lo anterior supone que la resistencia a la rotura por flexión de un perfil se define solamente por su momento plástico; sin embargo, la carga axial y la fuerza de cizalla también tienen un efecto, como se ha dicho en el apartado 9.8.1.

En una estructura sometida a cargas especificadas cuya magnitud aumenta hasta la rotura, le secuencia de formación de rótulas es fija. No obstante, factores tales como el asentamiento, variación de la resistencia del material de las barras, tensiones residuales, efectos térmicos, etc., pueden cambiar la secuencia, pero no lo bastante para afectara la carga de colapso plástico; éste es de hecho estáticamente determinado y no depende de imperfecciones estructurales de ningún tipo.

El análisis plástico se funda en la conducta alineal del material, incluso si los efectos de segundo orden son despreciables. Los métodos

de análisis a mano se valen de los teoremas fundamentales del cálculo plástico, que suelen despreciar las curvaturas elásticas respecto a las plásticas, y concentran las deformaciones plásticas donde hay rótulas plásticas; sus métodos son por lo tanto rígido-plásticos (Figura 1c). Informar a este respecto se sale del ámbito de esta lección y el lector encontrará esta materia tratada en la bibliografía del apartado 6. Los métodos informáticos dependen menos de idealizaciones y son así más realistas en cuanto a las curvaturas y deformaciones causadas por la relación tensión-deformación del material. Estos métodos se llaman elastoplásticos y se distinguen del método plástico perfecto, caracterizado por un parte horizontal de la curva de fluencia infinita (Figura 1c) por la leve pendiente de la zona de fluencia (Figura 1d) o por el campo de deformación-endurecimiento que sigue a la parte horizontal de la curva de longitud limitada (Figura 1e). O bien se pueden adoptar relaciones aún más precisas; los refinados programas de elementos finitos actuales permiten extender la fluencia y se valen del concepto de zonas plásticas en vez del de rótulas plásticas.

El análisis plástico de segundo orden requiere en general trabajar con programas informáticos; pero la carga de colapso de pórticos arriostrados de varias plantas se puede hallar con las fórmulas de Merchant-Rankine que tienen en cuenta de manera muy sencilla la acción recíproca del pandeo elástico y la fluencia.

Conviene destacar que por ser el análisis plástico esencialmente alineal, el principio de superposición no es aplicable.

4. COMENTARIOS ADICIONALES

Debe observarse que las hipótesis hechas en el análisis global deben armonizar con la conducta prevista de las uniones. Las presunciones hechas en el cálculo de las barras también deben coincidir con el método del análisis global (o ser moderadas respecto al mismo) y la conducta prevista de las uniones. En las lecciones dedicadas al cálculo de uniones se trata este asunto con más detalle.

Los códigos y normas en vigor exigen que el análisis global incorpore la previsión de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, como falta de verticalidad, falta de rectitud, falta de ajuste y las pequeñas excentricidades inevitables que existen en la uniones reales. Pueden aplicarse imperfecciones geométricas apropiadas con valores que reflejan todos los tipos de imperfección (Figura 8).

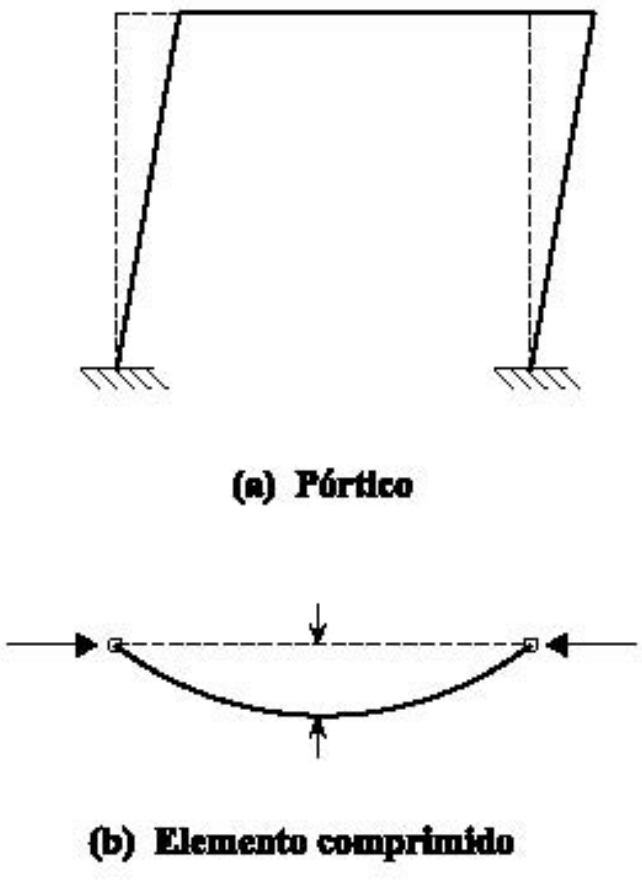


Figura 8 Perfecciones iniciales

5. RESUMEN FINAL

1. Las fuerzas internas de una estructura se pueden hallar con arreglo a un análisis global elástico o plástico.
2. El análisis global suele hacerse según la teoría de primer orden que hace referencia a la geometría inicial de la estructura. La teoría de segundo orden, que expresa el equilibrio y la compatibilidad con respecto a la geometría deflectada de la estructura, es necesaria cuando los efectos de la flecha horizontal no son despreciables.
3. El análisis elástico global supone que el material obedece la ley de Hooke en todo el campo de carga; por lo tanto, la resistencia de un perfil viene regida por la primera aparición de fluencia.
4. El análisis plástico global tiene en cuenta la redistribución de las tensiones directas dentro de las secciones transversales y entre ellas, que resulta en la formación de rótulas plásticas hasta que ocurre el mecanismo de colapso.
5. Se permite el análisis plástico global siempre que las propiedades del material y las proporciones de las barras cumplan los límites y condiciones correspondientes.
6. El análisis elástico global se suele utilizar cuando la conducta de la estructura depende de criterios de servicio eficaz; el análisis plástico global es generalmente apropiado para calcular el estado límite máximo.
7. Sea cual sea el tipo de análisis global, debe armonizar con el comportamiento previsto de las uniones e incorporar las imperfecciones estructurales y geométricas especificadas por los códigos y normas sobre la materia.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. BAKER, J.F., HORNE, M.R. y HEYMAN, J; "The Steel Skeleton: 2.Plastic Behaviour and Design", Cambridge University Press, 1956, 408pp.

2. BAKER, J.F. y HEYMAN, J; "Plastic Design of Frames: 1.Fundamentals", Cambridge University Press, 1969, 228pp.

3. LESCOUARC'H, Y.; "Calcul en Plasticité des Structures", Edit. COTECO, Paris, 1983.

4. ROIK, K.; "Vorlesungen über Stahlbau", E. ERNST und Sohn, Berlin, 1978.

5. PETERSEN, Chr.; "Static und Stabilität der Baukonstruktionen", Vieweg Verlog, Braunschweig, 1981.

6. BROHN, D.; "Understanding Structural Analysis", Blackwells Publications Limited, Oxford, 2nd Ed. 1990.

7. DOWLING, P. J., KNOWLES, P. R. y OWENS, G. W.; Structural Steel Design, Butterworths, 1988.

8. COATES, R. C., COUTIE, M. G. y KONG, F. K.; Structural Analysis, Thomas Nelson & Sons, Londres, 1972.

ESDEP TOMO 9
ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Lección 9.2: Clasificación de secciones transversales

OBJETIVO

Describir la clasificación de las secciones transversales y explicar por qué rigen la aplicación de los métodos de análisis del Eurocódigo 3.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.1: Métodos de Análisis de estructuras de acero

PROBLEMAS RELACIONADOS RESUELTOS

Lección 9.3: Pandeo local

Lecciones 9.5.1 y 9.5.2: Pilares

Lecciones 9.8.1 y 9.8.2: Vigas empotradas

Lecciones 9.9.1 y 9.9.2: Vigas libres

Lecciones 9.10.1 y 9.10.2: Vigas-Pilares

Lección 9.11: Pórticos

Lección 16.9: Edificios sencillos de varias plantas sin deformación lateral

PROBLEMAS RELACIONADOS RESUELTOS

Problema resuelto 9.1: Clasificación de secciones transversales

RESUMEN

Los métodos de análisis aplicados dependen primordialmente de la geometría de la sección, sobre todo de la relación anchura-espesor de los elementos que la forman.

Esta lección describe la clasificación de las secciones en plásticas, compactas y semicompactas y expone las proporciones límite de los elementos por las que se hace la clasificación.

1. INTRODUCCIÓN

Cuando proyecta una estructura y sus partes, el proyectista debe elegir un modelo estructural conveniente. La elección de modelo afecta a:

- el análisis de la estructura, cuyo fin es conocer las tensiones resultantes (esfuerzos internos y momentos), y
- calcular la resistencia de las secciones.

Así, el modelo consiste en un método de análisis combinado con un método de cálculo de la resistencia de las secciones.

Hay varias combinaciones posibles de métodos de análisis y de cálculo de las secciones, para hallar el estado límite último, que pueden ser de orden elástico o plástico, y cuyas posibles combinaciones se relacionan en la Tabla 1.

pero sin suficiente capacidad rotatoria para que se forme el mecanismo plástico, el estado límite último se referirá a la aparición de la primera rótula plástica. Así, en el modelo II, se hallan los esfuerzos internos mediante un análisis elástico y se comparan con la capacidad plástica de las secciones correspondientes. La aparición de la primera rótula plástica en un sistema estáticamente determinado produce un mecanismo plástico, y el método I y el II deben dar así el mismo resultado. En las estructuras estáticamente indeterminadas, el modelo II, al contrario que el modelo I, no permite redistribuir los momentos.

Cuando las secciones de una estructura no puedan alcanzar su capacidad plástica, el análisis así como el cálculo de las secciones deben hacerse elásticamente. el estado límite máximo, según el modelo III, se alcanza cuando se produce fluencia de la fibra más tensionada. A veces ni siquiera se puede lograr la fluencia de

Modelo	Método de análisis global (cálculo de esfuerzos internos y momentos)	Cálculo de resistencia de la sección de la pieza
I	Plástico	Plástico
II	Elástico	Plástico
III	Elástico	Elástico
IV	Elástico	Pandeo elástico de la chapa

Tabla 1 Cálculo del estado límite último - Definición de modelos de cálculo

El modelo I se refiere al cálculo plástico de estructuras. Dentro de una sección se puede originar plasticidad total, es decir, un reparto de tensiones correspondiente a un bloque plenamente rectangular en el que pueden formarse rótulas plásticas, cuyas características de momento de rotación les confiere la suficiente capacidad rotatoria para que se forme un mecanismo plástico a resultas de la redistribución de momentos en la estructura.

En una estructura compuesta de secciones que pueden alcanzar resistencia plástica, las fibras extremas debido al pandeo prematuro de la chapa de un elemento de la sección; en estos casos, se aplicará el estado límite último antedicho únicamente a las secciones efectivas (modelo IV).

Obviamente no es posible tener un modelo que combine el análisis por el método plástico y el cálculo elástico de las secciones. De hecho, la redistribución de momentos que requiere el análisis plástico no puede suceder sin que algunas secciones estén en plena fluencia.

2. CONDICIONES PARA LA CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES

En el apartado anterior se definen los modelos en términos de criterios de cálculo de estructuras, que viene regido por condiciones relacionadas con problemas de estabilidad. Puede haber redistribución plástica entre secciones y dentro de ellas, siempre que no ocurra un pandeo local prematuro, ya que ello ocasionaría una pérdida de capacidad portante.

Ha de garantizarse que no haya inestabilidad local antes de que la sección adquiera resistencia a la flexión, bien elástica (modelo III) o plástica (modelo II), o se forme un mecanismo plástico completo (modelo I).

Tal mecanismo, que prevé el modelo I, puede ocurrir si la rótula plástica, una vez formada, tiene suficiente capacidad rotatoria para que se forme.

Para que haya suficiente capacidad de rotación, las fibras extremas deben poder soportar mucha deformación sin pérdida de resistencia. Las clases de acero corriente tienen la ductilidad necesaria en tensión para permitir la deformación tensional deseada; ni hay que temer que pierdan resistencia antes de llegar al límite de rotura por tracción. Pero con tensiones comparables, no se trata tanto de la ductilidad del material como de la capacidad para soportarlas sin que se produzca inestabilidad.

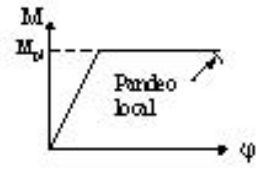
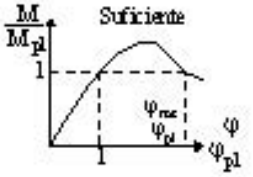
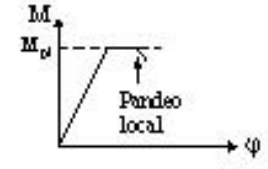
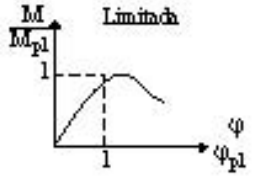
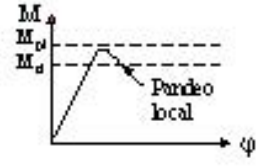
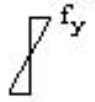
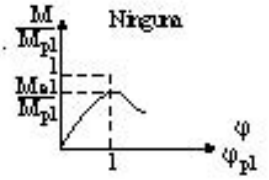
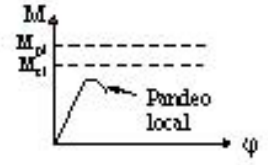
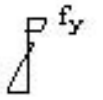
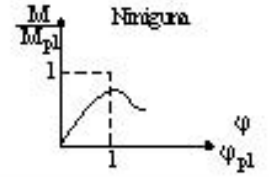
La Tabla 2 presenta en resumen el comportamiento, capacidad de momento y capacidad rotatoria que han de tener las secciones. En esta tabla vemos que los límites están referidos a las clases de sección según el Eurocódigo 3, cada una correspondiente a una exigencia de conducta distinta.

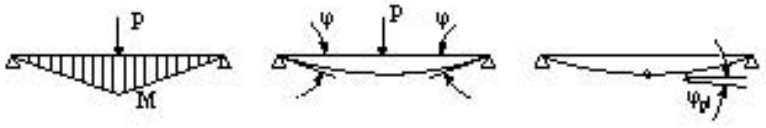
Clase 1 Secciones plásticas: aquellas que pueden desarrollar una rótula plástica con suficiente capacidad de rotación para redistribuir momentos de flexión en la estructura.

Clase 2 Secciones compactas: aquellas que pueden desarrollar resistencia al momento plástico, pero el pandeo local impide la rotación siendo constante el momento de la estructura.

Clase 3 Secciones semicompactas: aquellas en las que la tensión de las fibras extremas debe limitarse hasta la fluencia porque el pandeo local impediría el desarrollo de la resistencia al momento plástico de la sección.

Clase 4 Secciones esbeltas: aquellas cuyas fibras extremas no pueden llegar a la fluencia debido al pandeo local prematuro.

Modelo de comportamiento	Resistencia al momento	Capacidad de rotación	Clase
	Momento plástico en la sección completa 		1
	Momento plástico en la sección completa 		2
	Momento elástico en la sección completa 		3
	Momento elástico en la sección efectiva 		4



Las resistencias al momento de las cuatro clases definidas arriba son:

Clases 1 y 2: el momento plástico es ($M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$)

Clase 3: el momento elástico es ($M_{el} = W_{el} \cdot f_y$)

Clase 4: el momento de pandeo local es ($M_o < M_{el}$).

La respuesta de las distintas clases de secciones transversales sometidas a flexión se representa eficazmente mediante curvas de momento-rotación adimensionados.

Las cuatro clases antedichas se refieren a secciones de vigas en flexión. Para barras cargadas en compresión axial, las clases 1, 2 y 3 se hacen una sola, y en ausencia de pandeo general, se denominan "compactas"; en este caso, la clase 4 se denomina "esbelta".

Tabla 2 Condiciones de las secciones transversales y clasificación

3. CRITERIOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE SECCIONES

Una sección dada se clasifica por la relación anchura-espesor, b/t de sus elementos de compresión que la componen. Son elementos de compresión cualquier chapa que esté en compresión total o parcial debido a una solicitación axial y/o un momento de flexión resultante de la combinación de cargas que considere; la clase a la que pertenezca una sección dada depende en parte del tipo de carga que experimente.

a. Componentes de la sección

Una sección se compone de distintos elementos de chapa, como el alma y las alas; casi todos estos elementos, estando en compresión, se pueden dividir en dos categorías:

- elementos internos o rigidizados: se considera que están simplemente apoyados en dos bordes paralelos a la dirección de las fuerzas de compresión.
- elementos exteriores o sin rigidizar: se considera que están simplemente apoyados en un borde, estando el otro libre paralelo a la dirección de las fuerzas de compresión.

Estos casos corresponden, respectivamente, al alma de perfiles en I (o a las almas y alas de las secciones de cajón) y a las alas salientes (Figura 1).

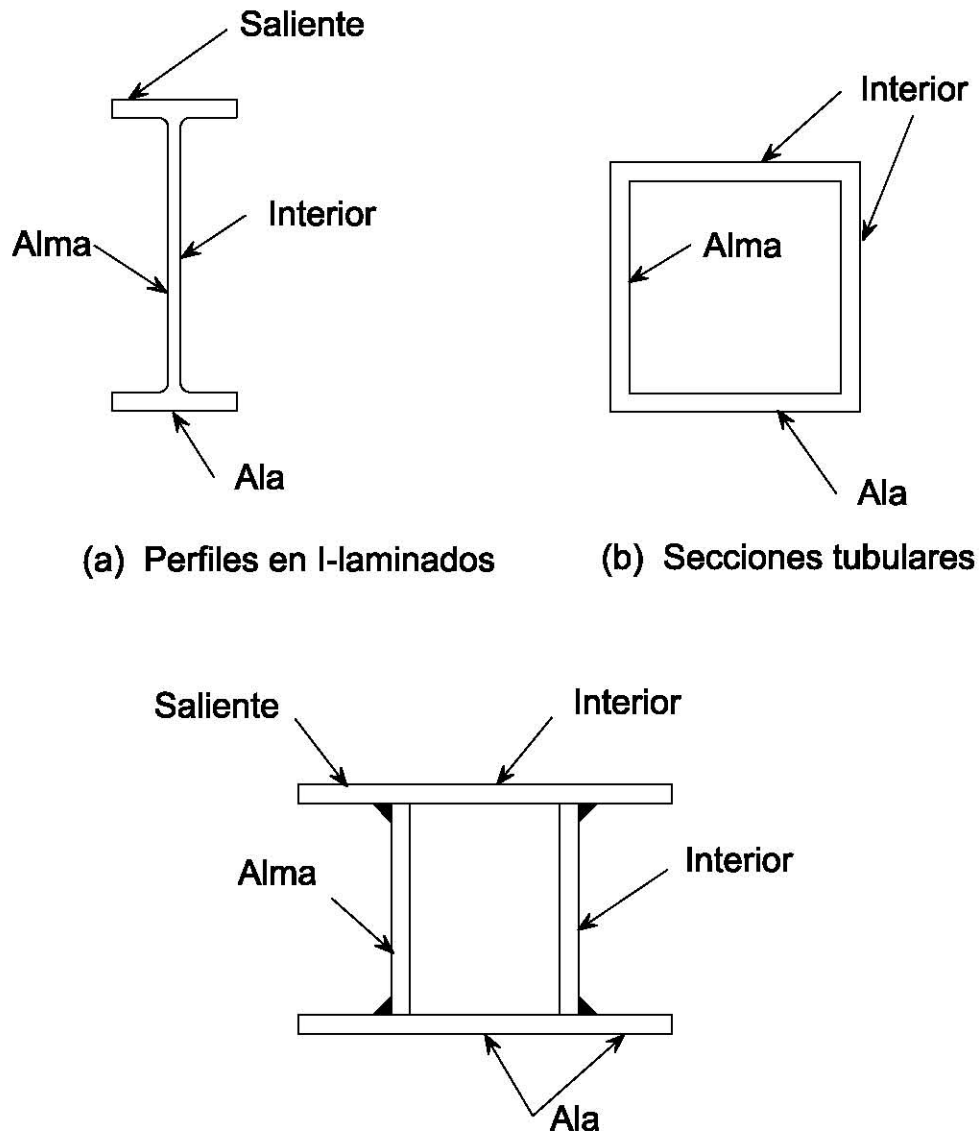


Figura 1 Elementos internos y salientes

b. Comportamiento de los elementos de chapa en compresión

En un elemento de chapa cuya relación de forma α = a/b (longitud-anchura) es mayor de alrededor de 0,8, la tensión crítica de pandeo elástico (tensión de pandeo de Euler) viene dada por:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\upsilon^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (1)$$

siendo k_σ el factor de pandeo de la chapa (ver abajo),

υ el coeficiente de Poisson,

E el módulo de Young.

La tensión crítica de pandeo es proporcional a $(t/b)^2$ y, por ello, inversamente proporcional a $(b/t)^2$. La esbeltez de la chapa, o la relación anchura-espesor (b/t) representa un papel similar a la relación de esbeltez (L/i) en el pandeo del pilar.

Según la definición de la sección de Clase 3, las proporciones del elemento de chapa, representadas por la relación b/t, deben ser tales que σ_{cr} exceda la resistencia a la fluencia del material f_y, de modo que la fluencia ocurra antes de que pandeen los elementos de chapa. El comportamiento ideal elastoplástico de un elemento de chapa perfecto sometido a compresión uniforme se puede representar por un diagrama carga-esbeltez normalizado en que la carga de rotura normalizada:

$$\bar{N}_p = \sigma_u / f_y$$

y la esbeltez normalizada de la chapa:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}}$$

trazadas en ordenadas y abscisas respectivamente (Figura 2).

Para $\bar{\lambda}_p < 1$, $\bar{N}_p = 1$, lo que significa que el elemento de chapa puede desarrollar su carga de aplastamiento $\sigma_u = f_y$. Para $\bar{\lambda}_p > 1$, $\bar{N}_p$ se reduce a medida que la esbeltez de la chapa aumenta, siendo σ_u igual a σ_{cr}. Sustituyendo por el valor de σ_{cr} de la ecuación (1) en la anterior, y tomando $\upsilon = 0{,}3$ tenemos:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y \cdot 12(1-\upsilon)^2}{\pi^2 \cdot E \cdot k_\sigma}\left(\frac{b}{t}\right)^2} = 1{,}5\,\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E \cdot k_\sigma}} \qquad (2)$$

La expresión es bastante general por cuanto la carga, las condiciones límite y la relación de forma influyen en el valor del factor de pandeo k_σ.

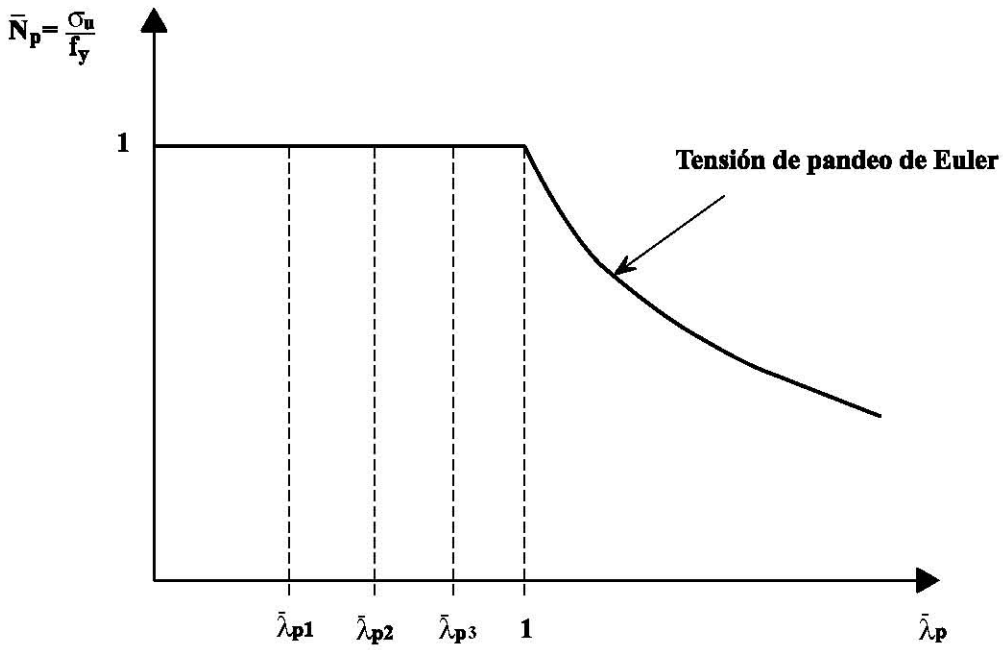


Figura 2 Representación adimensional de la tensión elastoplástica de pandeo

El factor k_σ es un coeficiente de pandeo elástico dimensional que depende de las condiciones de apoyo del borde, del tipo de tensión y de la relación longitud-anchura (a/b) de la forma del elemento de chapa.

En general, los elementos de chapa de una sección tienen una relación de forma mucho mayor que uno y casi todos están sometidos a compresión uniforme. Para estos casos la tabla 3 da factores de pandeo

para elementos de chapa con diversas condiciones en el borde largo.

Condiciones de apoyos en el borde largo	Factor de pandeo k_σ
Empotramiento + empotramiento	6,97
Empotramiento + apoyo simple	5,41
Apoyo simple + apoyo simple	4,00
Empotramiento + libre	1,25
Apoyo simple + libre	0,43
Libre + libre	$(b/a)^2$ (- > 0)

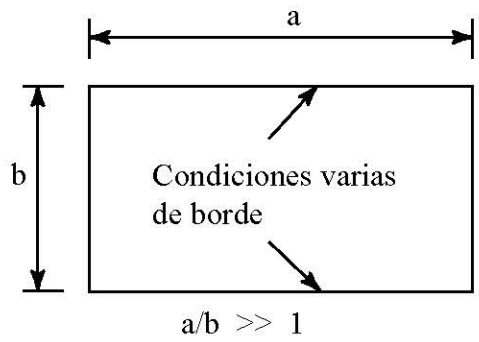


Tabla 3 Factor de pandeo elástico k_σ

Cuando los elementos de chapa se someten a cualquier tipo de solicitación directa que no sea compresión uniforme (p. ej.: el alma de una jácena en flexión), hay que modificar el factor de pandeo k_σ incluyendo el gradiente de la tensión dado por la relación de tensión ψ.

La Tabla 4 presenta factores de pandeo para varias relaciones de tensión ψ de los elementos internos y externos. En el último caso se distingue entre elementos con la punta sometida a compresión o a tensión.

c. Límite de esbeltez del elemento de chapa

El comportamiento real es algo distinto del comportamiento elastoplástico ideal representado en la Figura 2, debido a:

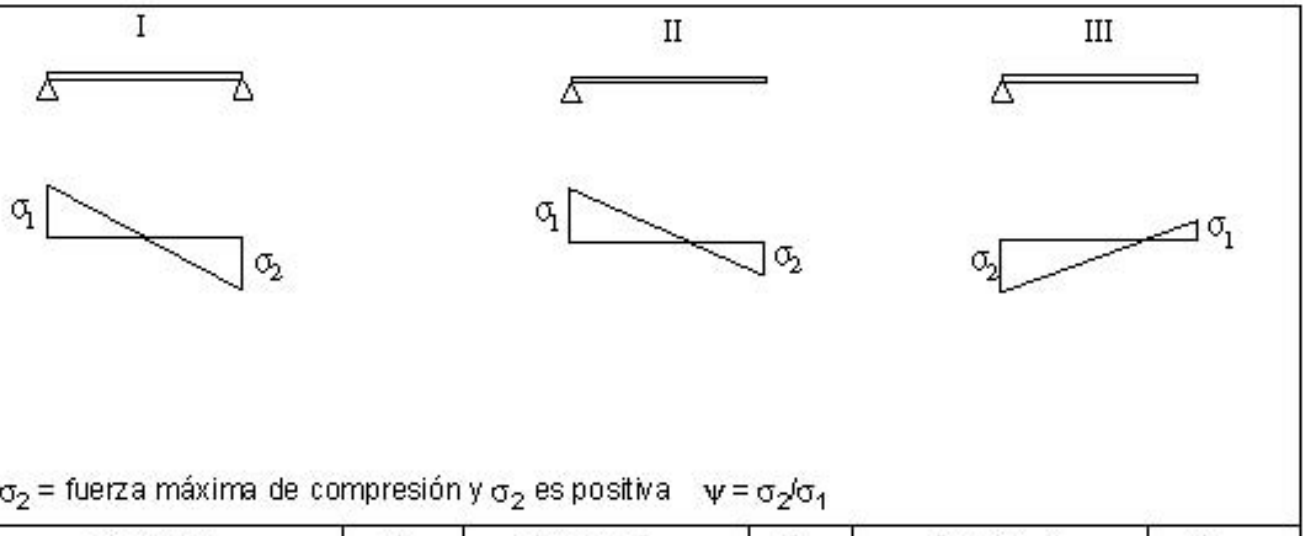
i. imperfecciones iniciales, geométricas y del material,

ii. endurecimiento por deformación del material,

iii. comportamiento posterior al pandeo

Las imperfecciones iniciales producen el pandeo de la chapa, que ocurre cuando $\bar{\lambda}_p < 1$. La correspondiente esbeltez límite de la chapa $\bar{\lambda}_{p3}$, para secciones Clase 3, difiere considerablemente de un país a otro debido a la variación estadística de las imperfecciones y a las propiedades de los materiales que no se conocen lo suficiente para cuantificarlas con exactitud; un examen de los códigos nacionales principales indica que fluctúa de 0,5 a 0,9 aproximadamente. El Eurocódigo 3 ha adoptado $\bar{\lambda}_{p3} = 0,74$ como límite de esbeltez de la chapa de los elementos Clase 3 en compresión y $\bar{\lambda}_{p3} = 0,9$ para elementos en flexión en los que las fibras extremas de la sección puedan alcanzar la tensión de fluencia. En los elementos de chapa con $\bar{\lambda}_p < \bar{\lambda}_{p3}$ no puede ocurrir el pandeo antes de que la resistencia a la compresión llegue a la tensión de fluencia.

Una sección Clase 1 debe desarrollar un momento de resistencia igual a su capacidad plástica y mantenerla a lo largo de deformaciones inelásticas relativamente largas. Para cum-



σ_2 = fuerza máxima de compresión y σ_2 es positiva $\psi = \sigma_2/\sigma_1$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$		+1	1 > ψ > 0	0	0 > ψ > -1	-1
Factor de pandeo k_σ	Caso I elemento interno	4,0	$\frac{8,02}{1,05+\psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9
	Caso II elemento externo	0,43	$\frac{0,578}{\psi+0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
	Caso III elemento externo	0,43	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	0,57	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	0,85

Tabla 4 Factores de pandeo y reparto de tensiones

plir estas condiciones sin pandeo, todo el elemento de placa ha de estar en fluencia y el material deformado en la región de deformación-endurecimiento (ver Tabla 2); esto sólo es posible en los elementos con poca esbeltez de referencia ($\bar{\lambda}_p < \bar{\lambda}_{p1}$), ver Figura 2.

Basándose en ciertos planteamientos teóricos (ver Bibliografía 3, 4 y 5), varias normas proponen valores de $\bar{\lambda}_{p1}$ entre 0,46 y 0,6. La diferencia se explica por la elección de la cantidad de capacidad de rotación necesaria. Un valor de $\bar{\lambda}_{p1} = 0,6$ corresponde a una capacidad de rotación reducida que se estima suficiente en el cálculo plástico habitual (vigas continuas, pórticos sin desplazamiento lateral, etc.). El valor propuesto por el Eurocódigo 3 es:

$$\bar{\lambda}_{p1} = 0,5$$

La sección Clase 2 (o sección compacta) es la que puede llegar justo a la resistencia al momento plástico, pero en ese punto sus resistencias disminuyen rápidamente (Tabla 1). El elemento de chapa está en fluencia y el material deformado en el campo plástico; esto ocurre en los elementos con una esbeltez media de referencia de $\bar{\lambda}_{p2}$, donde:

$$\bar{\lambda}_{p1} < \bar{\lambda}_{p2} < \bar{\lambda}_{p3}$$

El valor propuesto por el Eurocódigo 3 es $\bar{\lambda}_{p1} = 0,6$.

Las relaciones límites b/t se calculan mediante la fórmula (2) y los valores pertinentes de $\bar{\lambda}_p$ y k_σ. La Tabla 5 da algún valor límite de b/t de los elementos de una sección laminada con perfil en I, en compresión o flexión.

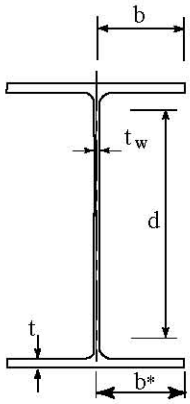
El Eurocódigo 3 especifica las proporciones límites más importantes de los elementos de una sección que permiten clasificarla correctamente. En el Apéndice 1 se dan las proporciones límites para elementos en compresión de las Clases 1 a 3.

Los valores límites de la relación anchura-espesor (b/t) de los elementos de chapa se aplican a piezas de acero de una tensión de fluencia determinada. El Eurocódigo 3, para abarcar todas las calidades de acero, presenta los datos de pandeo local sin dimensiones, por medio de un factor de reducción $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$, donde 235 representa la tensión de fluencia del acero dulce y f_y el del acero que se considera.

Los elementos de compresión de una sección (el alma o un ala) están, en general, en clases diferentes y normalmente una sección se clasifica por la clase más desfavorable (más alta) de sus elementos de compresión.

Es importante, en particular en el cálculo plástico, que la sección de las piezas que se escojan sean, en todos los casos, apropiadas para el tipo de comportamiento presupuesto.

Si alguno de los elementos de una sección no se ajusta a los límites dados en la Tabla 5 para la Clase 3, la sección se clasifica en "esbelta" y el pandeo local se tendrá en cuenta en el cálculo. Esto puede hacerse por medio del método de sección efectiva que se trata en detalle en la Lección 9.3.

	Elemento	Sección Clase 1	Sección Clase 2	Sección Clase 3		
				Fórmula	k_σ	b*/t ó d/t_w
	Ala (1) (b*/t)	9 ε	10 ε	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	0,43	14 ε (1)
	Alma en compresión d/t_w	33 ε	38 ε	$21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	1,0	42 ε
	Alma en flexión para d/t_w	72 ε	83 ε	$25,4\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	23,9	124 ε
	f_y	235	275		355	
$\varepsilon = \sqrt{f_y / 235}$	ε	1,0	0,92		0,81	

(1) En la práctica se considera la mitad del ancho del ala, b, en lugar de b*. Por esta razón, los valores en "Essentials of Eurocode 3" son b = 15 ε > b*.

Tabla 5 Relaciones máximas de esbeltez de los elementos de una sección laminada en compresión o en flexión

4. RESUMEN FINAL

1. Los métodos de análisis están influidos por la geometría de las secciones,, y, más en particular, por las relaciones de anchura y espesor de los elementos de chapa en compresión.
2. Debe garantizarse que no ocurra ninguna inestabilidad local antes de llegar al mecanismo completo o antes de que se pueda llegar al momento plástico o elástico.
3. Se definen cuatro clases de sección, correspondiendo cada una a una exigencia de comportamiento distinta: plástica, compacta, semicompacta y esbelta.
4. En la lección se exponen las proporciones límites de los elementos de las secciones que permiten clasificarlas correctamente.
5. Si alguno de los elementos de compresión de una sección no cumple las proporciones límites de la Clase 3 (semicompacta), se tendrá en cuenta el pandeo local en el cálculo.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. Bulson, P.S., "The Stability of Flat Plates" Chatto and Windus, Londres 1970.

2. Bureau, A. et Galea, Y., "Application de l'Eurocode 3: Classement des sections transversales en I". Construction métallique, no. 1, 1991.

3. Salmon, C.G., Johnson, J.E., "Steel Structures. Design and Behaviour", Harper et Row, Publishers, New York.

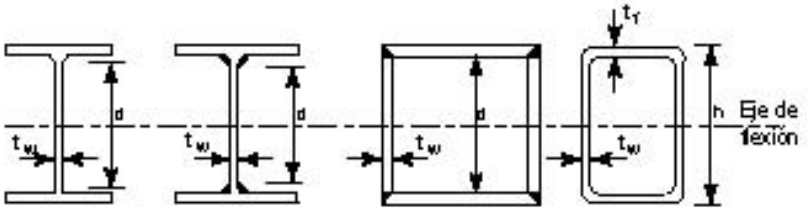
4. Dubas, P., Gehri, E., "Behaviour and Design of Steel Plated Structures", Publication no. 44, ECCS, TC8, 1986.

5. Commentaire de la norme SIA161 "Constructions Métalliques", Publication A5, Centre Suisse de la Construction Métallique, Zurich, 1979.

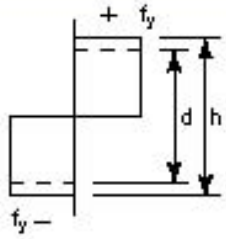
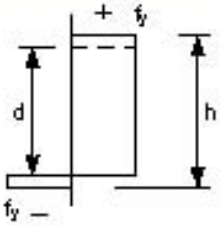
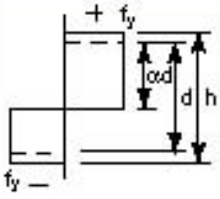
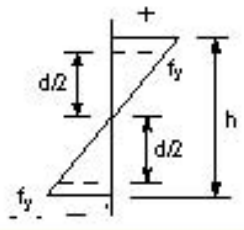
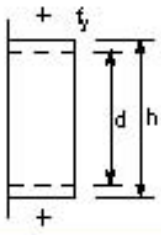
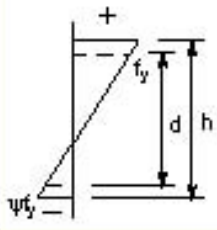
APÉNDICE I

Tabla 1 Relaciones máximas anchura-espesor para elementos en compresión

a. Almas (elementos internos perpendiculares al eje de flexión)



$d = h - 3t$ ($t_f = t = t_w$)

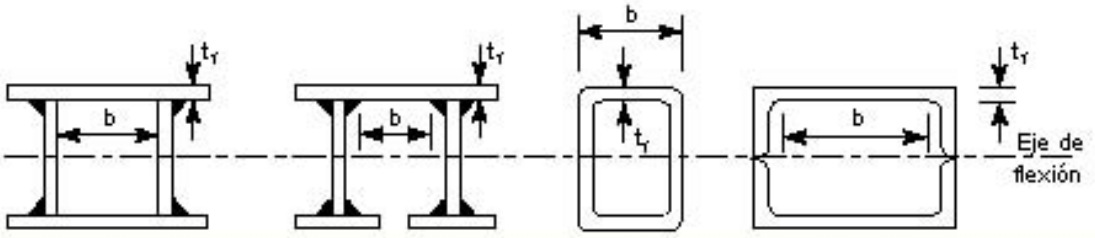
Clase	Alma sujeta a flexión	Alma sujeta a compresión	Alma sujeta a flexión y compresión
Distribución de tensiones en elemento (compresión positiva)			
1	$d/t_w \le 72\,\varepsilon$	$d/t_w \le 33\,\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \le 396\,\varepsilon/(13\alpha - 1)$ cuando $\alpha \le 0{,}5$: $d/t_w \le 36\,\varepsilon/\alpha$
2	$d/t_w \le 83\,\varepsilon$	$d/t_w \le 38\,\varepsilon$	cuando $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \le 456\,\varepsilon/(13\alpha - 1)$ cuando $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \le 41{,}5\,\varepsilon/\alpha$
Distribución de tensiones en elemento (compresión positiva)			
3	$d/t_w \le 124\,\varepsilon$	$d/t_w \le 42\,\varepsilon$	cuando $\psi > -1$: $d/t_w \le 42\,\varepsilon / (0{,}67 + 0{,}33\,\psi)$ cuando $\psi \le -1$: $d/t_w \le 62\,\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

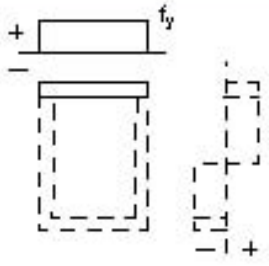
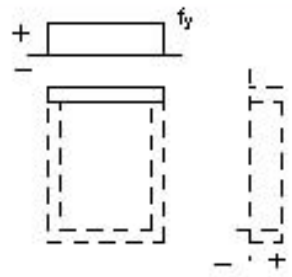
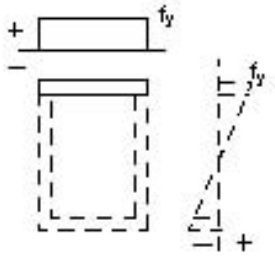
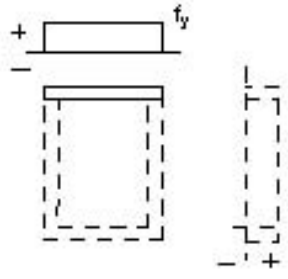
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

f_y	235	275	355
ε	1	0,92	0,81

Tabla 2 Relaciones máximas anchura-espesor para elementos en compresión

b. Elementos internos del ala: (Elementos internos paralelos al eje o a la flexión)

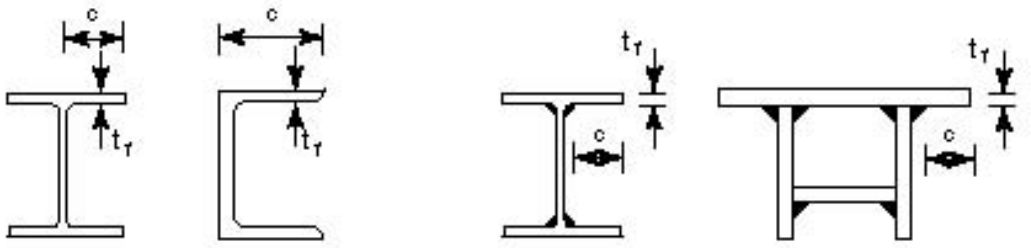


Clase	Tipo	Sección en flexión	Sección en compresión
Distribución de tensiones en elemento y a lo largo de la sección (compresión positiva)			
1	Sección hueca laminada Otras	$(b-3t_f)/t_f \le 33\varepsilon$ $b/t_f \le 33\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \le 42\varepsilon$ $b/t \le 42\varepsilon$
2	Sección hueca laminada Otras	$(b-3t_f)/t_f \le 38\varepsilon$ $b/t_f \le 38\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \le 42\varepsilon$ $b/t_f \le 42\varepsilon$
Distribución de tensiones en elemento y a lo largo de la sección (compresión positiva)			
3	Sección hueca laminada Otras	$(b-3t_f)/t_f \le 42\varepsilon$ $b/t_f \le 42\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \le 42\varepsilon$ $b/t_f \le 42\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	fy	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

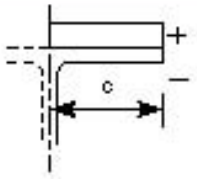
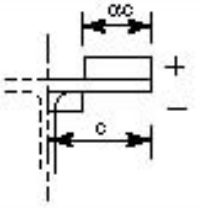
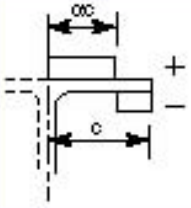
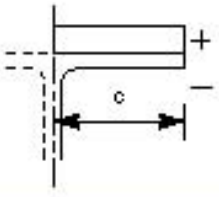
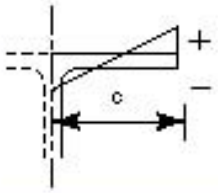
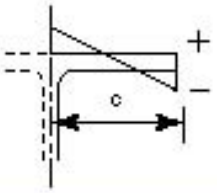
Tabla 3 Relaciones máximas anchura-espesor para elementos en compresión

c. Alas exteriores:



Secciones laminadas

Secciones soldadas

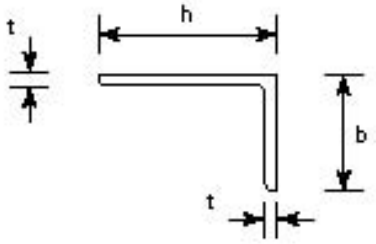
Clase	Tipo de perfil	Ala sujeta a compresión	Ala sujeta a compresión y flexión	
			Punta en compresión	Punta en tensión
Distribución de tensiones en elemento (compresión positiva)				
1	Laminado	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldado	$c/t_f \le 9\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Laminado	$c/t_f \le 11\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldado	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribución de tensiones en elemento (compresión positiva)				
3	Laminado	$c/t_f \le 15\,\varepsilon$	$c/t_f \le 23\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	Soldado	$c/t_f \le 14\,\varepsilon$	$c/t_f \le 21\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
			para k_σ ver tabla 5.3.3	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	fy	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

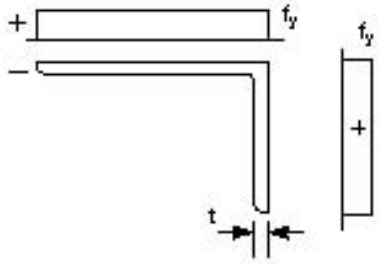
Tabla 4 Relaciones máximas anchura-espesor para elementos en compresión

d. Ángulos

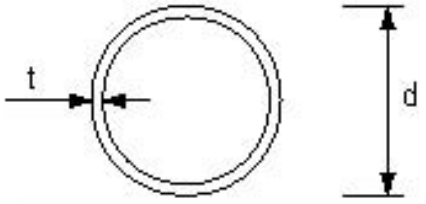
Véase también (c) "Alas exteriores" (Tabla 3)



(No se aplica a los angulares en contacto contiguo con otras piezas

Clase	Sección en compresión
Distribución de tensiones en toda la sección (compresión positiva)	
3	$h/t \leq 15\,\varepsilon$; $(b + h)/2t \leq 11{,}5\,\varepsilon$

e. Secciones tubulares:



Clase	Sección en flexión y/o compresión
1	$d/t \leq 50\,\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\,\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\,\varepsilon^2$

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

f_y	235	275	355
ε	1	0,92	0,81
ε^2	1	0,85	0,66

ESDEP PROBLEMA RESUELTO 9
ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Problema Resuelto 9.1 (i), (ii) y (iii): Clasificación de secciones transversales

CONTENIDO

Problema resuelto 9.1(i): Determinación de la clase de una sección sometida a compresión

Sección HEA 500
Sección IPE 600

Problema resuelto 9.1(ii): Determinación de la clase de una sección sometida a flexión

Sección HEA 500
Sección IPE 600

Problema resuelto 9.1(iii): Determinación de la clase de una sección sometida a flexión y compresión

Sección HEA 500
Sección IPE 600
Sección soldada

NOTAS PREVIAS

Clasificar las secciones permite juzgar su comportamiento último en compresión y flexión, teniendo en cuenta la posibilidad de pandeo local.

La clase a la que pertenece una sección depende de las proporciones (relación anchura-espesor) de sus elementos de compresión (alma, alas), del tipo de carga (compresión, flexión, compresión y flexión) y de la resistencia a la fluencia del material.

Los límites más importantes de las proporciones de los elementos de una sección que permiten clasificarlas correctamente se especifican en la Tabla 5.3.1 del Eurocódigo 3 [1] y se resumen en la Lección 9.2 [2].

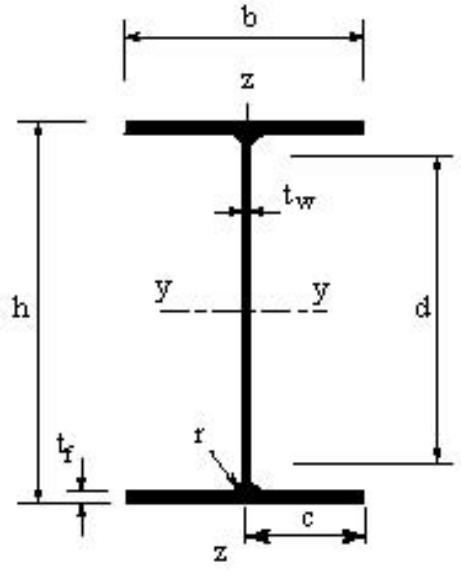
[1] El Eurocódigo 3: "Cálculo de Estructuras de Acero": ENV 1993-1-1: Parte 1.1: Reglas Generales y Reglas para Edificios, CEN, 1992.

[2] Lección 9.2: Clasificación de Secciones Transversales.

Referencia en Eurocódigo 3

PROBLEMA 9.1(i) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A COMPRESIÓN

9.1.1.1 Sección HEA 500



Datos:

f_y = 235 N/mm.^{2}

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$

h = 490 mm.

b = 300 mm.

t_f = 23 mm.

t_w = 12 mm.

r = 27 mm.

d = h-2t_f - 2r = 390 mm.

c = 0,5 b = 150 mm.

Clasificación del ala:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{23} = 6,5 < 10\varepsilon = 10 : \quad \text{Clase 1}$$

Tabla 5.3.1(3)

Clasificación del alama:

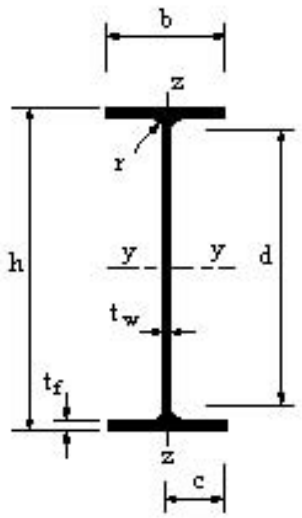
$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32,5 < 33\varepsilon = 33 : \quad \text{Clase 1}$$

Por tanto, puede considerarse que la sección pertenece a la Clase 1.

Tabla 5.3.1(1)

Referencia en Eurocódigo 3

9.1.1.2 Sección IPE 600



Datos:

f_y = 355 N/mm.^{2}

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

h = 600 mm.

b = 220 mm.

t_f = 19 mm.

t_w = 12 mm.

r = 24 mm.

d = h-2t_f - 2r = 514 mm.

c = 0,5 b = 110 mm.

Clasificación del ala:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{110}{19} = 5,8 < 10\varepsilon = 8,1 : \quad \text{Clase 1}$$

Tabla 5.3.1(3)

Clasificación del alma:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42,8 > 42\varepsilon = 34,0 : \quad \text{Clase 4}$$

Por tanto, debe considerarse que la sección pertenece a la Clase 4.

Tabla 5.3.1(1)

Referencia en Eurocódigo 3

PROBLEMA 9.1(ii) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN

9.1.2.1 Sección HEA 500

Los datos de esta sección se han presentado en el problema 9.1.1.1.

Se consideran dos casos distintos:

a) Flexión por el eje y-y:

En este caso puede considerarse que las alas están sometidas a compresión o tracción uniforme, por lo que se clasifican así:

Tabla 5.3.1(3)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{23} = 6,5 < 10\varepsilon = 10 : \quad \text{Clase 1}$$

El alma está sometida a flexión y su clasificación es:

Tabla 5.3.1(1)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32,5 < 72\varepsilon = 72 : \quad \text{Clase 1}$$

Por tanto, se puede considerar que la sección pertenece a la Clase 1.

b) Flexión por el eje z-z:

Supongamos que la sección está completamente plastificada en flexión pura. En ese caso, las alas están sometidas a tensiones repartidas uniformemente, a compresión de un lado del alma y a tracción en el otro lado. Por tanto, la clasificación de las alas es:

Tabla 5.3.1(3)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{23} = 6,5 < 10\varepsilon = 10 : \quad \text{Clase 1}$$

Con flexión pura por el eje z-z, puede despreciarse la posibilidad de pandeo por la oposición del alma respecto al eje neutro.

Así, puede considerarse que la sección pertenece a la Clase 1.

Referencia en Eurocódigo 3

9.1.2.2 Sección IPE 600

Los datos de esta sección se han presentado en el problema 9.1.1.2.

Se pueden considerar dos casos distintos:

a) Flexión por el eje y-y:

Si se considera que las alas están sometidas a compresión o tracción uniforme, su clasificación es:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{110}{19} = 5,8 < 10\varepsilon = 8,1 : \quad \text{Clase 1}$$

Tabla 5.3.1(3)

El alma está sometida a flexión y su clasificación es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42,8 < 72\,\varepsilon = 58,3 : \quad \text{Clase 4}$$

Tabla 5.3.1(1)

Por tanto, se puede considerar que la sección pertenece a la Clase 1.

b) Flexión por el eje z-z:

Si se presume que la sección está completamente plastificada, las alas están sometidas a compresión o tracción uniforme. En este caso, las alas se clasifican así:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{110}{19} = 5,8 < 10\varepsilon = 8,1 : \quad \text{Clase 1}$$

Tabla 5.3.1(3)

Las observaciones sobre el alma de la sección HEA 500 sometida a flexión por el eje z-z, son válidas para este caso.

Así, la sección puede considerarse perteneciente a la Clase 1.

Referencia en Eurocódigo 3

PROBLEMA 9.1(iii) DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE UNA SECCIÓN SOMETIDA A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

9.1.3.1 Sección HEA 500

La sección está sometida a flexión por el eje y-y y a una fuerza de compresión axial de 400 kN. Los demás datos necesarios se han presentado en el problema 9.1.1.1.

Clasificación del ala:

$$\frac{c}{t_f} = 5,8 < 10\varepsilon = 8,1: \quad \text{Clase 1}$$

Clasificación del alma:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32,5$$

Este valor es más bajo que el límite de d/t_w en el caso de compresión uniforme del alma ($33\,\varepsilon = 33$), que es el caso de reparto de tensiones en el alma más desfavorable. Así, el alma se puede clasificar en la Clase 1, independiente del reparto de tensiones a que esté sometida.

Tabla 5.3.1(1)

Por tanto, se puede considerar que la sección pertenece a la Clase 1.

9.1.3.2 Sección IPE 600

La sección está sometida a flexión por el eje y-y y a una fuerza axial de 1200 kN. Los datos se han presentado en el problema 9.1.1.2.

Clasificación del ala:

$$\frac{c}{t_f} = 5,8 < 10\varepsilon = 8,1: \quad \text{Clase 1}$$

Tabla 5.3.1(3)

Clasificación del alma:

$$\frac{d}{t_w} = 42,8$$

Referencia en Eurocódigo 3

Este valor es más bajo que cualquier límite del alma en flexión pura (72 ε = 58,3), pero supera el valor límite de la Clase 3 (42 ε = 34) en compresión pura. La cuestión que hay que resolver es: "¿Con qué clase de reparto de tensiones vamos a contar, elástico o plástico?".

Tabla 5.3.1(1)

Supongamos primero una redistribución totalmente plástica:

Por lo tanto:

$N_{Sd} = d_N \times t_w \times f_y$

$\alpha d = (d + d_N)/2$

siendo

$$\alpha = \frac{1}{2}\left(1+\frac{d_N}{d}\right) = \frac{1}{2}\left(1+\frac{N_{Sd}}{t_w f_y d}\right)$$

$$= \frac{1}{2}\left(1+\frac{1200\times 10^3}{12\times 355\times 514}\right) = 0,774$$

Se observa que el límite (d/t) de la Clase 2, es decir,

$$\frac{456\,\varepsilon}{13\alpha - 1} = 40,8$$

Tabla 5.3.1(1)

se supera.

Lo que quiere decir que debe adoptarse redistribución elástica de tensiones.